

Die Küste, 77 (2010), 1-250

Heft 77
Jahr 2010

Die Küste



Die Küste

ARCHIV FÜR FORSCHUNG UND TECHNIK
AN DER NORD- UND OSTSEE

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

Die Küste

ARCHIV FÜR FORSCHUNG UND TECHNIK
AN DER NORD- UND OSTSEE

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

Heft 77 · Jahr 2010

Herausgeber: Kuratorium für Forschung im Küsteningenieurwesen

Kommissionsverlag:
Boyens Medien GmbH & Co. KG, Heide i. Holstein
Druck: Boyens Offset GmbH & Co. KG

ISSN 0452-7739
ISBN 978-3-8042-1068-4

Anschriften der Verfasser dieses Heftes:

Berkenbrink, Cordula, Nds. Landesbetrieb für Wasserwirtschaft, Küsten- und Naturschutz, An der Mühle 5, 26548 Norderney, Cordula.Berkenbrink@nlwkn-ny.niedersachsen.de; Christiansen, Hermann, Pappelweg 30, 21244 Buchholz, hermann.christiansen@gmx.de; Herrling, Gerald, Nds. Landesbetrieb für Wasserwirtschaft, Küsten- und Naturschutz, An der Mühle 5, 26548 Norderney, Gerald.Herrling@nlwkn-ny.niedersachsen.de; Jensen, Jürgen, Universität Siegen, Forschungsinstitut Wasser und Umwelt, Abteilung Wasserbau und Hydromechanik, Paul-Bonatz-Str. 9–11, 57076 Siegen, jensen@fb10.uni-siegen.de; Kaiser, Ralf, Nds. Landesbetrieb für Wasserwirtschaft, Küsten- und Naturschutz, An der Mühle 5, 26548 Norderney, ralf.kaiser@nlwkn-ny.niedersachsen.de; Lorke, Stefanie, Rheinisch-Westfälische Technische Hochschule Aachen, Lehrstuhl und Institut für Wasserbau und Wasserwirtschaft, Versuchshalle Kreuzherrenstr. 7, 52056 Aachen, lorke@iww.rwth-aachen.de; Malcherek, Andreas, Universität der Bundeswehr München, Institut für Wasserwesen, Werner-Heisenberg-Weg 39, 85579 Neubiberg, andreas.malcherek@unibw-muenchen.de; Niemeyer, Hanz-Dieter, Nds. Landesbetrieb für Wasserwirtschaft, Küsten- und Naturschutz, An der Mühle 5, 26548 Norderney, hanz-dieter.niemeyer@nlwkn-ny.niedersachsen.de; Oumeraci, Hocine, Technische Universität Braunschweig, Leichtweiß Institut für Wasserbau, Beethovenstr. 51a, 38106 Braunschweig, h.oumeraci@tu-braunschweig.de; Pohl, Carsten, Universität Duisburg-Essen, Institut für Grundbau und Bodenmechanik, Universitätsstraße 15, 45117 Essen, Carsten.pohl@uni-essen.de; Richwien, Werner, Universität Duisburg-Essen, Institut für Grundbau und Bodenmechanik, Universitätsstraße 15, 45117 Essen, werner.richwien@uni-due.de; Treuel, Frederik, Technische Universität Hamburg-Harburg, Denickestraße 22, 21073 Hamburg, frederik.treuel@tu-harburg.de; Vavrina, Lars, Universität Duisburg-Essen, Institut für Grundbau und Bodenmechanik, Universitätsstraße 15, 45117 Essen, lars.vavrina@uni-due.de.

Die Verfasser sind für den Inhalt der Aufsätze allein verantwortlich. Nachdruck aus dem Inhalt nur mit Genehmigung des Herausgebers gestattet: Kuratorium für Forschung im Küsteningenieurwesen, Geschäftsstelle, Wedeler Landstraße 157, 22559 Hamburg.
Vorsitzender des Kuratoriums: BD WILHELM KOLDEHOFE, Der Senator für Umwelt, Bau, Verkehr und Europa, Fachbereich Umwelt, Hanseatenhof 5, 28195 Bremen
Geschäftsführer: Dr.-Ing. RAINER LEHFELDT, Wedeler Landstraße 157, 22559 Hamburg
Redaktionsleiter „Die Küste“: Dipl.-Ing. DETLEF SCHALLER, Bismarckstraße 13, 25813 Husum

Inhaltsverzeichnis

WERNER RICHWIEN, CARSTEN POHL und LARS VAVRINA Bemessung von Deichen gegen Einwirkungen aus Sturmfluten	1
CORDULA BERKENBRINK, RALF KAISER und HANZ-DIETER NIEMEYER Mathematische Modellierung hydrodynamischer Belastungen von Deichen	45
HERMANN CHRISTIANSEN Sedimentation in Hamburger Hafenbecken – Ursachen und Maßnahmen zur Verminderung –	117
ANDREAS MALCHEREK Zur Beschreibung der rheologischen Eigenschaften von Flüssigschlickern	135
HOCINE OUMERACI More than 20 Years of Experience Using the Large Wave Flume (GWK) – Selected Research Projects	179
Konferenzberichte	
JÜRGEN JENSEN Medcoast 2009 in Sochi, Russland	241
CORDULA BERKENBRINK, GERALD HERRLING, JÜRGEN JENSEN und STEFANIE LORKE 32 nd International Conference on Coastal Engineering 2010 in Shanghai, China	243
FREDERIK M. TREUEL Deltas in Times of Climate Change in Rotterdam, Niederlande	249

Bemessung von Deichen gegen Einwirkungen aus Sturmfluten

Von WERNER RICHWIEN, CARSTEN POHL und LARS VAVRINA

Z u s a m m e n f a s s u n g

In Deutschland werden Deiche gegen Einwirkungen aus Sturmfluten nach dem derzeit üblichen Prinzip des vorsorgenden Küstenschutzes bemessen. Konkret heißt das, dass die Außenböschungen so flach sind, dass der Wellenschlag brechender Wellen in Verbindung mit dem auf- und ablaufenden Wasser dort keine Schäden verursacht, dass die Deiche so hoch sind, dass der Wellenüberlauf nur nachweislich unschädliche Größenordnungen annimmt und dass im Übrigen die Bodenarten, aus denen die Abdeckung von Böschungen und Krone hergestellt werden, sich für diese Aufgabe bewährt haben. Die so bemessenen Deiche haben sich in den letzten Jahrzehnten als ausreichend wehrhaft erwiesen, den Einwirkungen auch schwerer Sturmfluten Stand zu halten.

Nun werden im Zusammenhang mit der globalen Klimaänderung Szenarien diskutiert, nach denen zukünftig ein höherer Wasserstand vor den Deichen erwartet werden muss und damit auch eine Zunahme der Belastung aus Wellenschlag und vor allem aus Wellenüberlauf. Die Deiche müssten daher erhöht werden, um die Voraussetzungen des vorsorgenden Küstenschutzes auch weiterhin zu erfüllen. Andererseits wird seit langem vermutet, dass die derzeitigen Deiche auch deutlich höhere Bemessungswasserstände ertragen können, ohne dass sie ihre Wehrhaftigkeit verlieren. Diese vermuteten Reserven der Deichsicherheit aufzuspüren und zu quantifizieren war die Zielsetzung des Verbundprojekts „Integrierte Bemessung von See- und Ästuardeichen (INTBEM)“. Die nachfolgenden Ausführungen fassen die Ergebnisse des Teilprojekts „Analyse bodenmechanischer Prozesse (INTBEM A)“ zusammen. Die vorgestellten Ansätze und Ergebnisse wurden im Rahmen von INTBEM A und verschiedenen Vorgängervorhaben am Institut für Grundbau, Bodenmechanik, Tunnelbau und Felsmechanik der Universität Duisburg-Essen erarbeitet.

S c h l a g w ö r t e r

See- und Ästuardeiche, Wellenschlag, Wellenüberlauf, Infiltration, Erosion, Abgleiten der Binnenböschung

S u m m a r y

Seadikes in Germany are designed with smooth inclined outer slopes, in consequence the impact of breaking waves and wave runup is kept small. Additionally the dike height is designed to keep wave overtopping small, too. This assures together with a conceptual quality control of the soils from which the slope protections are made, that dikes, which have been designed according to these rules have proved during the last decades to be save against very heavy storm events.

However, in the context of the global climate change, scenarios are discussed that in future the design water level will increase and thus wave impacts on the outer slope and wave overtopping might increase too. Therefore the crests of the dikes need to be elevated to assure that they keep their level of safety.

On the other hand it is assumed from experience, that the existing dikes are able to protect the coastline even for much higher design water levels with a sufficient level of safety. To detect and quantify these presumed reserves of safety was the intention of the joint research project “Integrated design of coastal- and estuary dikes (INTBEM)”.

The following paper summarizes the results of the sub-project “Analysis of soil mechanical processes (INTBEM A)” and some advancing research projects at the Institute of Foundation Engineering, Soil Mechanics, Tunnelling and Rock Mechanics at the University Duisburg-Essen.

Key words

Sea- and estuarydikes, wave-impact, wave-overtopping, infiltration, erosion, sliding of the inner slope

Inhalt

1. Einleitung	3
2. Bodenmechanische Prozesse am Deich	4
3. Austrocknung der Abdeckung und Schrumpfrissbildung	4
3.1 Physikalische Ursachen der Trocknungsschrumpfung von Böden	5
3.2 Rissentwicklung und Rissausbreitung in Böden bei Austrocknung.	6
3.3 Spannungen in der teilgesättigten Böschungsabdeckung.	8
3.4 Prognose der Risstiefe	10
3.4.1 Stabiles Risswachstum	10
3.4.2 Instabiles Risswachstum	11
3.4.3 Grenztiefe.	11
3.5 Exemplarische Ermittlung der Risstiefe für drei Deichböden	11
4. Wasserdurchlässigkeit von Böschungsabdeckungen aus bindigen Böden	14
5. Nachweis der Sicherheit gegen Abheben der Böschungsabdeckung.	16
6. Bemessung der Außenböschung gegen Beanspruchung aus Wellenschlag	18
7. Erosion	23
7.1 Erosion auf der Außenböschung	24
7.2 Erosion auf der Binnenböschung	24
7.3 Bewertung der Qualität der Grasnarbe	26
8. Deichbemessung.	26
8.1 Vorbemerkung	26
8.2 Nachweise der funktionalen Bemessung	27
8.2.1 Begrenzung der Infiltration	27
8.2.2 Begrenzung der Erosion.	28
8.3 Nachweise der Standsicherheit (statische Bemessung).	29
8.3.1 Nachweis gegen hangparalleles Gleiten.	29
8.3.2 Nachweis gegen Wellenschlag.	30
8.4 Grundsätzliches zur Nachweisführung und zum Ansatz der Festigkeit vernässter bindiger Böden	32
9. Sensitivitätsanalyse	33
9.1 Untersuchte Deichquerschnitte	33
9.2 Bodenmechanische Kennwerte	35
9.3 Hydrodynamische Belastungen	35
9.4 Randbedingungen der Nachweise	35
9.5 Einfluss des Bemessungswasserstands auf die Nachweise der funktionalen Bemessung.	35
9.5.1 Einfluss des Bemessungswasserstands auf die erforderliche Dicke der Böschungsabdeckung	35
9.5.2 Einfluss des Bemessungswasserstands auf die Erosion	37
9.6 Einfluss des Bemessungswasserstands auf die Nachweise der statischen Bemessung.	38
9.6.1 Einfluss des Bemessungswasserstands auf den Nachweis gegen hangparalleles Gleiten	39
9.6.2 Einfluss der Wellenhöhe auf den Nachweis gegen Schädigung durch Wellenschlag.	40
9.7 Zusammenfassende Bewertungen der Ergebnisse der Sensitivitätsanalyse	42
10. Danksagung	43
11. Schriftenverzeichnis	43

1. Einleitung

Im Zusammenhang mit den Diskussionen über die Folgen des globalen Klimawandels ist es technisch und wirtschaftlich geboten, die Prämissen der derzeitigen Deichbemessung zu überprüfen. Diese basieren auf jahrzehntelangem Erfahrungswissen (EAK, 2002; TAW, 1996), stammen aber auch aus der Zeit, in der die bodenmechanischen Prozesse beim Einstau der Deiche, beim Wellenschlag durch brechende Wellen und beim Wellenüberlauf noch kaum bekannt waren, daher begegnet man diesen Einwirkungen konstruktiv. Das wird erreicht, indem die Außenböschungen so flach angelegt werden, dass der Wellenschlag aus brechenden Wellen dort keine Schädigungen hervorruft und indem die Deichhöhe so bemessen wird, dass der Wellenüberlauf unterhalb eines sehr niedrig angesetzten Toleranzwerts bleibt. Von früheren Sturmfluten ist außerdem bekannt, dass vor allem der Wellenüberlauf Deichbrüche auslösen kann, demgegenüber erzeugt der Wellenschlag lokale Schäden der Außenböschung, die nicht unmittelbar einen Deichbruch nach sich ziehen.

Nun haben aber verschiedene Großversuche der letzten Jahre belegt, dass unter bestimmten Umständen selbst sehr große Überlaufsraten bis zu $50 \text{ l}/(\text{m}\cdot\text{s})$ nicht zu gravierenden Schäden an den Böschungen führen (VAN DER MEER et al., 2008). Zum gleichen Ergebnis sind wissenschaftlich/theoretische Überlegungen gekommen (WEISSMANN, 2003).

Man könnte also deutlich größere Überlaufsraten zulassen, ohne dass damit die Deichsicherheit gefährdet wäre. Voraussetzung ist allerdings, dass einerseits die Überlaufmenge und alle anderen hydrodynamischen Einwirkungen wie Einstau und Wellenschlag zuverlässig erfasst werden können und dass andererseits die bei Wellenschlag und bei Überlauf maßgebenden bodenmechanischen Prozesse beschrieben werden können. Durch das Zusammenführen von im Einzelfall ermittelten hydrodynamischen Einwirkungen mit den bodenmechanischen Widerständen des Deichs könnten dann die Deiche so bemessen werden, dass sie den Einwirkungen mit den erforderlichen Sicherheiten widerstehen können.

Ein solcher Ansatz, der alle Einwirkungen im Sturmflutfall quantitativ erfasst und ihnen den Widerstand des Deichs vergleichend gegenüberstellt, eröffnet grundsätzlich die Option, den erwarteten Veränderungen der Wasserstände vor dem Deich, des Wellenschlags und des Wellenüberlaufs die tatsächliche Wehrhaftigkeit der Deiche gegenüberzustellen. Deichverstärkung und Deicherhöhung sind dann nur in solchen Fällen nötig, in denen die zukünftigen Einwirkungen nicht mit der erwünschten Sicherheit abgedeckt werden.

Mit dieser Zielrichtung hat das Bundesministerium für Bildung und Forschung auf Vorschlag des Kuratoriums für Forschung im Küsteningenieurwesen (KFKI) Mittel für das Forschungsvorhaben INTBEM A zu Verfügung gestellt, in dem (in Zusammenarbeit mit dem Projekt INTBEM B) eine neue integrierte Bemessung für See- und Ästuardeiche bei gleichzeitiger Berücksichtigung der hydrodynamischen Belastungen und der bodenmechanisch ermittelten Belastbarkeit des Erdbaustoffs entwickelt wurde. Im Mittelpunkt des Projekts INTBEM A stand die Klärung noch offener Aspekte während der Gefügebildung der Deichabdeckungen, die Einbeziehung der Schutzwirkung einer Grasnarbe in die Bemessungsansätze und die Zusammenführung dieser Ergebnisse mit bereits in früheren Forschungsarbeiten gewonnen Erkenntnissen zu einem praktikablen Bemessungsansatz für die Deichsicherheit.

Für die Untersuchungen wurden homogenisierte Böden verwendet, die somit jedoch nicht die alterungsbedingte Strukturbildung aufweisen können. Die im Teilprojekt INTBEM A hergeleiteten theoretischen Ansätze bedürfen des Weiteren einer Validierung und Verifizierung im Felde an bestehenden Deichen. Dies zeigt sich aus verschiedenen Gründen jedoch oftmals als schwierig.

Die aus bodenmechanischen Gesetzmäßigkeiten hergeleiteten Ergebnisse dieses Forschungsvorhabens zeigen, dass die heutigen Deiche einen deutlich größeren Wellenüberlauf vertragen als derzeit angenommen, ohne dass ihre Sicherheit gefährdet ist. Voraussetzung der Inanspruchnahme dieser Reserven ist allerdings, dass einerseits der Wellenüberlauf für einen konkreten Deichstandort zuverlässig ermittelt wird, und dass andererseits alle maßgebenden bodenmechanischen Kennwerte der Deichböden bekannt sind.

2. Bodenmechanische Prozesse am Deich

Die Aufgabe von See- und Ästuardeichen ist der Schutz des Hinterlandes vor Überflutung. Folglich stellen hydrodynamische Einwirkungen wie Wellenschlag, Wellenauf- und -ablauf und Wellenüberlauf die bestimmungsgemäßen Beanspruchungen dar.

Die Deiche widerstehen diesen Beanspruchungen, wenn die damit verbundenen Einwirkungen von den Deichböden aufgenommen werden können. Dies sicherzustellen ist Aufgabe der Deichbemessung. Bemessung im ingenieurmäßigen Sinn ist die Festlegung von Baustoffen, Baustoffeigenschaften und Bauteilabmessungen mit dem Ziel einer technischen und wirtschaftlichen Optimierung bei Einhaltung eines definierten Sicherheitsmaßes. Die konzeptionelle Umsetzung dieser Aufgabe beinhaltet die Gegenüberstellung der hydrodynamischen Einwirkungen mit der spezifischen Widerstandsfähigkeit der verwendeten Baustoffe.

Die konventionellen Nachweise der Standsicherheit (Grundbruch des Deichlagers, Böschungsbruch) werden in den Bauphasen des Deichs nach den einschlägigen Regeln der DIN 1054 geführt. Diese Nachweise werden nachfolgend nicht behandelt. Ebenfalls nicht behandelt werden im Folgenden die Setzungsnachweise, aus denen das erforderliche Maß der Deichüberhöhung ermittelt wird.

Die nachfolgenden Ausführungen beziehen sich somit ausschließlich auf die Beanspruchungen des Deichs im Sturmflutfall. Diese Beanspruchungen treten im Regelfall erst Jahre nach dem Bau des Deichs erstmals auf, seine Widerstandsfähigkeit muss aber von Anfang an so angelegt sein, dass es unter den Einwirkungen aus dem Sturmflutfall nicht zu ernsthaften Schäden oder gar zu einem Deichbruch kommt, und der Deich muss diese Widerstandsfähigkeit auch noch nach Jahren haben, in denen der Deich der Witterung und sonstigen Einwirkungen ausgesetzt war.

Von besonderer Bedeutung sind in diesem Zusammenhang die Eigenschaften der Böschungsabdeckungen, die aus bindigen Böden ganz unterschiedlicher Zusammensetzung hergestellt werden. Die Abfolge von Austrocknung und Vernässung, Gefrieren und Tauen bilden in den Böschungsabdeckungen Gefüge aus, die das mechanische Verhalten, also Festigkeit und Durchlässigkeit, entscheidend prägen. Von besonderer Bedeutung sind in diesem Zusammenhang Volumenänderungen der Böden, die diese beim Austrocknen erfahren und die in den Abdeckungen der Böschungen zu ausgeprägten Rissbildungen führen können.

3. Austrocknung der Abdeckung und Schrumpfrissbildung

Im physikalischen Sinne wird die Volumenänderung eines porösen Körpers durch die Abgabe von Wasser aus dem Porenraum durch den Begriff Schwinden korrekt beschrieben (PLACZEK, 1982). Der Begriff Schrumpfung ist hingegen für den Volumenverlust durch das

Zusammenziehen des Feststoffs zutreffend, wie beispielsweise für den Volumenverlust bei Abgabe von Wasser aus der Mineralstruktur eines Bodenteilchens. Diese Prozesse lassen sich aber beim Boden nicht klar gegeneinander abgrenzen, deshalb hat sich in der Bodenkunde der Begriff Schrumpfung als Oberbegriff für beide Prozesse etabliert und wird im Folgenden auch so verwendet.

Schrumpfrisse entstehen als Folge der Austrocknung der Abdeckung und der damit einhergehenden Volumenabnahme des Porenraums. Die dabei im Boden entstehenden Zugspannungen kann das Bodengefüge nur begrenzt aufnehmen, es reißt auf. Bei der erneuten Vernässung lagern die Tonminerale wieder Wasser an und quellen, die Risse werden dann zumindest teilweise wieder geschlossen. Allerdings bleiben die Risse Zonen erhöhter Durchlässigkeit, weil die Volumenabnahme beim Austrocknen durch die folgende Volumenzunahme beim Vernässen nicht vollständig kompensiert wird und weil in die offenen Risse aus den Rissflanken heraus regelmäßige Bodenaggregate hineinfallen, die dann das Schließen der Risse blockieren. Die im Wasserbau erwiesene Selbstheilung von Tondichtungen widerspricht dieser Feststellung nicht, sie beruht nämlich vor allem auf Sedimentation.

Bei erstmaliger Austrocknung der Böschungabdeckung entstehende Schrumpfrisse sind also auf Dauer Schwachstellen, die zumindest die Durchlässigkeit des oberen Bereichs nachhaltig herabsetzen.

3.1 Physikalische Ursachen der Trocknungsschrumpfung von Böden

Definitionsgemäß ist die Schrumpfung von Böden die Verminderung des Haufwerkvolumens als Folge eines Flüssigkeitsentzugs. Dieser kann thermisch oder mechanisch erfolgen (WIEDEMANN, 1996). Schrumpfrisse entstehen, wenn die Wasserspannung beim Wasserentzug größer ist als die Summe aus Zugfestigkeit des Bodens und geostatischer oder von außen eingepprägter Überlagerungsspannung.

Bei der Trocknungsschrumpfung verändert sich die physikalisch-chemisch bedingte Anlagerungsfähigkeit von Wasser, sie findet vor allem bei Böden mit geringer Sättigung ($S < 0,7$) statt. Erscheinungsformen der Trocknungsschrumpfung sind beispielsweise die Schrumpfung von Beton oder die Gitterschrumpfung von Tonmineralien. Bei Wasseranlagerung weitet sich die Gitterstruktur der Mineralien auf, bei Wasserabgabe rückt sie wieder zusammen. Die daraus resultierenden Volumenänderungen sind überwiegend irreversibel, ihre Größenordnung ist im Vergleich zur Kapillarschrumpfung vernachlässigbar.

Die Kapillarschrumpfung basiert auf Grenzflächeneffekten der Konstituierenden Gas und Fluid. Der Kapillardruck resultiert aus Kohäsionsspannungen an der Wasseroberfläche (Oberflächenspannung), Adhäsionsspannungen an den Grenzflächen zwischen Feststoff und Flüssigkeit (Haftspannung) und Spannungen aus der Schwerkraft. Der Kapillardruck entsteht, sobald die Gasphase unmittelbaren Kontakt zur Haufwerksoberfläche hat.

Deshalb findet die Kapillarschrumpfung auch vor allem im Bereich höherer Sättigung ($0,7 \leq S \leq 1,0$) statt. Unter natürlichen Bedingungen ist i. d. R. nur die Kapillarschrumpfung relevant, da Böden selten so weit austrocknen, dass die Trocknungsschrumpfung einen nennenswerten Volumenverlust hervorruft.

Nach SCHEFFER/SCHACHTSCHABEL (2002) ist die Kapillarschrumpfung eines gesättigten Bodens in drei Phasen unterteilt (Abb. 1). Der Boden durchläuft bei Wasserentzug zunächst die Normalschrumpfung. In dieser Phase ist die Volumenabnahme des Bodens gleich dem Volumen des entzogenen Wassers. Die Bodenpartikel rücken dabei näher zusammen und die

kontrahierende Kraft nimmt zu. Der Boden behält seine gleich bleibende dunkle Farbe. Die Kapillarspannung ruft in dieser Phase in etwa die gleiche Bodendeformation hervor wie eine betragsgleiche Auflast, bodenmechanisch entspricht die Normalschrumpfung also einer Konsolidation.

Der Porenraum des Bodens bleibt während der Normalschrumpfung gesättigt, bis der Wasserverlust schließlich nicht mehr allein durch die Annäherung der Körner auszugleichen ist. Nun tritt Luft in die Poren ein, der Sättigungsgrad nimmt ab. Das wird am Umschlagen der Farbe des Bodens von dunkel nach hell sichtbar. Diese Phase heißt Übergangsschrumpfung.

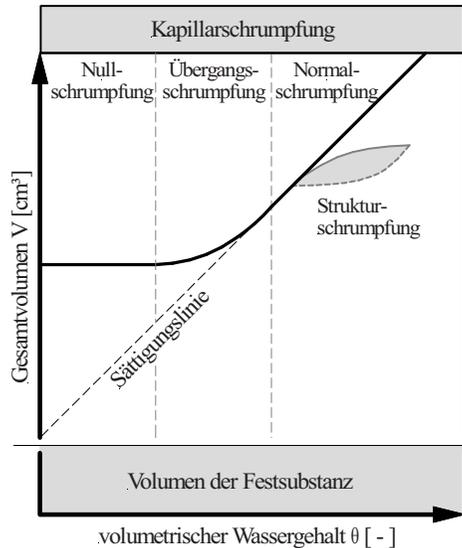


Abb. 1: Phasen der Kapillarschrumpfung (in Anlehnung an: SCHEFFER/SCHACHTSCHABEL, 2002)

Schließlich ist keine weitere Annäherung oder Umorientierung der Körner mehr möglich, der Boden hat dann seine dichtest mögliche Lagerung erreicht. Die größeren Partikel berühren sich direkt und die Hydrathüllen um die kleineren Tonminerale können durch die wirkenden Spannungen nicht mehr deformiert oder verdrängt werden. Der Boden hat sein infolge von Wasserentzug physikalisch minimales Volumen eingenommen, eine weitere Volumenabnahme ist nicht mehr möglich. Daher heißt diese Phase Nullschrumpfung. Jede weitere Wasserabgabe erzeugt eine Untersättigung.

Der volumenmäßig größte Teil der Kapillarschrumpfung findet während der erstmaligen Normalschrumpfung im gesättigten Zustand statt. Bei erneuter Wasserzufuhr oder intermittierenden Austrocknungs-Vernässungs-Zyklen ist die Volumenzunahme kleiner als die vorherige Volumenabnahme.

3.2 Rissentwicklung und Rissausbreitung in Böden bei Austrocknung

Die Rissentwicklung und die Rissausbreitung im Boden bei Austrocknung lassen sich nur schwer prognostizieren. Einerseits sind nämlich die auslösenden bodenphysikalischen

Zusammenhänge sehr komplex, andererseits ist der Boden inhomogen, sodass Schwachstellen in der Aggregatstruktur und ihre räumliche Verteilung oft der Ausgangspunkt der Rissbildung sind. In der Literatur existieren daher lediglich Modelle mit vereinfachten Randbedingungen bei großer Anzahl an Eingangsparametern.

Durch Schrumpfung entstehen Risse, wenn die Wasserspannung die Zugfestigkeit des Bodens überschreitet. Mit dem Fortschreiten der Risse in den Boden hinein werden die Wasserspannungen zur Risswurzel umgelagert, was dort zu einer entsprechend vergrößerten Beanspruchung führt.

Für die Rissausbreitung im Boden ist vor allem dessen Spannungs-Verformungsverhalten maßgebend. Bei duktilem Spannungs-Verformungsverhalten entstehen zunächst Mikrorisse, erst mit zunehmender Wasserspannung entwickeln sich diese dann zu Makrorissen. Diese Risse können durch plastische Verformungen wieder geschlossen werden, wenn die Festigkeit des Bodens durch geostatische Auflast und äußere Spannungen überschritten wird.

Eine kontinuumsmechanische Beschreibung der Rissentwicklung bei duktilen Materialien ist kaum möglich, da es keinen eindeutig definierten Zusammenhang zwischen Spannungen und Verformungen gibt (HAHN, 1976, POHL, 2010).

In sprödem Material breiten sich Risse nach den Gesetzmäßigkeiten der Bruchmechanik aus.

Ein Indikator für die Art des Materialverhaltens von Böden ist dessen Konsistenz, die durch die Konsistenzzahl I_C nach DIN 18122 Teil 1 bestimmt wird:

$$I_C = \frac{w_L - w}{w_L - w_P} \quad [-] \quad (1)$$

mit:

w_L = Wassergehalt der Fließgrenze (Übergang von der flüssigen zur breiigen Zustandsform)

w_P = Wassergehalt der Ausrollgrenze (Übergang von der steifen zur halbfesten Zustandsform).

Nach SCHERBECK (1992) ist das Materialverhalten von Böden mit einer Konsistenzzahl $I_C < 0,75$ näherungsweise duktil, bei Konsistenzzahlen $I_C > 0,75$, also bei Böden mit steifer Zustandsform, ist sprödes Materialverhalten zu erwarten. Diese Einteilung ist nicht scharf, weil der Übergang zwischen duktilem und sprödem Materialverhalten fließend ist.

Abb. 2 zeigt für 15 Kleiabdeckungen aus Niedersachsen und Schleswig-Holstein die Konsistenzbereiche, die diese Böden beim Austrocknen durchlaufen, aufgetragen über der Plastizitätszahl I_P . Die dieser Auswertung zugrunde liegenden bodenmechanischen Kennwerte sind Ergebnisse von Feld- und Laboruntersuchungen aus den Jahren 1996 und 1997 und in WEISSMANN (2003) vollständig dargestellt.

Die maximale Bandbreite der Konsistenzzahlen I_C reicht von der Konsistenzzahl $I_{C(sat)}$ bei vollständiger Sättigung, das sind in Abb. 2 die jeweils unteren Punkte, bis zur Konsistenzzahl $I_{C(ws)}$, die bei Austrocknung bis zur Schrumpfgrenze w_s erreicht werden. Unterhalb von w_s erleidet der Boden keine Volumenänderung und damit auch keine Schrumpfung mehr. Die Werte nach Abb. 2 gelten für eine Verdichtung von 90 % der Proctordichte.

Gemäß der bodenmechanischen Definition der Schrumpfgrenze erreichen alle Böden bei Austrocknung Konsistenzzahlen $I_C > 0,75$ (s. Abb. 2).

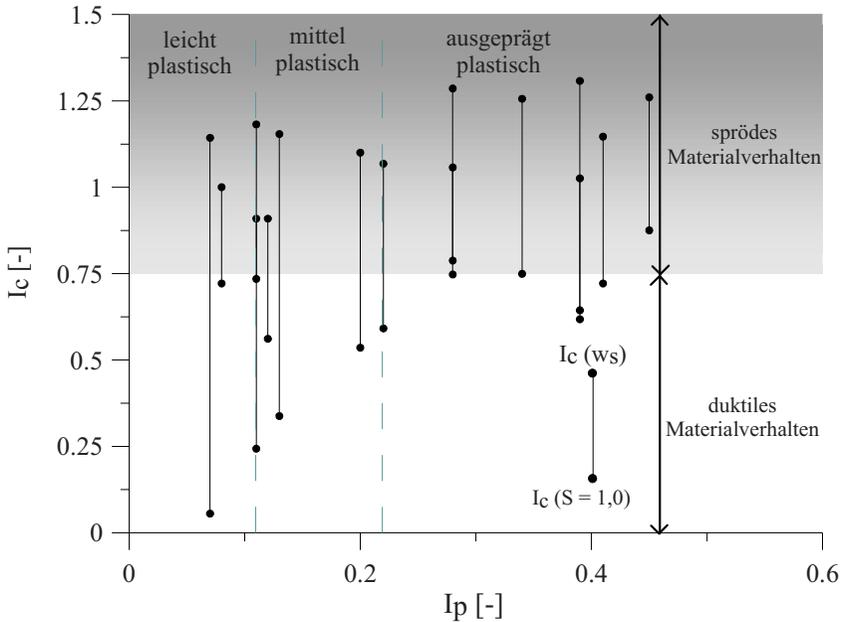


Abb. 2: Konsistenzahlen I_C , Plastizitätszahl I_p und Materialverhalten von Klei, Ergebnisse von Felduntersuchungen an Kleiabdeckungen (Daten aus WEISSMANN, 2003)

Die ausgeprägt plastischen Böden haben nach Abb. 2 bereits bei Sättigung durchweg relativ große Konsistenzahlen I_C . Dementsprechend haben diese Böden auch im vernässten Zustand noch eine relativ große Festigkeit. Die Konsistenzahl ist während der Schrumpfung nahezu durchgängig $I_C > 0,75$, das Materialverhalten ist somit spröde. Bei diesen Böden ist also die geringe Empfindlichkeit gegen Vernässen positiv, sie ist allerdings mit einem hohen Schrumpfpotential verbunden.

Abdeckungen aus ausgeprägt plastischen Böden werden daher beim Schrumpfen typischerweise bis in größere Tiefe von besonders weit geöffneten Rissen in monolithische Blöcke zerlegt

Bei den leicht plastischen und mittelplastischen Böden findet die Schrumpfung hingegen über einen weiteren Konsistenzbereich statt, teilweise trocknen sie überhaupt nicht so weit aus, dass sprödes Materialverhalten maßgebend wird. Diese Böden haben zudem eine relativ geringe Zugfestigkeit, sodass sie bereits bei geringen Wassergehaltsänderungen und an vielen Stellen gleichzeitig aufreißen. Diese Risse bilden sich aber vorrangig oberflächennah aus. Allerdings haben die leicht- und mittelplastischen Böden bei vollständiger Vernässung sehr kleine Konsistenzahlen und damit nur sehr geringe Restfestigkeiten.

3.3 Spannungen in der teilgesättigten Böschungsabdeckung

Die Abfolge aus Niederschlag und Austrocknung bestimmt den Wasserhaushalt der Deichabdeckung. In niederschlagsarmen Jahreszeiten überwiegt die Austrocknung und führt zu einem kapillaren Unterdruck im Porenraum. In der Bodenkunde bezeichnet man diesen Unterdruck als Saugspannung. In diesem Zustand ist im Boden nicht genügend Wasser ver-

füßbar, um die Speicherkapazität des Bodens auszulasten. Der Zusammenhang zwischen Wassergehalt und Saugspannung ist durch bodenspezifische Saugspannungskurven bestimmt. Die Saugspannung ist umso größer, je geringer der Wassergehalt ist.

Die Größe der Saugspannung, bis zu der Pflanzen dem Boden Wasser entziehen können, heißt „permanenter Welkepunkt“. Darüber hinaus ist die Wasserbindung im Boden so groß, dass Pflanzen dem Boden kein Wasser mehr entziehen können und daher welken. Nach DIN 19682-5 wirkt in einem Boden, mit dem Wassergehalt w gleich der Schrumpfgrenze w_s die Saugspannung des permanenten Welkepunktes (für zahlreiche mitteleuropäische Vegetationsarten $\approx 1585 \text{ kN/m}^2$).

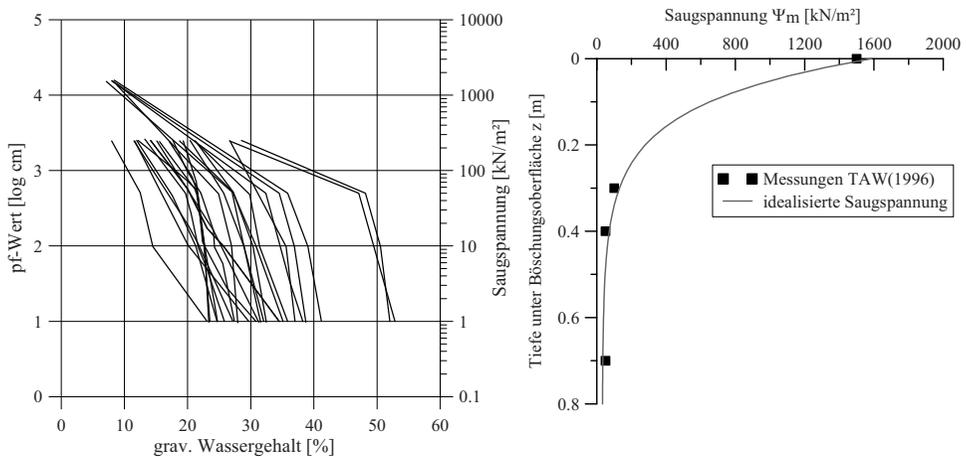


Abb. 3: Saugspannungen in der Abdeckung von Deichen in Abhängigkeit vom Wassergehalt (links), Saugspannungsverteilung über die Abdeckungsdicke (rechts), in Anlehnung an: TAW, 1996

Grundsätzlich kann die Saugspannungsverteilung im Boden aus Wasserhaushaltsmodellen abgeleitet werden. Diese Modelle stammen aus der Bodenkunde und werden im Bauwesen und in der Bodenmechanik nur im Rahmen von Forschungsarbeiten z.B. zur Rissbildung in Deponiedichtungen benutzt. Sie benötigen sehr komplexe Eingangswerte, die im Zusammenhang mit den bodenmechanischen Untersuchungen für Deiche nicht erhoben werden können. Daher wird für praktische Anwendungen die Saugspannungsverteilung durch Laborversuche oder durch Feldversuche ermittelt.

Abb. 3 zeigt im linken Diagramm einige an Deichen in den Niederlanden gemessene Saugspannungsverteilungen (TAW, 1996). An der Oberfläche der Abdeckungen sind die Wassergehalte klein und die Saugspannung erreicht hohe Werte über 1000 kN/m^2 . Mit der Tiefe nimmt der Wassergehalt der Abdeckung zu, analog dazu nimmt die Saugspannung ab.

Im rechten Diagramm in Abb. 3 wurde aus den Messergebnissen der TAW eine Verteilung der Saugspannung abgeleitet, indem die gemessenen Saugspannungen entsprechend dem Wassergehalt in der Abdeckung über deren Tiefe z aufgetragen wurden. Unmittelbar an der Oberfläche erreicht die Saugspannung ihren Größtwert, sie nimmt mit der Tiefe ab und ist dann ab rd. 0,4 m unter der Böschungsoberfläche nahezu konstant und nur noch sehr klein.

Üblicherweise wird die Wasserspannung u_w in Relation zum atmosphärischen Luftdruck u_a angegeben. Die Messergebnisse nach Abb. 3 können mit guter Näherung durch eine

logarithmisch bis zur Austrocknungstiefe z_A abnehmenden Saugspannungsverteilung $S_0 = (u_a - u_w)$ beschrieben werden:

$$S_0 = (u_a - u_w) = 10 \left(1 - \frac{z}{z_A} \right)^{\log 1585} \quad [\text{kN/m}^2] \quad (2)$$

Die isotrop wirkenden Saugspannungen ($u_a - u_w$) erzeugen in der Abdeckung horizontale Zugspannungen der Größe $K_0 (u_a - u_w)$, mit $K_0 =$ Erdruehdrukbeiwert. Diesen wirken die horizontalen Spannungen aus der geostatischen Auflast ($K_0 \cdot \gamma \cdot z$) entgegen, die mit der Tiefe zunehmen. Daher sind Zugspannungen nur im oberen Bereich der Abdeckung wirksam.

Die dreiaxiale Volumenabnahme bei der Schrumpfung wird mit dem räumlichen Elastizitätsmodul H [kN/m^2] beschrieben:

$$H = \frac{3(1 + e_0) \Delta(u_a - u_w)}{\Delta e} \quad [\text{kN/m}^2] \quad (3)$$

Unmittelbar vor der Rissbildung sind oberflächenparallele Ebenen der Abdeckung dehnungsfrei ($\varepsilon_h = 0$).

Mit dieser Randbedingung kann aus der Spannungs-Dehnungsbeziehung die Komponente ($\sigma_h - u_a$) der totalen Spannung in oberflächenparallelen Ebenen abgeleitet werden:

$$\varepsilon_h = 0 \Leftrightarrow (\sigma_h - u_a) = \frac{\nu}{1 - \nu} (\sigma_v - u_a) - \frac{E}{H(1 - \nu)} (u_a - u_w) \quad [\text{kN/m}^2] \quad (4)$$

wobei E der Elastizitätsmodul und ν die Querdehnzahl ist. Mit der Wichte des Bodens γ und der Tiefe z sowie der Saugspannung nach Gl. 2 lässt sich die horizontale Spannung σ_h in Abhängigkeit von der Tiefe z angeben:

$$\sigma_h = \frac{\nu}{1 - \nu} \gamma \cdot z - \frac{E}{H(1 - \nu)} 10 \left(1 - \frac{z}{z_A} \right)^{\log 1585} \quad [\text{kN/m}^2] \quad (5)$$

3.4 Prognose der Risstiefe

3.4.1 Stabiles Risswachstum

Stabil wachsende Risse in der Abdeckung von Deichen entstehen, wenn die Kapillarspannungen (Zugspannungen) größer sind als die Summe aus geostatischer Überlagerungsspannung und der Zugfestigkeit σ_t des Gefüges.

Bei normalkonsolidiertem Boden kennzeichnet eine Saugspannung von:

$$(\sigma_a - u_w) = \frac{\sigma_t}{\sin \varphi'} \quad [\text{kN/m}^2] \quad (6)$$

den Rissbeginn.

Mit voranschreitender Austrocknung wirken die Zugspannungen zunehmend tiefer in den Boden hinein, die Zugspannungen an der Risspitze bewirken eine Verlängerung der

Risse. Mit der Tiefe nehmen die Überlagerungsspannungen zu, schließlich werden die Kapillarspannungen ganz von der Überlagerungsspannung kompensiert. Die Risse haben ihre größte Tiefe erreicht.

Unter Annahme der logarithmischen Abnahme der Saugspannungen S_0 bis zur Austrocknungstiefe z_A (2) ergibt sich die Risstiefe z während des stabilen Risswachstums durch iterative Lösung der Beziehung:

$$\frac{\nu}{1-\nu} (\gamma \cdot z) - \frac{E}{H(1-\nu)} \cdot 10^{\left(1 - \frac{z}{z_A}\right) \log S_0} = -\sigma_t \quad [\text{kN/m}^2] \quad (7)$$

3.4.2 Instabiles Risswachstum

In spröden Werkstoffen neigen Risse dazu, sich ab einer kritischen Risstiefe auch ohne Zunahme der äußeren Belastung spontan zu vertiefen. In diesem Fall spricht man von instabilem Risswachstum.

Der Riss ist hinsichtlich der Spannungsverteilung eine Diskontinuität, Spannungen können im Bereich des Risses nicht übertragen werden. Die Zugspannungen im Boden werden daher von den Rissufern zur Risspitze umgelagert. Ohne weitere Erhöhung der äußeren Belastung vergrößert sich der Riss dann spontan. Erst, wenn wieder ein Energiegleichgewicht herrscht, kommt der Riss zum Stillstand oder geht erneut in stabiles Wachstum über. Instabil gewachsene Risse verlaufen häufig besonders geradlinig und bis über die Austrocknungstiefe hinaus (POHL, 2010).

3.4.3 Grenztiefe

Begrenzt wird die Risstiefe durch die Standfestigkeit der Rissflanken. Ab einer bestimmten Tiefe werden die Massenkräfte G des Bodens so groß, dass die Scherfestigkeit C in der kritischen Gleitfuge nicht mehr ausreicht, die Rissflanken stabil zu halten (POHL, 2010). Der abrutschende Erdkeil schließt den Riss wieder.

Auf der Grundlage erdstatischer Ansätze entwickelte TERZAGHI (1947) die zu diesem Zustand gehörende Grenztiefe z von Rissen aus der Scherfestigkeit c' bzw. c_u [kN/m^2], dem Reibungswinkel φ' [$^\circ$] und der Wichte des Bodens γ [kN/m^3]:

$$z = \frac{2c'}{\gamma} \tan\left(45^\circ + \frac{\varphi'}{2}\right) \quad \text{bzw.} \quad z = \frac{2c_u}{\gamma_r} \quad [\text{m}] \quad (8)$$

3.5 Exemplarische Ermittlung der Risstiefe für drei Deichböden

Die vorstehenden theoretischen Überlegungen zur Risstiefe hat POHL (2010) exemplarisch für drei Deichböden ausgewertet.

Der Boden C stammt aus einer Kleientnahme in Cäciliengroden. Der Boden H wurde aus einem Kleivorkommen in Wangerland (Hohenkirchen) entnommen, Boden W ist ein Geschiebemergel aus einem Kliff an der Mecklenburg-Vorpommerschen Ostseeküste

(Wustrow). Eine Zusammenstellung der bodenmechanischen Kennwerte ist in Tab. 1 wiedergegeben, die Körnungslinien können POHL (2010) entnommen werden.

Tonmineralogisch bestehen alle drei Versuchsböden aus zwei- und dreischichtigem Kaolinit und Illit, bei Boden C sind zudem auch vierschichtige Chlorite vorhanden. Wegen der mit dem Schichtaufbau verbundenen Beweglichkeit der Tonpartikel und wegen des großen Wasseraufnahmevermögens ist der Boden C ausgeprägt plastisch (TA) und hat ein hohes Schrumpfpotential. Der leicht plastische Geschiebemergel (Boden W) enthält auch Muscovit, aus dem sich bei chemischer Verwitterung Illit bildet. Mit der Verwitterung gehen ein Abbau des Kalkgehaltes und somit auch eine Veränderung der Festigkeit einher. Nach dem Plastizitätsdiagramm nach Casagrande ist der Boden H ein mittelplastischer bis ausgeprägt plastischer Ton.

Bei Klassifizierung nach EAK 2002 sind die Böden H und W als Deichbaumaterial gut geeignet. Der Boden C kann wegen seiner hohen Plastizität keiner Eignungskategorie nach EAK zugeordnet werden, da der Einbau und die Verdichtbarkeit nach EAK Tab. B7 schlecht bis unmöglich sind. Nach dem Bewertungsverfahren von WEISSMANN (2003) sind die Böden C und H sehr gut als Deichbaumaterial geeignet. Der Boden W erfüllt den Eignungsgrad gut geeignet.

Abb. 4 zeigt oben links die Saugspannungsverteilung über die Dicke der Abdeckung. Diese Verteilung wurde aus den Messergebnissen der TAW (Abb. 3) und aus Gl. 2 entwickelt, indem auf der sicheren Seite liegend in Gl. 2 eine vergleichsweise große Austrocknungstiefe von $z_A = 1,5$ m angesetzt wurde. Die aus den Messungen der TAW abgeleitete logarithmische Verteilung der Saugspannung wurde für diese Austrocknungstiefe extrapoliert. Dieser Verlauf wird durch die in der Abb. 4 oben links durchgezogene Linie idealisiert. In den anderen Diagrammen der Abb. 4 ist dann die jeweilige Zugfestigkeit der Böden eingetragen. Diese wurde im Versuch ermittelt (POHL, 2010). Aus den Schnittpunkten zwischen Saugspannungsverteilung und Zugfestigkeit können die Risstiefen des stabilen Risswachstums abgeleitet werden. Für Boden C hat demnach die Hauptrisszone eine Tiefe von $z = \text{rd. } 0,6$ m und für Boden H eine Tiefe von $z = \text{rd. } 0,45$ m.

Für Boden W ist die Zugfestigkeit über die gesamte Dicke der Abdeckung größer als die Saugspannung ($|\sigma| < |\sigma_i|$), demzufolge wird dieser Boden theoretisch keine Schrumpfrisse ausbilden (Risstiefe $z = 0$). Da aber die stetig wachsenden Wurzeln der Grasnarbe sowie Kleinstlebewesen und Schädlinge das Bodengefüge zumindest im oberen Bereich der Abdeckung zerlegen, sollte auch bei diesem Boden in den Nachweisen mindestens die Dicke des durchwurzelten Bereichs ($z = \text{rd. } 0,2$ m) als gerissen angenommen werden.

Tab. 1: Bodenkennwerte der Versuchsböden C, H und W

	Versuchsboden		
	C	H	W
Bodenart	Klei, TA	Klei, TA	Mergel, TL
Tonminerale	Kaolinit, Illit, Chlorit	Kaolinit, Illit	Kaolinit, Illit, Muscovit, Montmorillonit, Vermiculit
w_L [-]	0,939	0,514	0,279
w_p [-]	0,329	0,201	0,155
w_s [-]	0,243	0,167	0,160
I_p [-]	0,614	0,334	0,120
V_s [-]	0,514	0,396	0,177
V_{Gl} [-]	0,073	0,05	–
V_{Ca} [-]	–	–	0,165
w_{pr} [g/cm ³]	0,290	0,180	0,140
P_{pr} [g/cm ³]	1,386	1,669	1,859
P_s [g/cm ³]	2,68 (geschätzt)		
k_f [m/s]	$1,05 \times 10^{-10}$	$1,9 \times 10^{-10}$	$2,82 \times 10^{-10}$
$c_u(w_p)$ [kN/m ²]	38,6	55,4	72,0
$t_{30,V}$ [s]	86400	86400	8300
EAK 2002	nicht klassifizierbar	gut geeignet	gut geeignet*
WEISSMANN (2003)	sehr gut geeignet	sehr gut geeignet	gut geeignet

(* Bei Klassifizierung nach den Grenzwerten für Geschiebemergel)

Mit den Ansätzen der linear elastischen Bruchmechanik (LEBM) ergeben sich für die gleichen Böden allerdings maximale Risstiefen von mehreren Metern (POHL, 2010). In diesen Fällen begrenzt die Grenztiefe nach Gl. 8 die Risttiefe, und zwar auf $z = 2,33$ m für den Boden C, $z = 1,71$ m für den Boden H und $z = 0,55$ m für den Boden W.

Die vorstehende bodenmechanisch begründete Parameterstudie muss also so interpretiert werden, dass einzelne Schrumpfrisse stets über die gesamte Dicke einer Böschungsabdeckung reichen können, was durch Beobachtungen an bestehenden Deichen noch zu validieren ist.

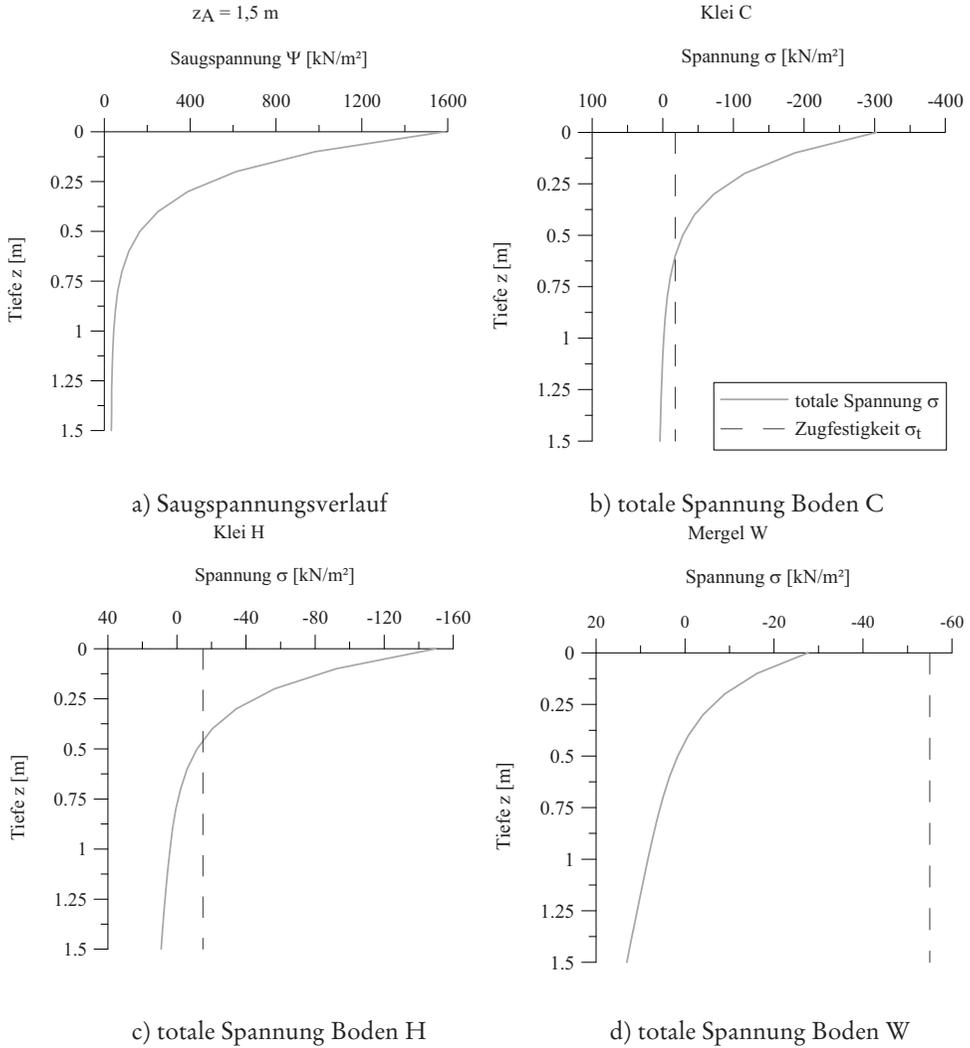


Abb. 4: Verlauf der Saugspannung und der totalen Spannung über die Tiefe für die Böden C, H und W

4. Wasserdurchlässigkeit von Böschungsabdeckungen aus bindigen Böden

Der Einfluss von Rissen auf die Durchlässigkeit von Deichabdeckungen aus bindigen Böden kann in Anlehnung an das Gesetz von Hagen-Poiseuille abgeleitet werden. Auf dieser Theoriegrundlage erfolgt oft auch die Beschreibung der Durchlässigkeit klüftiger Gesteine (vgl. BUSCH/LUCKNER, 1993 und MALLWITZ/SAVIDIS, 1996; POHL 2010).

Die Gesamtdurchlässigkeit eines gerissenen Bodenbereiches ist gleich der Summe aus der auf den Rissabstand b bezogenen Durchlässigkeit k_R des Risses und der Durchlässigkeit k_f des Bodens. Unter Berücksichtigung der kinematischen Viskosität des Wassers

ν ($= 1,3 \cdot 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$ bei einer Temperatur von 10°C) sowie der Tortuosität T_R und der relativen Rauigkeit k/D_h des Risses ergibt sich die Gesamtdurchlässigkeit k_{ges} dann zu:

$$\begin{aligned}
 k_{\text{ges}} &= k_R + k_f \\
 &= \frac{g \cdot b_R^3}{12 \nu b \sqrt{T_R}} + k_f \quad [\text{m/s}] \quad \text{für } k/D_h \leq 0,032 \\
 &= \frac{g \cdot b_R^3}{12 \nu b (1 + 8,8 (k/D_h)^{1,5}) \sqrt{T_R}} + k_f \quad [\text{m/s}] \quad \text{für } k/D_h > 0,032
 \end{aligned}
 \tag{9}$$

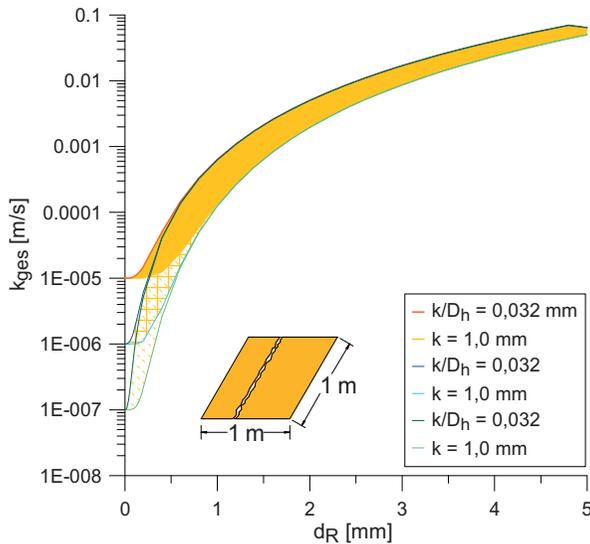


Abb. 5. Einfluss der Rissweite d_R auf die Durchlässigkeitsbeiwerte k_{ges} einer Böschungsabdeckung mit einem Riss (POHL, 2010)

Abb. 5 zeigt die Gesamtdurchlässigkeit k_{ges} eines Abdeckungselements von $1,0 \text{ m} \times 1,0 \text{ m}$ Fläche für unterschiedliche Rauigkeiten k , wenn genau ein Riss der Weite d_R in diesem Element vorhanden ist. Bei einer Durchlässigkeit des intakten Bodens von z. B. $k = 1 \cdot 10^{-5} \text{ m/s}$ hat bereits ein Riss von 1 mm mittlerer Öffnungsweite eine um rund zwei Zehnerpotenzen größere Gesamtdurchlässigkeit k_{ges} des Elements zur Folge. Für die Infiltration ist deshalb der gerissene obere Bereich der Abdeckung gegenüber dem nicht gerissenen Bereich vernachlässigbar.

Trockenrisse in Böschungsabdeckungen können erst ab Öffnungsweiten von mehreren Millimetern mit dem bloßen Auge erkannt werden. Abb. 5 verdeutlicht daher auch, wie stark die Wasserdurchlässigkeit der Abdeckung bereits durch Risse zunimmt, die visuell nicht erkannt werden können.

Ergebnisse von Feld- und Laborversuchen (TAW, 1996; TEMMLER, 2007; WEISSMANN, 2003) belegen, dass bei gealterten Deichabdeckungen aus Klei, durch die Riss- und Struktur- bildung, von einer Gesamtdurchlässigkeit von $k_{ges} = 10^{-5}$ m/s bis 10^{-4} m/s auszugehen ist. Diese Durchlässigkeit ist somit um mehrere Zehnerpotenzen größer als die von homogenen frisch komprimierten Klei mit $k_{ges} \approx 10^{-7}$ m/s.

5. Nachweis der Sicherheit gegen Abheben der Böschungsabdeckung

Moderne und sanierte Seedeiche werden üblicherweise mit einer Dränage zur Ableitung von Sickerwasser, aufstauendem Grundwasser und Spülwasser (von der Sandeinspülung) ausgebildet (EAK, 2002). Sofern keine Dränage vorhanden ist, kann Wasser, durch die Böschungs- abdeckung in den Sandkern infiltriert, sich auf dem Deichlager aufstauen. Dieser Aufstau beansprucht die bindige Abdeckung am Böschungsfuß auf Abheben, in der Folge kann die Böschungsabdeckung abrutschen. Mit dem Nachweis der Sicherheit gegen das Abheben der Abdeckung kann die erforderliche Dicke der Abdeckung ermittelt werden, um einen Bemessungsaufstau im Deichkern aufzunehmen. Ebenfalls möglich ist die Ermittlung eines maximal zulässigen Aufstaus des Wasserstands im Deichkern bei bekannter Dicke der Abdeckung.

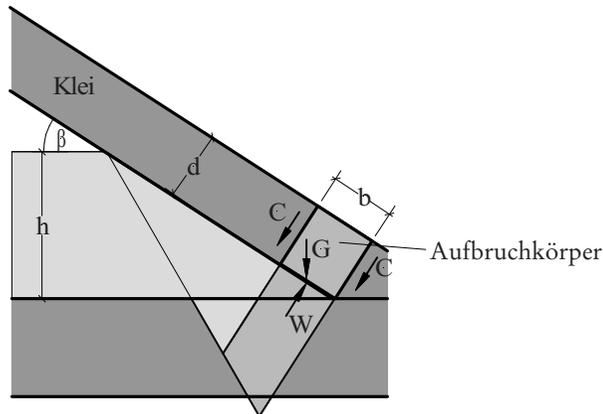


Abb. 6: Beanspruchung der Abdeckung auf Abheben

Formal wird der Nachweis gegen das Abheben der Abdeckung durch das Gleichgewicht zwischen den Massenkräften der Abdeckung und dem Wasserdruck am Böschungsfuß von unten auf die Abdeckung geführt. In diesem (stark vereinfachten) Ansatz steckt die Vorstellung, dass die Abdeckung wie eine undurchlässige Membran wirkt.

Nach Abb. 6 wirkt der Wasserdruck W aus dem Aufstau orthogonal auf die Abdeckung. Bezogen auf einen Abdeckungsbereich der Breite b in Fallrichtung ergibt sich W zu:

$$W = 0,5 \cdot \gamma_w \cdot (2h - b \cdot \sin \beta) \cdot b \quad [\text{kN/m}] \quad (10)$$

Der resultierenden Wasserdruckkraft W von unten stehen die normal zur Böschung wirkende Komponente des Eigengewichts G der Abdeckung sowie die Scherkräfte C an den Bruchflanken des gedachten Aufbruchkörpers gegenüber.

Mit der Dicke der Abdeckung d und der Wichte des Bodens bei Sättigung γ_r wird die normal zur Böschung mit der Neigung β wirkende Komponente der Gewichtskraft G_I zu:

$$G_I = d \cdot b \cdot \gamma_r \cdot \cos \beta \quad [\text{kN/m}] \quad (11)$$

Die Scherkräfte C in den seitlichen Begrenzungen des Aufbruchkörpers ergeben sich aus der Scherfestigkeit c_u :

$$C = 2 \cdot c_u \cdot d \quad [\text{kN/m}] \quad (12)$$

Aus dem Kräftegleichgewicht kann die erforderliche Dicke d der Abdeckschicht für die Sicherheit gegen Abheben hergeleitet werden (ohne Teilsicherheitsbeiwerte):

$$\text{erf.}d(b) \geq \frac{h \cdot b \cdot \gamma_w - \frac{1}{2} \cdot b^2 \cdot \sin(\beta) \cdot \gamma_w}{\gamma_r \cdot b \cdot \cos(\beta) + 2 \cdot c_u} \quad [\text{m}] \quad (13)$$

Nach Gl. 13 ist die erforderliche Dicke der Abdeckung von der Breite b des Aufbruchkörpers abhängig (Abb. 7). Die erforderliche Dicke d der Abdeckung nimmt in der Parameterstudie zunächst schnell mit b zu, erreicht für diese Parameter bei $b = 2 \text{ m}$ mit $d = \text{rd. } 0,9 \text{ m}$ ein Maximum und nimmt dann wieder ab, b ist schließlich durch die benetzte Böschungsbreite b_{max} (siehe Abb. 6) begrenzt.

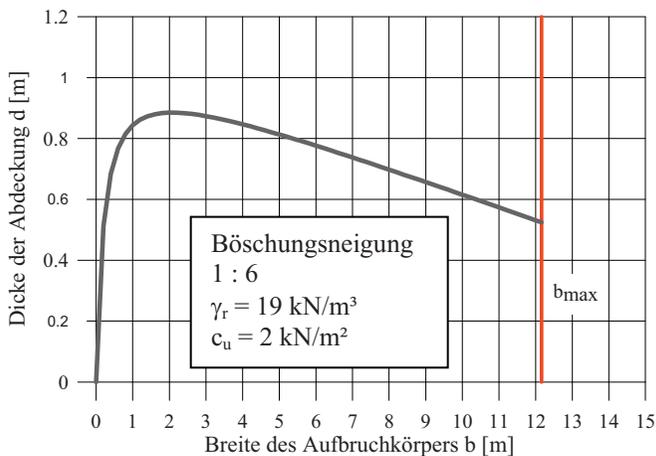


Abb. 7: Dicke der Abdeckung bei Variation der Breite des Aufbruchkörpers

Aus einer Ableitung von Gl. 13 nach dem Parameter b erhält man die Breite des ungünstigsten Aufbruchkörpers, nach Einsetzen folgt damit die Bestimmungsgleichung für die erforderliche Dicke d der Abdeckung:

$$\text{erf.}d = -10 \cdot \left(\frac{2h\sqrt{c_u \cdot \sin \beta}}{\cos \beta \cdot \gamma_r \cdot \sqrt{c_u \cdot \sin \beta} + h \cdot \gamma_r \cdot \cos \beta} - \frac{h}{\cos \beta \cdot \gamma} \right) - \left(\frac{2 \cdot c_u \cdot \tan \beta}{\cos \beta \cdot \gamma_r^2} + \frac{2 \cdot c_u^2 \cdot \tan^2 \beta}{\left(\gamma^2 \cdot \sqrt{c_u^2 \cdot \sin^2 \beta} + (h \cdot \gamma \cdot c_u \cdot \sin \beta \cdot \cos \beta) \right)} \right) \quad [\text{m}] \quad (14)$$

Mit den vorstehend entwickelten Zusammenhängen können Bemessungsdiagramme für den zulässigen Aufstau im Deichkern in Abhängigkeit von der Böschungsneigung β und den Kennwerten der Abdeckung (Dicke d , Scherfestigkeit c_u und Wichte γ_r) entwickelt werden. Bei einer Böschungsneigung von 1 : 6 kann von einer $d = 1,0$ m dicken Abdeckung, deren Wichte $\gamma_r = 18$ kN/m³ und deren undrainierte Scherfestigkeit $c_u = 5$ kN/m² ist, nach Abb. 8 insgesamt ein Aufstau von 2,35 m aufgenommen werden, davon rd. 1,8 m aus Gewichtskräften und rd. 0,55 m aus der Scherfestigkeit des Bodens.

In Gl. 14 sind keine Sicherheiten eingearbeitet. Da die undrainierte Scherfestigkeit c_u ein Bauteilwiderstand ist, muss der Nachweis der Sicherheit gegen Abheben dem GZ 1C nach DIN 1054-2005 zugeordnet werden. Entsprechend ist die undrainierte Scherfestigkeit mit dem Teilsicherheitsbeiwert γ_{cu} abzumindern (im Lastfall 2 $\gamma_{cu} = 1,15$). Auf der Einwirkungsseite erfolgt im GZ 1C keine Erhöhung der ständigen Lasten aus dem Bodeneigengewicht. Veränderliche Einwirkungen, wie in diesem Fall der Wasserdruck, repräsentiert durch die Wichte des Wassers γ_w sind mit $\gamma_Q = 1,2$ zu multiplizieren.

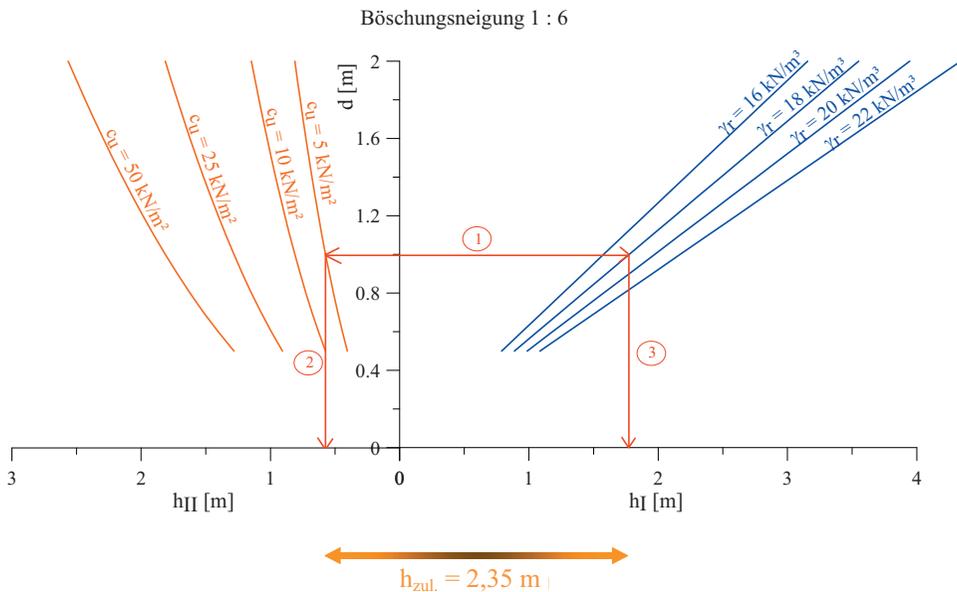


Abb. 8: Bemessungsdiagramm für den zulässigen Aufstau im Deichkern

6. Bemessung der Außenböschung gegen Beanspruchung aus Wellenschlag

Die Außenböschung wird außer durch zeitlich veränderliche Wasserauflasten vor allem durch Wellenschlag aus brechenden Wellen beansprucht. Während die Wasserauflasten als quasi-statische Einwirkungen in den Nachweis der Gesamtstandsicherheit des Deichs einfließen, sind Wellenschläge im Wesentlichen kurzzeitige, transiente Einwirkungen, die die Außenböschung lokal schädigen können. Ein gänzlich Versagen des Deichs ist damit nach vorliegenden Erfahrungen nicht unmittelbar verbunden, allerdings wäre ein so vorgeschädigter Deich weiteren Wellenangriffen weitgehend schutzlos ausgeliefert.

Die betragsmäßig größten Wellenschläge entstehen durch Sturzbrecher, die unmittelbar auf die Böschungsoberfläche einwirken, wenn auf den Böschungen keine Wasserauflage aus Wellenauflauf und Wellenrücklauf vorhanden ist. Bereits eine nur dünne Wasserlage dämpft den Wellenschlag erheblich.

Auf flachen Böschungen verweilt das Rücklaufwasser der vorangegangenen Welle länger und daher ist die Dämpfung umso größer, je flacher die Böschung ist. Aus dieser Erkenntnis wurden Deiche und Deichverstärkungen nach 1962 mit Außenböschung unter 1 : 6 ausgeführt. Sofern Außenböschungen mit steileren Neigungen gebaut werden, wird die Böschung bis in die höherliegenden Bereiche üblicherweise durch massive Deckwerke zusätzlich geschützt. Schäden an den Außenböschungen infolge von Wellenschlag sind seither nicht mehr aufgetreten, obwohl die Belastungen dieser Deiche teilweise höher waren als bei der Sturmflut von 1962, bei der an den damals noch relativ steilen Böschungen zahlreiche Schäden beobachtet wurden.

Mit dem säkularen Meeresspiegelanstieg könnte langfristig jedoch eine höhere Wellenbelastung als heute einhergehen, dann würde der Wellenschlag für die Deichsicherheit wieder an Bedeutung gewinnen.

Auf der Grundlage von Messungen, vorzugsweise unter Laborbedingungen, kann die beim Auftreffen des Brechers auf die Böschungsoberfläche entstehende Druckspannung über die folgende Beziehung beschrieben werden:

$$p = C(i) \cdot \gamma_w \cdot H_m \quad [\text{kN/m}^2] \quad (15)$$

In Gl. 15 ist H_m die signifikante Wellenhöhe und γ_w die Wichte des Wassers. Der Proportionalitätsfaktor C hängt von der Unterschreitungswahrscheinlichkeit i ab. FÜHRBÖTER (1966) leitete den Beiwert $C(i)$ für $i = 99,9\%$ aus Prallstrahlversuchen für 1 : m geneigte Böschungen zu $24/m$ ab ($m =$ Böschungsneigung). Später folgten Naturmessungen am Eiderdamm und auf Wangeroooge (GRÜNE, 1988) sowie Messungen an großmaßstäblichen Modellböschungen im Großen Wellenkanal bei unregelmäßiger Wellenbelastung (FÜHRBÖTER/SPARBOOM, 1988).

Alle Messergebnisse aus diesen Versuchen an 1 : 6 geneigten Böschungen sind in Abb. 9 zusammengestellt. Aufgetragen ist jeweils die Unterschreitungswahrscheinlichkeit i in Bezug auf den Beiwert $C(i)$. Je größer $C(i)$ ist, desto höher war die gemessene Druckspannung.

Physikalisch kann die vom Wellenschlag bewirkte Schädigung der Außenböschung durch Abb. 10 erklärt werden.

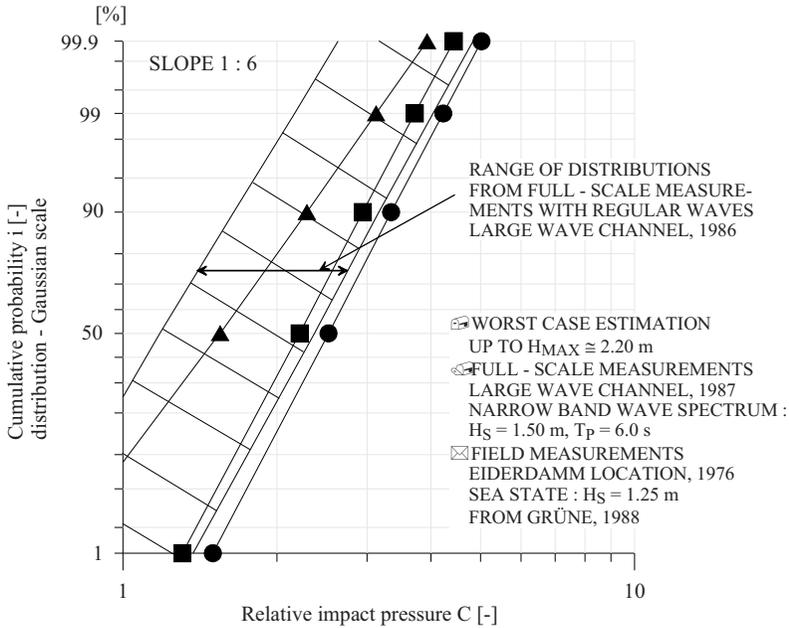


Abb. 9: Druckschlagspannungen auf 1 : 6 geneigten Böschungen (SPARBOOM, 1991)

Das Porenwasser in der Böschungsabdeckung steht mit dem Wasser auf der Böschung in Verbindung, daher wirkt der Wellenschlag im Porensystem der Abdeckung als zeitverzögerte und gedämpfte Druckänderung. Das Porenwasser in der Abdeckung ist wegen des zwar geringen, aber in diesem Zusammenhang dennoch nicht vernachlässigbaren Luftgehalts kompressibel. Druckänderungen bewirken daher stets auch Volumenänderungen des Porenwassers. Wenn die Welle auf die Böschungsoberfläche trifft entsteht daher eine Strömungsgradienten in die Böschung hinein (Zustand A in Abb. 10). Zeitgleich entspannt sich das Porenwasser vor allem unterhalb der Aufschlagzone des Brechers (Zustand B in Abb. 10). Damit ist eine aus der Böschung heraus gerichtete Strömungsgradienten verbunden.

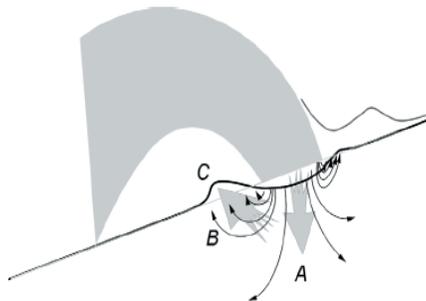


Abb. 10: Schädigungsmechanismus des Wellenschlags auf der Außenböschung (aus: TAW, 1997)

Mit jeder brechenden Welle wiederholt sich dieser Vorgang, immer im Bereich der Böschung knapp unterhalb des Ruhewasserspiegels. Die Abdeckung wird dabei „mürbe“ und verliert im Laufe der Beanspruchung ihre Festigkeit. An der Böschungsoberfläche werden so aus dem Verbund herausgelöste Bodenaggregate in den Randbereichen der Brecherzungen regelrecht aus der Abdeckung herausgesprengt und mit dem ablaufenden Wasser abtransportiert (TAW, 1997).

Dieser stochastische Schädigungsmechanismus entzieht sich allerdings einer deterministischen Modellierung, sodass in der Vergangenheit verschiedene Ansätze zur Beschreibung der schädigenden Wirkung des Druckschlags entwickelt wurden, die allerdings alle stark vereinfacht sind.

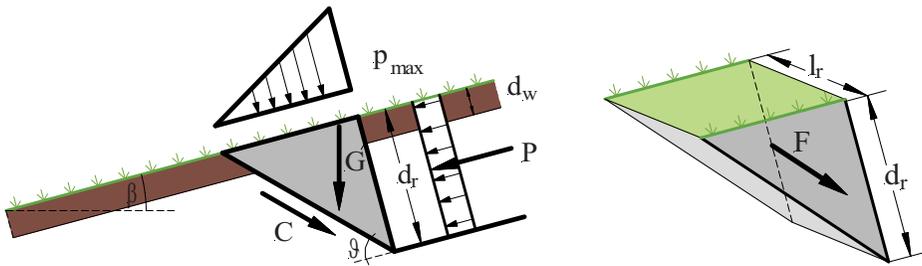


Abb. 11: Räumliches Schädigungsmodell der Böschungsabdeckung bei Beanspruchung durch Wellenschlag (in Anlehnung an: BUSS/KORTENHAUS, 2008)

Ausgehend von der Erkenntnis, dass in den Böschungsabdeckungen häufig Risse mit orthogonaler Orientierung vorhanden sind, erklärte FÜHRBÖTER (1966) die Schädigung der Böschungsabdeckung durch den Wellenschlag mit der Annahme, dass der Druck der brechenden Welle ungedämpft in einen solchen Risse hineinwirkt und gleichsam die Rissflanken hydraulisch auseinanderpresst.

In den letzten Jahren haben BUSS/KORTENHAUS (2008) den Ansatz von FÜHRBÖTER durch einen räumlichen Bruchkörper ersetzt (Abb. 11), und RICHWIEN/POHL (2004) haben in den Nachweis die dynamische Festigkeit $c_{u,dyn}$ zur Berücksichtigung der nur kurzen Einwirkdauer des Druckschlags sowie die Festigkeit c_w der Grasnarbe eingeführt.

Mit diesen Weiterentwicklungen ergibt sich der Ausnutzungsgrad α_D für die Beanspruchung aus Wellenschlag zu:

$$\alpha_D = \frac{P_{II}}{G_{II} + C + F + C_W + F_W} \tag{16}$$

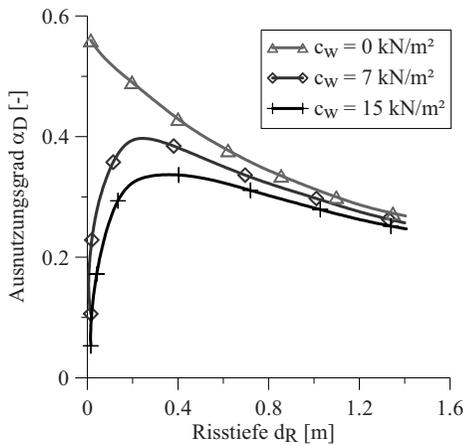
$$= \frac{p_{max} \cos \vartheta \gamma_Q}{\frac{1}{2} \gamma_r d_r \gamma_G \frac{\sin(\vartheta - \beta)}{\tan \vartheta} + \frac{c_u}{\gamma_{cu}} \left(\frac{1}{\sin \vartheta} + \frac{d_r}{l_r \tan \vartheta} \right) + \frac{c_w d_w}{\gamma_{cu}} \left(\frac{2}{l_r \tan \vartheta} + \frac{1}{d_r \sin \vartheta} + \frac{d_w}{d_r l_r} \frac{1}{\tan(\vartheta)} \right)}$$

mit:

α_D :	Ausnutzungsgrad der Sicherheit gegen Druckschlagschäden	[-]
P:	druckschlaginduzierter Wasserdruck im Riss	[kN]
G:	Massenkräfte des Gleitkörpers	[kN]
C:	Scherfestigkeit in der Gleitfläche	[kN]
F:	Scherfestigkeit an der Flanken des Gleitkörpers	[kN]
C_w :	Wurzelscherfestigkeit in der Gleitfläche	[kN]
F_w :	Wurzelscherfestigkeit an der Flanken des Gleitkörpers	[kN]
p_{max} :	Druckschlagspannung im Riss	[kN/m ²]
d_r :	Risstiefe	[m]
l_r :	Länge des Risses	[m]
d_w :	Durchwurzelungstiefe	[m]
γ_r :	Wichte des gesättigten Bodens	[kN/m ³]
β :	Böschungsneigung	[°]
ϑ :	Neigung der Gleitfläche = 45°	[°]
$c_{u,dyn}$:	dynamische undrainierte Scherfestigkeit	[kN/m ²]
c_w :	Durchwurzelungsfestigkeit	[kN/m ²]
γ_G :	Teilsicherheitsbeiwert für ständige Einwirkungen	[-]
γ_Q :	Teilsicherheitsbeiwert für veränderliche Einwirkungen	[-]
γ_{cu} :	Teilsicherheitsbeiwert für die undrainierte Scherfestigkeit	[-]

Da die Druckschläge auf der Böschung häufig weniger als 1/100 Sekunde andauern, setzt der Boden dieser Einwirkung einen größeren Widerstand entgegen als bei einer monotonen konservativen Beanspruchung. Diese dynamische Festigkeit ist um den Faktor 2 bis 5 größer als die Festigkeit bei monotoner Beanspruchung.

Der Ausnutzungsgrad α_D nach Gl. 16 hängt von der Risstiefe d_r und der Risslänge l_r ab. Mit zunehmender Risslänge l_r nähert sich der Ausnutzungsgrad nach Gl. 16 dem Wert für den ebenen Fall, weil der Einfluss der Scherflächen an den Flanken des Bruchkörpers auf den Gesamtwiderstand der Abdeckung kleiner wird.



Parameter	Wert
l_r	1 m
d_w	0,2 m
$c_{u,dyn.}$	36,75 kN/m ²
γ_r	18 kN/m ³
ϑ	45°
β	9,46°
H_s	1,5 m

Abb. 12: Beispiel für den Einfluss der Risstiefe auf den Ausnutzungsgrad α_D für die Beanspruchung aus Wellenschlag

Die Abhängigkeit des Ausnutzungsgrades α_D von der Risstiefe d_r ist in Abb. 12 für eine Wellenhöhe $H_s = 1,5$ m beispielhaft gezeigt.

Wird die Festigkeit der Grasnarbe vernachlässigt, ergibt sich nach Abb. 12 der höchste Ausnutzungsgrad für $d_r = 0$, mit der Risstiefe nimmt der Ausnutzungsgrad ab. Wird die Festigkeit der Grasnarbe berücksichtigt, nimmt der Ausnutzungsgrad zunächst zu, mit wachsender Risstiefe aber wieder ab. Für tiefe Risse verliert der Einfluss der Festigkeit der Grasnarbe an Bedeutung. Aus diesem Ergebnis folgt, dass die genaue Ermittlung der Risstiefe für den Nachweis gegen eine Beschädigung der Deichabdeckung gegen Wellenschlag unbedeutend ist.

Diese Erkenntnis erlaubt in Gl. 16 die Vereinfachung $d_r = d_w$. Wenn zusätzlich (auf der sicheren Seite) das Eigengewicht des nunmehr relativ kleinen Bruchkörpers vernachlässigt wird, vereinfacht sich Gl. 16 zu:

$$\alpha_D = \frac{p_{max} \cos \vartheta \gamma_Q}{\frac{c_u + c_w}{\gamma_{cu}} \left(\frac{1}{\sin \vartheta} + \frac{d_w}{l_r \tan \vartheta} \right)} \quad [-] \quad (17)$$

7. Erosion

Die Erosion der Außenböschungen unter der Einwirkung des Wellenaufbaus ist bei den heutigen Deichen mit ihren flachen Neigungen der Außenböschungen erfahrungsgemäß weder für die Deichsicherheit noch für die Deichunterhaltung kritisch. Das gilt wegen der heute üblichen Begrenzung des Wellenüberlaufs auch für die steileren Binnenböschungen (WEISSMANN, 2003; VAN DER MEER et al., 2007).

Ihre Widerstandsfähigkeit gegen Erosion verdanken die Deiche im Wesentlichen der Begrenzung des Wellenüberlaufs und der Qualität der Grasnarbe sowie der Deichabdeckung.

Bei der Akzeptanz eines gegenüber dem heutigen Zustand höheren Bemessungswasserstands und damit deutlich größeren Wellenüberlaufs ist allerdings eine Neubewertung der Erosion auf der Außen- und auf der Binnenböschung erforderlich. Insbesondere ist zu fragen, wie groß der Wellenüberlauf sein darf, ohne dass die Grasnarbe auf den Böschungen durch Erosion nachhaltig geschädigt wird und sich dann nach einer Wellen- und Überlaufbelastung nicht mehr regenerieren kann.

7.1 Erosion auf der Außenböschung

Erosion auf der Außenböschung wird durch das auf- und ablaufende Wasser in Verbindung mit dem Wellenschlag hervorgerufen.

Auf Grundlage von Messungen an großmaßstäblichen entnommenen Grassoden entwickelten SEIJFFERT/VERHEIJ (1998) ein Modell zur Quantifizierung der Erosion auf Außenböschungen. Der Erosionsabtrag d_E wird als linear mit der Beanspruchungsdauer t und quadratisch mit der signifikanten Wellenhöhe H_S zunehmend angenommen:

$$d_E = C_E \cdot H_S^2 \cdot t \quad [\text{m}] \quad (18)$$

Tab. 2: Beiwerte C_E (aus: SEIJFFERT/VERHEIJ, 1998)

Qualität der Grasnarbe	C_E [$\text{m}^{-1} \text{s}^{-1}$]
gut	$0,5 \cdot 10^{-6}$ bis $1,5 \cdot 10^{-6}$
mittel	$1,5 \cdot 10^{-6}$ bis $2,5 \cdot 10^{-6}$
schlecht	$2,5 \cdot 10^{-6}$ bis $3,5 \cdot 10^{-6}$

Der Beiwert C_E ist ein empirischer Faktor, mit dem die verzögernde Wirkung der Grasnarbe auf die Erosion erfasst wird. Die von SEIJFFERT/VERHEIJ vorgeschlagenen Beiwerte C_E sind in Tab. 2 für verschiedene Qualitätsstufen der Grasnarbe angegeben, Kriterien für die Zuordnung von Grasnarben in diese Qualitätsstufen werden von SEIJFFERT/VERHEIJ nicht benannt.

7.2 Erosion auf der Binnenböschung

Allgemein kann die Erosion auf der Binnenböschung durch die Beziehung:

$$d_E = K \int (\tau - \tau_{\text{krit}}) dt; \tau \geq \tau_{\text{krit}} \quad [\text{m}] \quad (19)$$

beschrieben werden. In dieser Gleichung ist d_E der Erosionsabtrag in m, K [$\text{m}^3/(\text{Ns})$] das spezifische Erosionspotential, das den Erosionsfortschritt über die Erosionsdauer t [h] bei einer Sohlschubspannung $\tau \geq \tau_{\text{krit}}$ [kN/m^2] beschreibt, τ_{krit} ist der Schwellenwert der Sohlschubspannung, der überschritten sein muss, damit Erosion überhaupt stattfindet.

In unseren Untersuchungen haben wir gefunden, dass weder K noch τ_{krit} eindeutig mit der Zusammensetzung des Bodens (Tonanteil, Verdichtung) korreliert sind. Spezielle Ver-

suche zur Ermittlung beider Parameter gelten jeweils nur für den untersuchten Boden und können nicht auf andere Böden übertragen werden (VAVRINA, 2011). Die experimentelle Ermittlung von K und τ_{krit} ist außerdem sehr aufwendig und kann im Rahmen der ingenieurmäßigen Bemessung von Deichen nicht geleistet werden. Daher ist es sinnvoll, auf Erfahrungswerte für beide Kennwerte zurückzugreifen.

Einen für praktische Anwendungen sinnvollen Ansatz für die kritische Sohlschubspannung erlaubt DIN 19661-2 (Abb. 13). Hier können für Ton analog zur Einordnung der Böden in die Plastizitätsklassen nach DIN 18122 (TL, TM und TA) und für sandigen Ton Anhaltswerte der kritischen Sohlschubspannung in Abhängigkeit von der Porenzahl e entnommen werden. Für die im Deichbau relevante Bandbreite der Porenzahlen ($0,5 < e < 1,2$) liefert Abb. 13 für alle Böden kritische Sohlschubspannungen in einer Bandbreite von $1 \text{ N/m}^2 < \tau_{krit} < 10 \text{ N/m}^2$. Eine schärfere Zuordnung ist mit der im konkreten Fall vorliegenden Porenzahl e möglich.

Der Bewuchs auf der Binnenböschung setzt die einwirkende Sohlschubspannung aus dem Wellenüberlauf deutlich herab und verhindert die Erosion bis hin zu sehr großen Überlaufraten vollständig. Zudem wird der Widerstand des Bodens gegen Erosion durch die Vernetzung der bodenbildenden Aggregate erheblich gesteigert. Die hierzu von VAVRINA (2011) durchgeführten Versuche ergaben, dass die kritische Sohlschubspannung τ_{krit} eines durchwurzelten Bodens gegenüber dem nicht durchwurzelten Boden mindestens verdoppelt wurde, zugleich nahm das spezifische Erosionspotential K auf rd. ein Zehntel des Werts für den nicht durchwurzelten Boden ab. Wenn also bei einer bewachsenen Deichböschung die Erosion überhaupt stattfindet, verläuft sie deutlich langsamer als ohne Bewuchs. Der für einen bestimmten Boden geltende Wert K muss experimentell ermittelt werden. Im Rahmen der hier behandelten Untersuchungen wurde für nicht durchwurzelte Böden eine Bandbreite von $1 \cdot 10^{-7} \text{ m}^2/\text{Ns} < K < 2,5 \cdot 10^{-6} \text{ m}^3/\text{Ns}$ gemessen, bei den durchwurzelten Böden waren es $1 \cdot 10^{-9} \text{ m}^3/\text{Ns} < K < 1 \cdot 10^{-7} \text{ m}^3/\text{Ns}$ (VAVRINA, 2011).

Dichte und Geschlossenheit der Grasnarbe können durch den Bedeckungsgrad B angegeben werden. B ist das Verhältnis des mit Bewuchs bedeckten Anteils einer Oberfläche bezogen auf eine Referenzfläche. $B = 1,0$ steht für eine vollständige Bedeckung. Im Falle einer nur lückenhaften Bedeckung ist $B < 1$.

Zur Ermittlung des Bedeckungsgrads in situ wird nach einem in der Bodenkunde üblichen Verfahren auf einer Fläche von rd. $1 \times 1 \text{ m}$ der Bewuchs auf eine Halmlänge von rd. 2 cm gekürzt und von losem Blattwerk und anderen Fremdkörpern gereinigt. Durch ein aufgelegtes quadratisches Gitterraster wird die Fläche in 10×10 Teilfelder von je 10 cm Kantenlänge aufgeteilt, und für jede der Teilflächen wird die Bewuchsdichte geschätzt. Aus den Einzelwerten für die Teilflächen wird der Bedeckungsgrad B ermittelt.

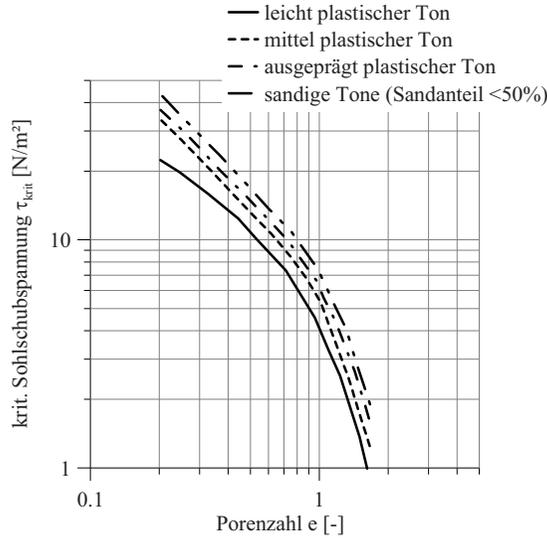


Abb. 13: Kritische Sohlschubspannung für bindiges Sohlenmaterial, DIN 19661-2

7.3 Bewertung der Qualität der Grasnarbe

Werte von $B > 0,75$ kennzeichnen eine gute Bedeckung, im Falle von $B < 0,5$ ist Pflege und Nachbesserung erforderlich.

Zu weiteren Möglichkeiten der Bewertung der Grasnarbe verweisen wir auf VAVRINA (2011).

Die Festigkeit der Grasnarbe kann im Feld mittels direkten Großrahmenscherversuchen gemessen werden (VAVRINA, 2011), Erfahrungswerte für gut unterhaltene Grasnarben liegen bei rd. $\tau_w = \text{rd. } 10 \text{ kN/m}^2$, über die Durchwurzelungstiefe von $d_w = \text{rd. } 20 \text{ cm}$ kann die Festigkeit nach den Untersuchungen von VAVRINA (2011) mit einem Mittelwert von $\tau_w = \text{rd. } 7 \text{ kN/m}^2$ angesetzt werden.

8. Deichbemessung

8.1 Vorbemerkung

Aus den vorstehend für die verschiedenen bodenmechanischen Prozesse bei der Belastung von Deichen abgeleiteten grundsätzlichen Zusammenhängen können nun die einzelnen Schritte der Bemessung von Deichen entwickelt werden. Die hierzu angestellten Überlegungen sind ausführlich bei WEISSMANN (2003), POHL (2010) und VAVRINA (2011) dargestellt, sodass wir uns nachfolgend auf eine knappe, aber vollständige Zusammenstellung der jeweiligen Bemessungsansätze beschränken.

Noch einmal verweisen wir außerdem darauf, dass sich die nachfolgend beschriebenen Bemessungsschritte ausschließlich auf die Beanspruchungen beziehen, die der Deich im Sturmflutfall erfährt. Von diesen Nachweisen unabhängig muss die Standsicherheit der Deiche nach DIN 1054 nachgewiesen werden, die oft großen Setzungen in der ersten Zeit nach

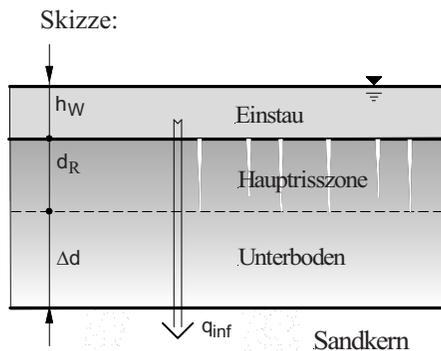
dem Bau müssen vorab ermittelt werden, damit der Deich auch nach dem Abklingen der Setzungen die erforderliche Höhe hat.

8.2 Nachweise der funktionalen Bemessung

Alle Nachweise der funktionalen Bemessung sind dem Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit (GZ 2) nach DIN 1054 zuzuordnen und werden daher mit Teilsicherheitsbeiwerten von 1,0 geführt.

8.2.1 Begrenzung der Infiltration

Die Aufgaben der Deichabdeckung sind: Schutz des Sandkerns gegen Erosion, Reduzierung der Infiltration, Grundlage für die Grasnarbe. Die Bemessung ergibt die für die Einhaltung der zulässigen Infiltrationsrate erforderliche Dicke der Böschungsabdeckung.



Grenzzustandsgleichung:

$$\begin{aligned}
 d &\geq \Delta d + d_R \\
 q &= v = k_r \cdot \text{grad } \psi \\
 &= k_r \cdot \frac{h_W + d_R + \Delta d}{\Delta d} \\
 \Leftrightarrow \Delta d &= \frac{k_r}{q_{\text{zul.}} - k_r} (h_W + d_R)
 \end{aligned} \tag{20}$$

Einordnung:

DIN 1054, GZ 2

Parameter:

$q_{\text{zul.}}$:	zulässige Infiltrationsrate	$[\text{m}^3/(\text{s}\cdot\text{m}^2)]$
k_r :	Wasserdurchlässigkeit	$[\text{m}/\text{s}]$
h_W :	mittlerer Wasserüberstau	$[\text{m}]$
d_R :	Dicke der Haupttrisszone	$[\text{m}]$
Δd :	Zusatzdicke	$[\text{m}]$

8.2.2 Begrenzung der Erosion

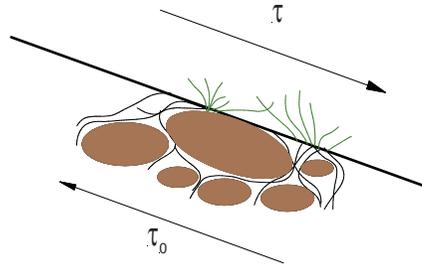
Darstellung Außenböschung:



Grenzzustandsgleichung
Außenböschung:

$$\text{vorh. } d_E = \frac{C_E \cdot H_S^2 \cdot t}{\text{zul. } d_E} \leq \text{zul. } d_E \quad (21)$$

Skizze Binnenböschung:



Grenzzustandsgleichung
Binnenböschung:

$$\text{vorh. } d_E = \frac{K \cdot (\tau - \tau_0) \cdot t}{\text{zul. } d_E} \leq \text{zul. } d_E \quad (22)$$

Einordnung: DIN 1054, GZ 2

Parameter:

vorh. d_E	Erosionstiefe	[m]
zul. d_E	Grenztiefe der Erosion	[m]
t	Belastungsdauer $t = 3 \text{ h} = 10.800 \text{ s}$ (Außenböschung) $t = 1 \text{ h} = 3600 \text{ s}$ (Binnenböschung)	[s]
K	Erosionskoeffizient für Binnenböschung	[m ³ /Ns]
τ	Sohlschubspannung	[N/m ²]
τ_0	Kritische Sohlschubspannung	[N/m ²]
C_E	Erosionskoeffizient für Außenböschung	[m ⁻¹ s ⁻¹]
H_S	signifikante Wellenhöhe	[m]

Während einer Sturmflut darf Erosion nur so weit stattfinden, dass sich die Grasnarbe nach der Sturmflut wieder regenerieren kann. Diese Bedingung ist erfüllt, wenn der Bodenabtrag während der Sturmflut begrenzt wird. Erkenntnisse darüber, wie tief der Erosionsabtrag sein darf, ohne dass die Grasnarbe nachhaltig geschädigt wird und sich dann nicht mehr regeneriert, liegen nicht vor.

Wir nehmen daher vorerst an, dass sich die Grasnarbe nach einer Sturmflut wieder regenerieren kann, wenn der Bodenabtrag durch Erosion kleiner ist als rd. ein Drittel der Wurzeltiefe der Gräser auf der Böschung.

Mit dem Nachweis zur Begrenzung der Erosion wird also die Erosionstiefe d_E ermittelt, wobei die Belastungsdauer t auf der Außenböschung nach erfahrungsgemäß mit $t = 3$ Stunden und auf der Binnenböschung mit $t = 1$ Stunde anzusetzen ist.

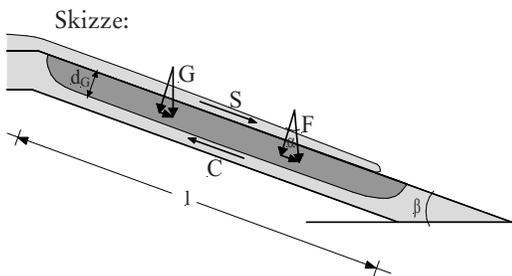
8.3 Nachweise der Standsicherheit (statische Bemessung)

Die Nachweise gegen Schäden durch Wellenschlag und das Abrutschen der Binnenböschung (hangparalleles Gleiten) sind Nachweise des Verlustes der Gesamtstandsicherheit (GZ 1C) nach DIN 1054. Im Ausnutzungsgrad wird die erforderliche Festigkeit auf die vorhandene Festigkeit bezogen.

Formal wird bei der statischen Bemessung das Kräftegleichgewicht in vorgegebenen bzw. ungünstigsten Gleitfugen überprüft.

8.3.1 Nachweis gegen hangparalleles Gleiten

WEISSMANN (2003) modellierte das Abrutschen eines ebenen Gleitkörpers als hangparalleles Gleiten. Der Beginn hangparallelen Gleitens kündigt sich durch Risse entlang der Deichkrone mit gegeneinander versetzten Rissufern an. Gleichzeitig entsteht eine Ausbauchung am Deichfuß. Es wird der Ausnutzungsgrad α_s ermittelt, der gegenüber dieser Versagensform vorliegt.



Stark beschädigte Deichstrecke des Grothusenkooges in Dithmarschen, Sturmflut 1976. Durch überschwapende Wellen ist die zu steile Innenböschung zerstört. (Petersen und Rohde, 1991)

Grenzzustandsgleichung:

$$\alpha_s = \frac{G_{II} + F_{II} + S}{C} \quad (23)$$

$$= \frac{d_G (\gamma_r \sin\beta \gamma_G + i \gamma_w \sin\alpha \gamma_G) + \gamma_w h_w I_E \gamma_Q}{\frac{1}{\gamma_{cu}} c_u}$$

Einordnung: DIN 1054, GZ 1C, LF 2

Parameter:

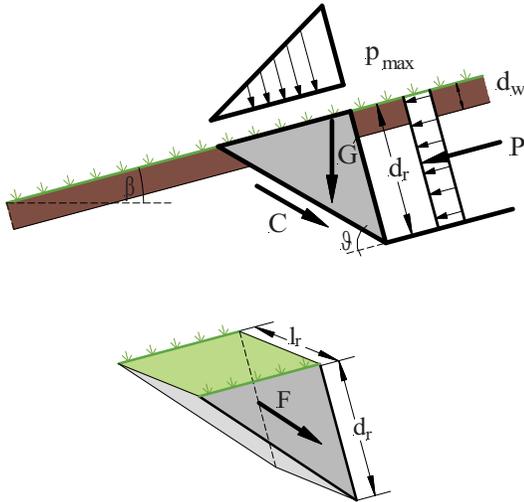
α_s :	Ausnutzungsgrad der Sicherheit gegen hangparalleles Gleiten	[-]
G:	Massenkräfte des Gleitkörpers	[kN/m]
F:	Strömungskraft im Gleitkörper	[kN/m]
S:	Strömungskraft auf der Böschungsoberfläche	[kN/m]
C:	Scherfestigkeit in der Gleitfläche	[kN/m]
d_G :	Tiefe des Gleitkörpers	[m]
γ_r :	Wichte des gesättigten Bodens	[kN/m ³]
γ_w :	Wichte des Wassers	[kN/m ³]
i:	hydraulischer Gradient (= $h_w/(h_w + d_G)$)	[-]
h_w :	maximale Schichtdicke des ablaufenden Wassers	[m]
I_E :	Energiegefälle des ablaufenden Wassers	[-]
α :	Neigung der Strömungskraft	[°]
β :	Böschungsneigung	[°]
c_u :	undrainierte Scherfestigkeit	[kN/m ²]
γ_G :	Teilsicherheitsbeiwert für ständige Einwirkungen	[-]
γ_Q :	Teilsicherheitsbeiwert für veränderliche Einwirkungen	[-]
γ_{cu} :	Teilsicherheitsbeiwert für die undrainierte Scherfestigkeit	[-]

Der Nachweis gegen hangparalleles Gleiten läuft auf die Definition einer Mindestfestigkeit der Abdeckung hinaus, diese kann durch entsprechende Verdichtung des Bodens oder, wenn ein Boden das nicht hergibt, die Wahl eines besseren Bodens erreicht werden.

8.3.2 Nachweis gegen Wellenschlag

Mit dem Nachweis gegen Wellenschlag wird der Ausnutzungsgrad α_D ermittelt, zu dem die Festigkeit der Abdeckung in Anspruch genommen wird. Dieser Nachweis läuft ebenfalls auf die Bestimmung einer Mindestfestigkeit der Abdeckung hinaus. Diese kann durch Verdichtung oder, wenn ein Boden das nicht hergibt, durch Wahl eines anderen Bodens gesichert werden.

Skizze:



Sturmflut 1962, beschädigte Deichstrecke bei Friedrichskoog in Dithmarschen (Petersen und Rohde, 1991)

(in Anlehnung an BUSS und KORTENHAUS, 2008)

Grenzzustandsgleichung:

$$\alpha_D = \frac{P_{II}}{G_{II} + C + F + C_W + F_W}$$

$$= \frac{p_{\max} \cos \vartheta \gamma_Q}{\frac{1}{2} \gamma_r d_r \gamma_G \frac{\sin(\vartheta - \beta)}{\tan \vartheta} + \frac{c_u}{\gamma_{cu}} \left(\frac{1}{\sin \vartheta} + \frac{d_r}{l_r \tan \vartheta} \right) + \frac{c_w d_w}{\gamma_{cu}} \left(\frac{2}{l_r \tan \vartheta} + \frac{1}{d_r \sin \vartheta} + \frac{d_w}{d_r l_r \tan(\vartheta)} \right)}$$

$$\approx \frac{p_{\max} \cos \vartheta \gamma_Q}{\frac{c_u + c_w}{\gamma_{cu}} \left(\frac{1}{\sin \vartheta} + \frac{d_w}{l_r \tan \vartheta} \right)} \quad (24)$$

Einordnung: DIN 1054, GZ 1C, LF 2

Parameter:

α_D :	Ausnutzungsgrad der Sicherheit gegen Druckschlagschäden	[-]
P:	druckschlaginduzierter Wasserdruck im Riss	[kN/m]
G:	Massenkräfte des Gleitkörpers	[kN/m]
C:	Scherfestigkeit in der Gleitfläche	[kN/m]
F:	Scherfestigkeit an der Flanken des Gleitkörpers	[kN/m]
C_W :	Wurzelscherfestigkeit in der Gleitfläche	[kN/m]
F_W :	Wurzelscherfestigkeit an der Flanken des Gleitkörpers	[kN/m]

p_{\max} :	Druckschlagspannung im Riss	[kN/m ²]
d_r :	Risstiefe	[m]
l_r :	Länge des Risses	[m]
d_w :	Durchwurzelungstiefe	[m]
γ_r :	Wichte des gesättigten Bodens	[kN/m ³]
β :	Böschungsneigung	[°]
ϑ :	Neigung der Gleitfläche	[°]
c_u :	dynamische undrainierte Scherfestigkeit	[kN/m ²]
c_w :	Durchwurzelungskohäsion	[kN/m ²]
γ_G :	Teilsicherheitsbeiwert für ständige Einwirkungen	[-]
γ_Q :	Teilsicherheitsbeiwert für veränderliche Einwirkungen	[-]
γ_{cu} :	Teilsicherheitsbeiwert für die undrainierte Scherfestigkeit	[-]

8.4 Grundsätzliches zur Nachweisführung und zum Ansatz der Festigkeit vernässter bindiger Böden

Seit der Einführung der neuen Normengeneration in der Geotechnik ist das Ergebnis eines geotechnischen Nachweises nicht mehr eine globale Sicherheit, sondern der Ausnutzungsgrad α der im Nachweis angesetzten Widerstände. Die erforderlichen Sicherheiten sind als Teilsicherheitsbeiwerte in den Grenzzustandsgleichungen enthalten. Ein Ausnutzungsgrad von $\alpha = 1,0$ entspricht einer optimalen Ausnutzung, für $\alpha < 1,0$ enthält der Nachweis noch Belastungsreserven, bei $\alpha > 1,0$ tritt rechnerisches Versagen ein.

Die Angabe des Ausnutzungsgrades als Ergebnis der statischen Bemessung folgt der aktuellen DIN-Konvention. Im Sinne einer Bemessung ist es jedoch oft sinnvoll, nicht den Ausnutzungsgrad, sondern daraus abgeleitet die notwendigen Eigenschaften der Abdeckung anzugeben. Maßgebender Bodenkennwert für die statische Standsicherheit des Deichkörpers ist die Scherfestigkeit der Erdbaustoffe.

Die Festigkeit bindiger Böden hängt vom Wassergehalt ab, qualitativ wird dieser Zusammenhang durch die Konsistenzzahl I_c bzw. die Zustandsform (breiig, weich, steif, halbfest) wiedergegeben. Je höher der Wassergehalt ist, desto geringer ist die Festigkeit, das Ausmaß der Festigkeitsänderung ist jedoch bodenspezifisch.

SKEMPTON und NORTHY (1933), SCHULTZE und MUHS (1967), WROTH und WOOD (1978) und andere haben gezeigt, dass die Veränderung der Festigkeit eines bindigen Bodens mit seinem Wassergehalt durch eine halblogarithmische Beziehung zwischen der Konsistenzzahl und der Festigkeit beschrieben werden kann. Die Gültigkeit dieser Beziehung für aggregierte Böden wies RICHWIEN (1993) nach.

Die wassergehaltsabhängige Festigkeit des Bodens kann dann als Funktion derjenigen Festigkeit geschrieben werden, die der Boden an der Ausrollgrenze besitzt:

$$c_u(w) = c_u(w_p)^{I_c} \quad [\text{kN/m}^2] \quad (25)$$

mit:

$c_u(w)$ = undrainierte Scherfestigkeit bei dem Wassergehalt w

$c_u(w_p)$ = undrainierte Scherfestigkeit an der Ausrollgrenze w_p .

Wird die Konsistenzzahl bei Sättigung des Bodens durch den zur Verfügung stehenden Porenraum ausgedrückt, erhält man die minimale Festigkeit dieses Bodens nach vollständiger Vernässung:

$$c_u(w_{\text{sat}}) = c_u(w_p) \frac{w_L - \rho_W \left(\frac{1}{\rho_d} - \frac{1}{\rho_S} \right)}{w_L - w_p} \quad [\text{kN/m}^2] \quad (26)$$

Zwischen der Trockendichte ρ_d und dem Porenanteil n besteht der Zusammenhang:

$$\rho_d = \rho_S (1 - n) \quad [\text{g/cm}^3] \quad (27)$$

Wird anstelle des Ausnutzungsgrades α die zur Einhaltung des Kräftegleichgewichtes erforderliche undrainierte Scherfestigkeit $c_{u,\text{erf.}}$ ermittelt, lässt sich der maximal zulässige Porenanteil n beim Einbau der Abdeckung angeben, um die nach DIN 1054 geforderten Sicherheiten gegen Böschungsbruch bei voller Ausnutzung der Scherwiderstände ($\alpha = 1,0$) zu gewährleisten:

$$n \leq 1 - \frac{1}{\frac{\rho_S}{\rho_W} \left(w_L - (w_L - w_p) \frac{\ln(c_{u,\text{erf.}})}{\ln(c_{u,w_p})} \right) + 1} \quad [-] \quad (28)$$

mit:

$c_{u,\text{erf.}}$ = erforderliche undrainierte Scherfestigkeit für einen Ausnutzungsgrad $\alpha \leq 1,0$.

Die Einhaltung dieses Porenanteils ist dem Erdbauunternehmer vorzuschreiben und im Rahmen der Eigen- und Fremdüberwachung zu überprüfen. Mit Hilfe von Probeverdichtungen auf Probefeldern kann die Eignung des Verdichtungsverfahrens bereits vor der Durchführung der Baumaßnahme auf diese Anforderung hin überprüft werden. Damit wird ein bewährtes Verfahren der ZTVE-StB auch für den Deichbau übernommen.

9. Sensitivitätsanalyse

Zur Bewertung der Schädigungsmechanismen hinsichtlich ihrer Relevanz für den Bemessungsfall wird nachfolgend eine Sensitivitätsanalyse vorgenommen. Dazu wird für repräsentative Deichquerschnitte an der Nordseeküste angenommen, dass der Bemessungswasserstand ansteigt und demzufolge der Wellenüberlauf und die Wellenhöhe zunehmen.

9.1 Untersuchte Deichquerschnitte

Die für diese Parameterstudie untersuchten Deichquerschnitte stehen stellvertretend für die verschiedenen Deichformen an der deutschen Nord- und Ostseeküste. Die Ergebnisse der Parameterstudie sind grundsätzlich auf andere als die konkret ausgewählten Standorte übertragbar, sofern dort die in dieser Untersuchung erfassten Bodenarten verwendet wurden.

Im Falle anderer Bodenarten müssen deren Kennwerte ermittelt und eingesetzt werden. Konkret untersucht wurde beispielhaft ein Schardeich, ein Deich mit Vorland und ein Ästuardeich. Die jeweiligen Abmessungen und hydrodynamischen Belastungen wurden beispielhaft von konkreten Deichen in Niedersachsen gewählt, weil wir hierzu den direkten Zugriff über den Projektpartner NLWKN hatten. So liegt der ausgewählte Schardeich in Norden-Ostermarsch, der Deich mit Vorland an der Wurster Küste und der Ästuardeich bei Dedesdorf an der Weser (Abb. 14). Die Außenböschungen des Schardeichs Norden-Ostermarsch und des Deichs Wurster Küste sind im relevanten Bereich 1 : 6 geneigt, die des Ästuardeichs Dedesdorf ist 1 : 4 geneigt. Die Neigung der Binnenböschung ist bei allen drei Deichen 1 : 3. Mit NN+ 7,77 m hat der Deich Dedesdorf die geringste und mit NN+ 8,77 m hat der Deich an der Wurster Küste die höchste Deichkrone. Die Höhe des Schardeichs Norden-Ostermarsch ist aktuell NN+ 8,60 m.

Die in Abb. 14 angegebenen Bemessungswasserstände BWSt entsprechen den derzeitigen Bemessungsregeln.

Sowohl der Schardeich Norden-Ostermarsch als auch der Vorlanddeich an der Wurster Küste haben eine wirksame Deichkernentwässerung, sie sind als Sandkerndeiche mit Kleiabdeckungen auf den Böschungen ausgeführt. Der Deich an der Weser in Dedesdorf ist ein homogener Kleideich.

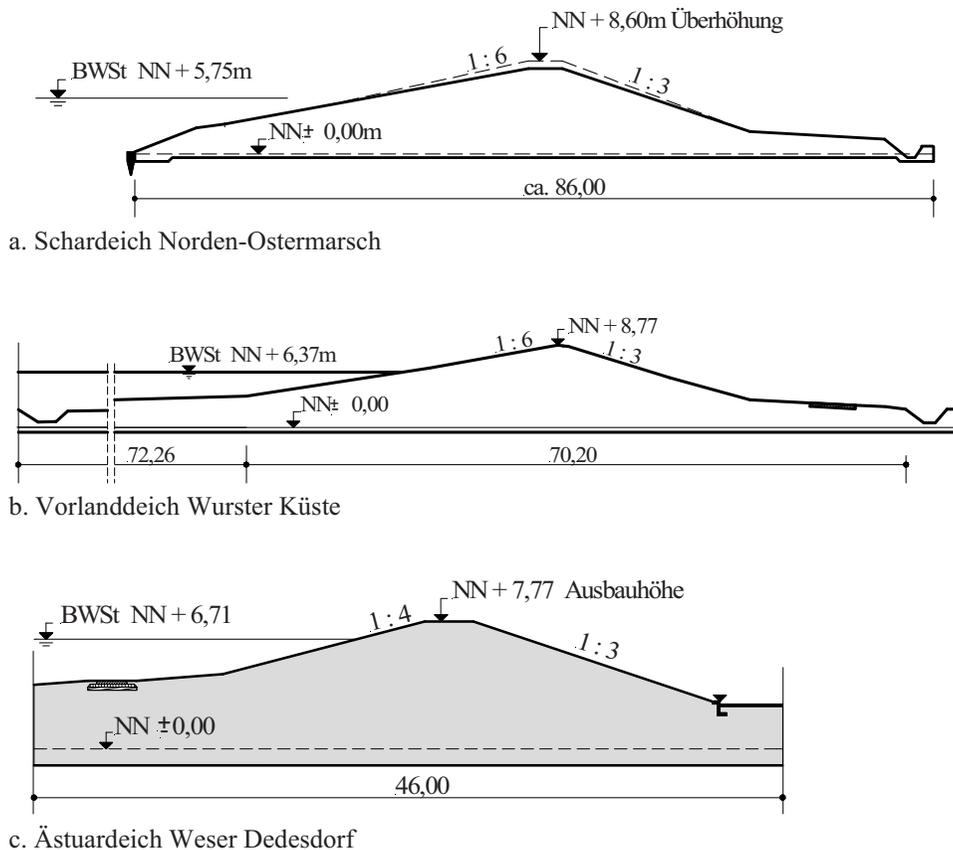


Abb. 14: Untersuchte Deichquerschnitte

9.2 Bodenmechanische Kennwerte

Im Rahmen der Sensitivitätsanalyse werden die bodenmechanischen Kennwerte von 5 verschiedenen realen Böden angesetzt. Zwei der Böden (Elisabethgroden 9,0 und Elisabethgroden 3,5) wurden bereits im Rahmen des Forschungsvorhabens „Belastung der Binnenböschung von Seedeichen durch Wellenüberlauf“ als Versuchsböden im Großen Wellenkanal (GWK) in Hannover benutzt. Der Boden Elisabethgroden 9,0 ist ein mittelplastischer Ton (TM) und Elisabethgroden 3,5 ein leicht plastischer Ton (TL).

Die übrigen drei Böden sind die vorstehend mehrfach angesprochenen Versuchsböden Cäciliengroden II, Hohenkirchen und Wustrow der Untersuchungen zur Schrumpfrissbildung und zur Erosionsbeständigkeit.

9.3 Hydrodynamische Belastungen

Die derzeitigen und im Falle eines Anstiegs des Bemessungswasserstands zukünftigen Belastungen des Deichs wurden im Rahmen von INTBEM B erarbeitet und in die Grenzzustandsgleichungen der Bemessung eingesetzt. Konkret sind dies die hydrodynamischen Kennwerte des Wellenauf- und -ablaufs sowie des Wellenüberlaufs. Details können dem Abschlussbericht des Teilvorhabens INTBEM B entnommen werden.

9.4 Randbedingungen der Nachweise

Die Dicke der Hauptrisszone für die Böden Cäciliengroden II (Boden C), Hohenkirchen (Boden H) und Wustrow (Boden W) wurde wie in Abschnitt 3 berechnet angesetzt.

Von den Böden Elisabethgroden 9,0 und Elisabethgroden 3,5 lag kein Versuchsmaterial vor, daher konnte der in Abschnitt 3 vorgestellte Ansatz für die Ermittlung der Dicke der Hauptrisszone für diese Böden nicht angewendet werden. Im Rahmen der Sensitivitätsanalyse wurde daher die Dicke der Hauptrisszone für Abdeckungen aus diesen Böden nach WEISSMANN (2003) aus der Schrumpfgrenze abgeschätzt, und zwar mit 0,9 m für den Boden Elisabethgroden 9,0 und 0,2 m für den Boden Elisabethgroden 3,5.

Die Sensitivitätsanalyse behandelt zunächst den Einfluss des steigenden Bemessungswasserstands für den Schardeich Norden-Ostermarsch. Dabei werden für die Abdeckung die bodenmechanischen Kennwerte der 5 in die Analyse einbezogenen Bodenarten angesetzt. Außerdem wird der Einfluss des Bemessungswasserstands auf den Vorlanddeich Wurster Küste und den Ästuardeich Dedesdorf untersucht, allerdings nur für die bodenmechanischen Kennwerte einer Abdeckung aus dem Boden Cäciliengroden II.

9.5 Einfluss des Bemessungswasserstands auf die Nachweise der funktionalen Bemessung

9.5.1 Einfluss des Bemessungswasserstands auf die erforderliche Dicke der Böschungsabdeckung

Abb. 15 zeigt qualitativ die erforderliche Dicke d der Abdeckung aus den untersuchten Böden für den Schardeich Norden-Ostermarsch in Abhängigkeit vom Bemessungswasser-

stand unter der Annahme, dass die Deichkernentwässerung eine Infiltrationsrate von $q_D = 1 \cdot 10^{-5} \text{ m}^3/(\text{sm}^2)$ zulässt. Die linke Darstellung gilt für die Außenböschung, die rechte für die Binnenböschung.

Auf der Außenböschung hat der Bemessungswasserstand nur im Falle des Bodens Elisabethgroden 3,5 einen Einfluss auf die Dicke der Abdeckung, weil dieser Boden relativ durchlässig ist. Beim heutigen Bemessungswasserstand (NN + 5,75 m) reicht für diesen Boden eine Dicke der Abdeckung der Außenböschung von rd. 1,2 m, mit steigenden Bemessungswasserstand nimmt die erforderliche Dicke auf rd. 2,0 m bei BWSt = NN + 7,5 m zu.

Bei allen anderen Böden ergibt sich die erforderliche Dicke der Abdeckung auf der Außenböschung allein aus der Forderung, dass die Abdeckung mindestens so dick sein muss, dass unter der Hauptrisszone noch ein ungerissener Bereich verbleibt. Daraus folgen erforderliche Dicken der Abdeckung der Außenböschung zwischen 0,7 m (Boden Wustrow) und 1,4 m (Boden Elisabethgroden 9,0).

Auf der Binnenböschung ist maßgebend, dass die Abdeckung dicker sein muss als die Risttiefe. Die erforderliche Dicke der Abdeckung ist vom Bemessungswasserstand bzw. von der mit dem Bemessungswasserstand zunehmenden Wellenüberlaurate bei diesen Versuchsböden aufgrund ihrer vergleichsweise geringen Wasserdurchlässigkeit unabhängig. Die nach dem Risskriterium ermittelten erforderlichen Dicken der Abdeckung liegen zwischen rd. 0,43 m (Boden Elisabethgroden 3,5) und 1,18 m (Boden Elisabethgroden 9,0).

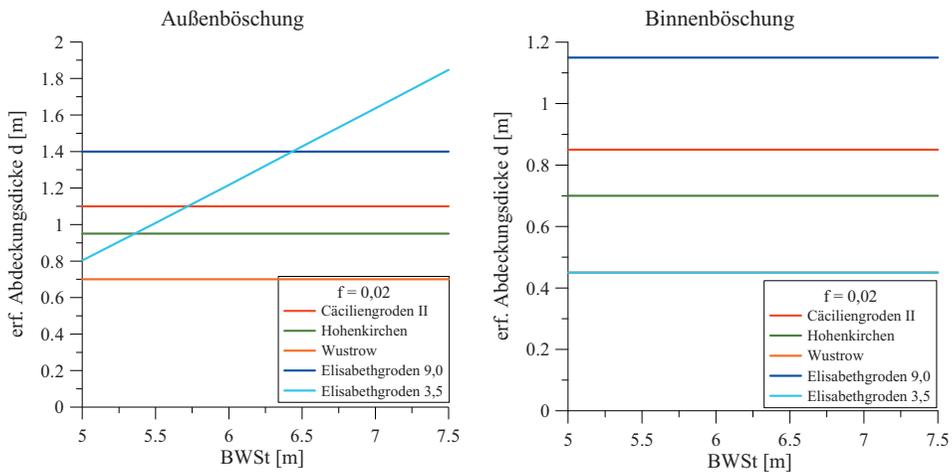


Abb. 15: Erf. Dicke der Abdeckung der Böschungen des Deichs Norden-Ostermarsch für eine angenommene Dränungsleistung des Deichkerns von $q_D = 1 \cdot 10^{-5} \text{ m}^3/(\text{sm}^2)$

Auch die Entwässerungsleistung der Dränage kann einen Einfluss auf die erforderliche Dicke der Abdeckung, insbesondere der Außenböschung (wegen des größeren Überstaus), haben. Die Entwässerungsleistung der Deichkerndränage muss immer größer sein als die Infiltrationsrate, wenn ein Aufstau im Deichkern vermieden werden soll. Bei kleiner Entwässerungsleistung muss auch die Infiltrationsrate klein sein, was z.B. durch eine dickere Abdeckung gewährleistet werden kann. Ist die Entwässerungsleistung der Deichkerndränage aber größer als die spezifische Durchlässigkeit der Abdeckung, hat sie keinen Einfluss mehr auf die Dicke der Abdeckung.

9.5.2 Einfluss des Bemessungswasserstands auf die Erosion

Die Erosion auf der Außenböschung wird durch die Kombination aus Wellenschlag mit dem auf- und ablaufendem Wasserschwall ausgelöst. Auf der Binnenböschung resultiert Erosion aus dem Wellenüberlauf.

Abb. 16 zeigt qualitativ links die Erosionstiefe d_A auf der Außenböschung für den Deich Norden-Ostermarsch bei einer Verweildauer des höchsten Hochwasserstandes von 3 Stunden. Für den derzeitigen Bemessungswasserstand ist sie bei guter Qualität der Grasnarbe $d_A = \text{rd. } 2 \text{ bis } 5 \text{ cm}$, mit zunehmendem Bemessungswasserstand würde sie auf rd. 4 bis 8 cm bei $\text{BWSt} = \text{NN} + 7,5 \text{ m}$ zunehmen. Die Erosionstiefen für die andern Deiche liegen darunter (rechts). Im Falle einer schlechten Qualität der Grasnarbe ergibt sich für den Deich Norden-Ostermarsch bereits beim derzeitigen Bemessungswasserstand eine Erosionstiefe von rd. 10 bis 15 cm, die Erosionstiefe würde für $\text{BWSt} = \text{NN} + 7,5 \text{ m}$ auf rd. 15 bis 25 cm zunehmen. Die Grasnarbe würde in diesem Fall also vollständig zerstört werden.

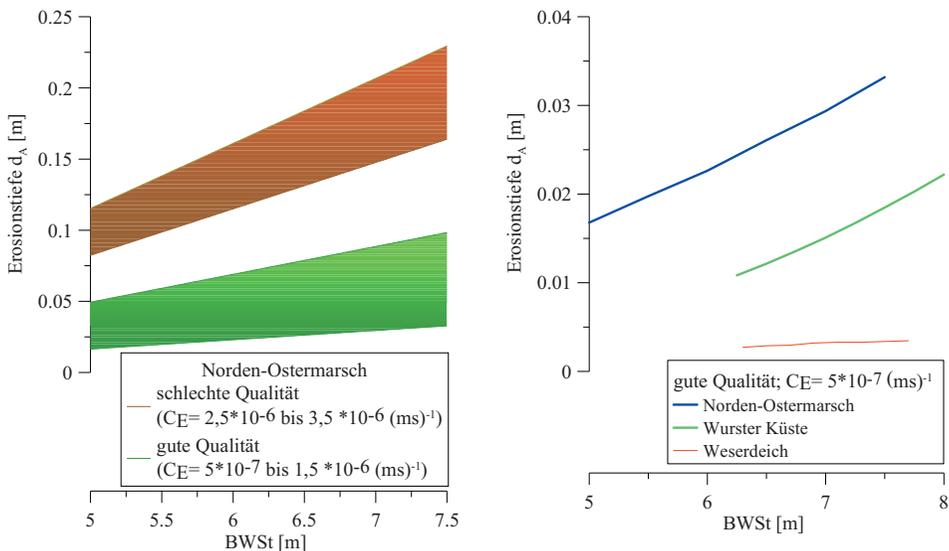


Abb. 16: Erosionstiefe d_A auf der Außenböschung des Deichs Norden-Ostermarsch in Abhängigkeit vom Bemessungswasserstand (links) und Erosionstiefe für die untersuchten Deichquerschnitte in Abhängigkeit vom Bemessungswasserstand für eine Grasnarbe mit guter Qualität (rechts), Dauer der Beanspruchung 3 Stunden, Einstufung der Qualität der Grasnarbe nach SEIFFERT und VERHEIJ (1998)

Bei einem höheren Bemessungswasserstand können häufiger Wellen die Deichkrone überlaufen. Mit dem Bemessungswasserstand nimmt somit die Wellenüberlauftrate zu. Die Erosionstiefe am Fuß der Binnenböschung ist in Abb. 17 in Abhängigkeit vom Bemessungswasserstand dargestellt.

Der weitere Verlauf der Erosion wird dann durch den Erosionskoeffizienten K und den Bedeckungsgrad B der Grasnarbe bestimmt (Definition und messtechnische Ermittlung siehe VAVRINA, 2011). Der Fall $B = 0$ bezeichnet eine Abdeckung ohne Grasnarbe, $B = 0,75$ bezeichnet eine Bedeckung der Abdeckung zu 75 %.

Die in Abb. 17 angesetzten Erosionskoeffizienten wurden für die hier behandelten Böden versuchstechnisch ermittelt (VAVRINA, 2011).

Für die drei untersuchten Deichquerschnitte findet auf der Binnenböschung beim heutigen Bemessungswasserstand selbst bei einer Böschung ohne Grasnarbe ($B = 0$) keine Erosion statt. Mit $BWSt = NN + 7,5$ m ist die Erosionstiefe für den Deich Norden-Ostermarsch mit nackter Böschung $d_E = rd. 40$ cm, mit Grasnarbe und $B = 0,75$ reduziert sich die Erosionstiefe auf $d_E < rd. 10$ cm. Die rechnerischen Erosionstiefen für die anderen Deiche sind geringer.

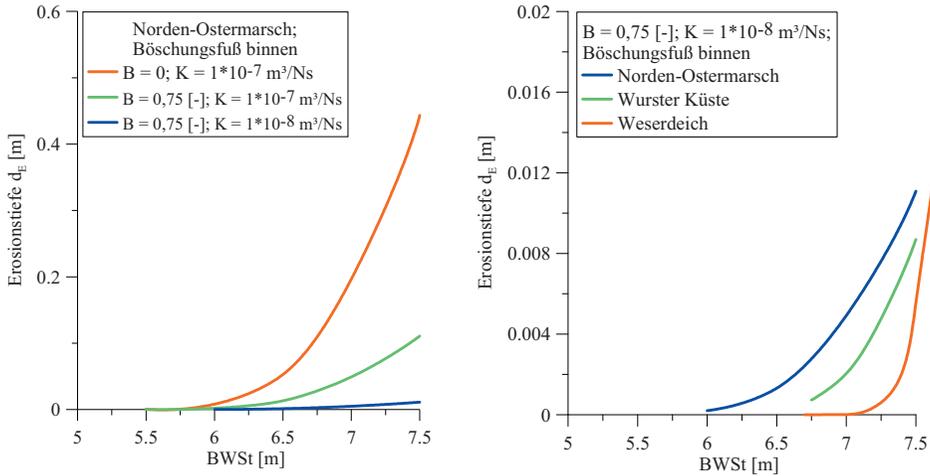


Abb. 17: Erosionstiefe am Fuß der Binnenböschung des Deichs Norden-Ostermarsch in Abhängigkeit vom Bemessungswasserstand (links), rechts Erosionstiefen für die untersuchten Deichquerschnitte; Dauer des Wellenüberlaufs 1 Stunde

Die Binnenböschungen der untersuchten Deiche haben also im Falle steigender Bemessungswasserstände bei guter Qualität der Grasnarbe und erosionsstabilen Böden Reserven bezüglich ihres Erosionswiderstands. Diese Erkenntnis deckt sich mit den Beobachtungen aus großmaßstäblichen Versuchen in den Niederlanden, bei denen regelmäßig festgestellt wurde, dass die Erosion auf der Binnenböschung selbst bei großen Überlauraten keine kritischen Größenordnungen annahm.

9.6 Einfluss des Bemessungswasserstands auf die Nachweise der statischen Bemessung

Für die Kleiböden Cäciliengroden II und Hohenkirchen wurde im Rahmen dieser Sensitivitätsanalyse ein Verdichtungsgrad von $D_{pr} = 0,9$ bezogen auf die Proctordichte angenommen, für den Geschiebemergel wegen dessen besserer Verzichtbarkeit $D_{pr} = 0,97$. Für die Böden Elisabethgroden 9,0 und Elisabethgroden 3,5 wurden die Proctordichte D_{pr} aus den Versuchen im GWK ($D_{pr} = 0,97$ und $D_{pr} = 0,92$) angesetzt.

Die Angaben zum Wellenüberlauf für die untersuchten Deichquerschnitte wurden uns von INTBEM B übergeben. Aus diesen Angaben wurden auch die Strömungsgeschwindigkeiten und Schichtdicken des Überlaufs entnommen und daraus die auf die Böschung einwirkenden Strömungskräfte berechnet.

9.6.1 Einfluss des Bemessungswasserstands auf den Nachweis gegen hangparalleles Gleiten

Mit steigendem Bemessungswasserstand nimmt bei gleich bleibender Deichhöhe auch die mittlere Wellenüberlauf rate und somit die Belastung der Binnenböschung zu. Die Folge ist eine Zunahme des Ausnutzungsgrades α_s für alle Böden im Nachweis gegen hangparalleles Gleiten (Abb. 18, links). Der Ausnutzungsgrad bleibt allerdings mit Ausnahme des Bodens Elisabethgroden 3,5 für alle anderen Böden bis hin zu einem Bemessungswasserstand von NN + 7,5 m kleiner als $\alpha_s = 1,0$, das heißt, ein Versagen der Binnenböschung durch hangparalleles Gleiten ist für diese Böden auch dann nicht zu befürchten, wenn der Bemessungswasserstand zunimmt.

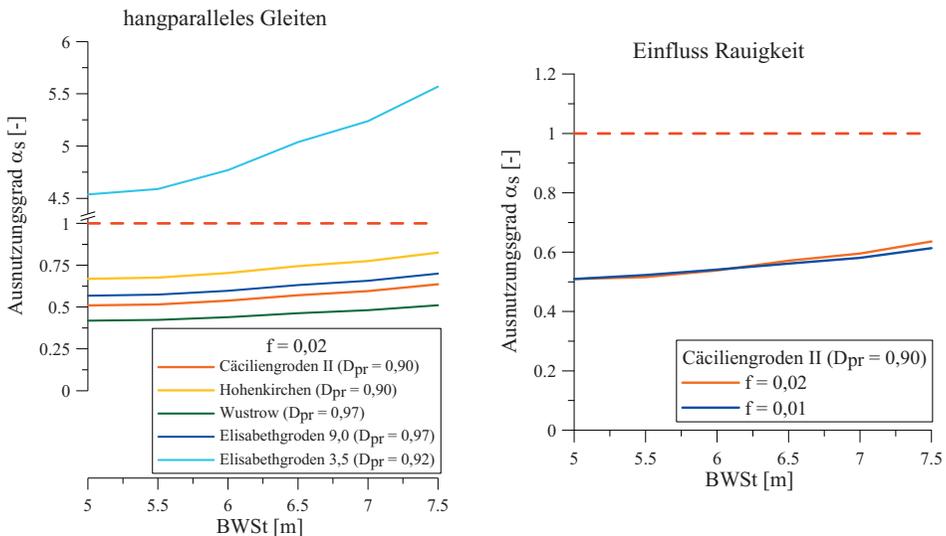


Abb. 18: Ausnutzungsgrad für den Versagensfall hangparalleles Gleiten bei zunehmendem Bemessungswasserstand (links) und Einfluss der Rauigkeit (rechts)

Der Boden Elisabethgroden 3,5 verliert bei Vernässung seine Festigkeit dramatisch, so dass eine Abdeckung aus diesem Boden bereits im vernässten Zustand und ganz ohne die Beanspruchung aus dem Wellenüberlauf instabil ist.

Die Rauigkeit der Böschungsoberfläche hat auch auf den Ausnutzungsgrad gegen hangparalleles Gleiten nur einen vernachlässigbar kleinen Einfluss (Abb. 18, rechts).

Erwartungsgemäß bewirkt eine hohe Proctordichte D_{pr} beim Einbau der Abdeckung einen geringeren Ausnutzungsgrad (Abb. 19). Eine gute Verdichtung der Abdeckung ist also für deren Standsicherheit ausschlaggebend.

Allerdings muss verhindert werden, dass sich dabei in der Abdeckung Stauhorizonte bilden, auf denen das in die Abdeckung infiltrierende Wasser umgelenkt wird. In diesem Fall wirken nämlich die Strömungskräfte zusätzlich böschungsabwärts. Das führt dann zu einer deutlichen Zunahme des Ausnutzungsgrades. Besonders kritisch sind oberflächennahe Verdichtungshorizonte (Abb. 20).

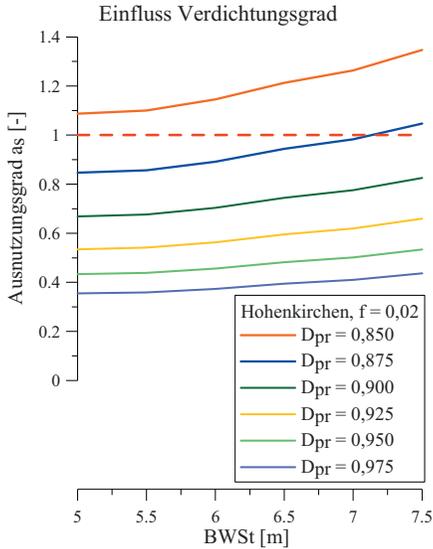


Abb. 19: Einfluss des Verdichtungsgrades auf den Ausnutzungsgrad α_s gegen hangparalleles Gleiten beim Querschnitt Norden-Ostermarsch

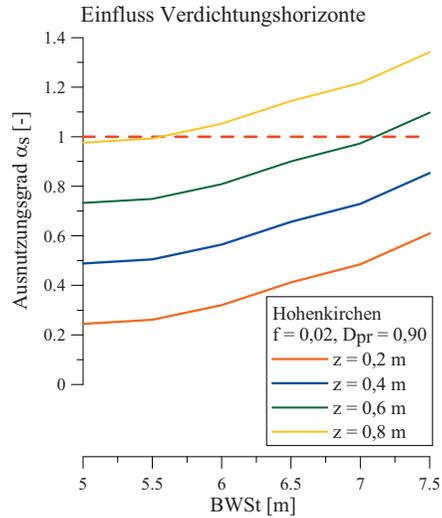


Abb. 20: Einfluss von Verdichtungshorizonten in unterschiedlichen Tiefen z auf den Ausnutzungsgrad gegen hangparalleles Gleiten beim Deich Norden-Ostermarsch

9.6.2 Einfluss der Wellenhöhe auf den Nachweis gegen Schädigung durch Wellenschlag

Mit dem Bemessungswasserstand nimmt auch die Höhe der auf die Außenböschungen der Deiche auftreffenden Wellen zu.

Tab. 3 gibt beispielsweise für den Querschnitt Norden-Ostermarsch die spektrale signifikante Wellenhöhe H_{m0} am Deichfuß in Abhängigkeit vom Bemessungswasserstand BWSt an. Die signifikante Wellenhöhe nimmt von $H_{m0} = 1,76$ m bei BWSt = 5,0 m auf $H_{m0} = 2,48$ m bei BWSt = 7,5 m zu. Die nachfolgend ermittelten Ausnutzungsgrade α_D wurden für die jeweiligen signifikanten Wellenhöhen H_{m0} ermittelt. Grundsätzlich können sich mit dem Anstieg des Bemessungswasserstands für die anderen Deichquerschnitte abweichende signifikante Wellenhöhen einstellen.

Nach Abb. 21 nimmt der Ausnutzungsgrad α_D mit der Wellenhöhe zu, für einige der untersuchten Böden wird $\alpha_D = 1,0$ bereits bei Wellenhöhen von $H_{m0} = \text{rd. } 1,8$ m erreicht, der Boden Wustrow bleibt bis zu $H_{m0} = \text{rd. } 2,4$ m schadensfrei. Erneut erweist sich der Boden Elisabethgroden 3,5 als der schlechteste der untersuchten Böden.

Abb. 21 belegt, dass der Wellenschlag für die Außenböschungen wieder kritisch werden könnte, wenn an den Deichen höhere Wellen auflaufen und brechen.

Tab. 3: Spektrale signifikante Wellenhöhe H_{m0} am Deichfuß in Abhängigkeit vom Bemessungswasserstand BWSt für den Deichquerschnitt Norden-Ostermarsch (Berechnung durch Teilvorhaben INTBEM B)

BWSt [m NN]	Wellenhöhe H_{m0} [m]
5,0	1,76
5,5	1,91
6,0	2,05
6,5	2,20
7,0	2,33
7,5	2,48

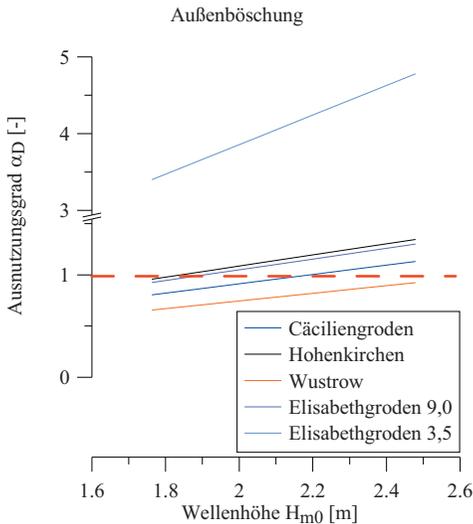


Abb. 21: Ausnutzungsgrad der Sicherheit gegen Wellenschlag für den Deich Norden-Ostermarsch in Abhängigkeit von der Wellenhöhe

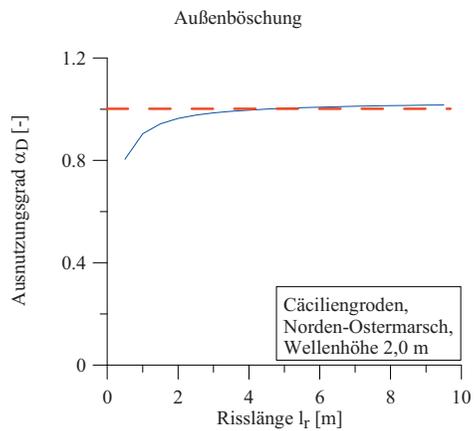


Abb. 22: Einfluss der Risslänge auf den Ausnutzungsgrad der Sicherheit gegen Druckschlag, Boden Cäciliengroden, Deichquerschnitt Norden-Ostermarsch

In den Nachweisen zu Abb. 21 wurde entsprechend Gl. 24 die dynamische Festigkeit angesetzt, und zwar konservativ abgeschätzt als doppelter Wert der statischen Festigkeit. Die Risslänge wurde mit 1 m angenommen, die Durchwurzelungskohäsion mit $c_w = 7 \text{ kN/m}^2$ und die Durchwurzelungstiefe mit $d = 0,2 \text{ m}$.

Der Einfluss der Risslänge auf den Ausnutzungsgrad α_D ist aus Abb. 22 für den Boden Cäciliengroden ersichtlich. Erwartungsgemäß nimmt der Ausnutzungsgrad mit der Risslänge zu, weil der Anteil des Bodenwiderstands an den Enden des Bruchkörpers mit der Risslänge abnimmt. Deutlich wird allerdings auch, dass sich der Ausnutzungsgrad bei Risslängen von mehr als rd. 2 m kaum noch ändert.

9.7 Zusammenfassende Bewertungen der Ergebnisse der Sensitivitätsanalyse

Die vorstehende Sensitivitätsanalyse zeigt zunächst, dass es mit den entwickelten Ansätzen möglich ist, die Deichsicherheit bei ansteigendem Bemessungswasserstand zuverlässig zu bewerten.

Voraussetzung ist, dass die aus dem Anstieg des Bemessungswasserstands zu erwartende hydrodynamischen Belastungen (Wellenschlag, Wellenüberlauf) für den jeweiligen Deich bekannt sind. Außerdem müssen die maßgebenden bodenmechanischen Kennwerte der Deichabdeckung und des Deichkerns sowie die Qualität des Bewuchses auf den Böschungen ermittelt werden. Beides macht keine grundsätzlichen Schwierigkeiten, die erforderlichen Instrumentarien für die Ermittlung der hydrodynamischen Belastung wurden in INTBEM B entwickelt, die in INTBEM A und den Vorläuferprojekten entwickelten Bemessungsansätze sowie Feld- Labortroutinen zur Bestimmung der Bodenkennwerte können WEISSMANN (2003), POHL (2010) und VAVRINA (2011) entnommen werden.

In der Mehrzahl werden für die Ermittlung der maßgebenden bodenmechanischen Kennwerte der Böschungsabdeckungen und des Deichkerns genormte bodenmechanische Versuche herangezogen. Lediglich zur Ermittlung der Risstiefe und für die Bewertung der Erosion sind spezielle Untersuchungen erforderlich. Die dargelegten Ansätze sind noch an Beobachtungen an bestehenden Deichen zu validieren.

Die vorstehende Sensitivitätsanalyse zeigt, dass die untersuchten Deichquerschnitte unter den getroffenen Ansätzen und Annahmen durchaus in der Lage sind, einen Anstieg des Bemessungswasserstands um ein nennenswertes Maß und damit des Wellenüberlaufs zu ertragen, ohne dass ihre Standsicherheit oder ihre Funktion beeinträchtigt wird.

So hat der Bemessungswasserstand z.B. auf die Dicke der Abdeckung gar keinen Einfluss, solange die mit dem Bemessungswasserstand in den Deich infiltrierende Wassermenge von der Deichkernentwässerung abgeführt wird.

Die Erosion auf den Böschungen nimmt mit dem Bemessungswasserstand zu, allerdings führen erst sehr viel höhere Wasserstände als heute angesetzt zu Erosionstiefen, die den Deich ernsthaft schädigen. Eine gut unterhaltene Grasnarbe in Verbindung mit einem erosionsstabilen Boden ist sogar in der Lage, die Erosion auch bei einem Anstieg des Bemessungswasserstands um mehrere Meter ganz zu verhindern.

Weiterhin zeigt sich, dass das Abrutschen der Abdeckung der Binnenböschung auch bei steigendem Bemessungswasserstand (und damit Wellenüberlauf) nur dann kritisch wird, wenn entweder der Boden der Abdeckung bei der Vernässung seine Festigkeit dramatisch einbüßt oder wenn der Boden nicht hinreichend verdichtet ist.

Zukünftig könnte die Schädigung der Außenböschung durch Wellenschlag kritisch werden, dieser Gefahr kann im konkreten Fall aber durch eine Nachverdichtung der Außenböschung oder durch einen teilweisen Bodenaustausch der Abdeckung auf der Außenböschung begegnet werden. Des Weiteren ließe sich das Deckwerk wie in der derzeitigen Praxis bis 1,5 m über MThw an den höheren Wasserstand gemäß EAK 2002 anpassen.

10. D a n k s a g u n g

Die vorgestellten Untersuchungen wurden vom Bundesministerium für Bildung und Forschung (BMBF) unter der Fördernummer 03KIS061 als KFKI-Forschungsvorhaben gefördert. Die Autoren bedanken sich beim Kuratorium für Forschung im Küsteningenieurwesen (KFKI) für die Unterstützung und bei der projektbegleitenden Gruppe für die intensive Beratung und kritische Anregungen.

11. S c h r i f t e n v e r z e i c h n i s

- BRÖSSKAMP, K. H.: Seedeichbau, Theorie und Praxis. Vereinigung der Naßbaggerunternehmen e. V., Hamburg, 1976.
- BUSCH, K. F.; LUCKNER, L. und TIEMER, K.: Geohydraulik – Lehrbuch der Hydrogeologie, Band 3, 3. Auflage, Berlin, 1993.
- BUSS, J. und KORTENHAUS, A.: Druckschlagbemessung eines Seedeiches bei Elisabethgroden. Wasser + Abfall, 3, 39–43, 2008.
- DIN 1054: Baugrund, Sicherheitsnachweise im Erd- und Grundbau, 2005.
- DIN 18122, Teil 1: Baugrund, Untersuchung von Bodenproben – Zustandsgrenzen (Konsistenzgrenzen), Bestimmung der Fließ- und Ausrollgrenzen, 1997–07.
- DIN 19661-2: Richtlinien für Wasserbauwerke, Sohlenbauwerke, Teil 2: Abstürze, Absturztreppe, Sohlenrampen, Sohlengleiten, Grundschnellen, Sohlenschwellen, Berlin, 2000.
- DIN 19682-5: Bodenbeschaffenheit – Felduntersuchungen – Bestimmung des Feuchtezustands des Bodens, 2007–11.
- EAK: Empfehlungen für Küstenschutzwerke. Fachausschuss für Küstenschutzwerke der DGGT und der HTG. In: Die Küste, 65, 2002.
- EUROTOP: Wave Overtopping of Sea Defences and Related Structures: Assessment Manual. In: Die Küste, 73, 2007.
- FÜHRBÖTER, A.: Der Druckschlag durch Brecher auf Deichböschungen. Mitteilungen des Franzius-Instituts der Technischen Universität Hannover, 27, 1966.
- FÜHRBÖTER, A. and SPARBOOM, U.: Full scale investigation on the stability of concrete block slope revetments. In: Modelling Soil-Water-Structure Interactions, Kolkman et al. (eds.), Balkema, Rotterdam, 209–217, 1988.
- GRÜNE, J.: Wave-induced shock pressures under real sea state conditions. Proceedings International Conference Coastal Engineering (ICCE), ASCE, Malaga, Spanien, Nr. 21, Volume 3, 2340–2354, 1988.
- HAHN, H. G.: Bruchmechanik, Einführung in die theoretischen Grundlagen. Stuttgart, 1976.
- MALLWITZ, K. und SAVIDIS, S. A.: Selbstheilungsvermögen bindiger Erdstoffe hinsichtlich Durchlässigkeit in Dichtungssystemen von Deponien. Bautechnik, 73 (9), 614–623, 1996.
- PETERSEN, M. und ROHDE, H.: Sturmflut – Die großen Fluten an den Küsten Schleswig-Holsteins und in der Elbe. Neumünster, 1991.
- PLACZEK, D.: Untersuchungen über das Schwindverhalten bindiger Böden bei der Trocknung unter natürlichen Randbedingungen. Universität Essen, Mitteilungen aus dem Fachgebiet für Grundbau und Bodenmechanik, 3, Essen, 1982.
- POHL, C.: Witterungsbedingte Gefügebildung bei See- und Ästuardeichen und ihr Einfluss auf die Deichsicherheit. Dissertation, Report Geotechnik, Universität Duisburg-Essen, 38, 2010.
- RICHWIEN, W.: Ansätze zum Formänderungs- und Festigkeitsverhalten nicht wassergesättigter aggregierter Böden. Vortrag auf der Fachsitzung über Festigkeits- und Verformungsverhalten von nicht wassergesättigten und aggregierbaren Böden, 2./3. März 1993, Hannover, 1993.
- RICHWIEN, W. und POHL, C.: Bemessung der Kleiabdeckung von Deichaußenböschungen für die geplante Deicherhöhung und -verstärkung von Schweiburg bis Dangast. Abschlussbericht zum gleichnamigen Forschungsvorhaben im Auftrag des II. Oldenburgischen Deichbands, Essen (unveröffentlicht), 2004.

- SCHEFFER, F. und SCHACHTSCHABEL, P.: Lehrbuch der Bodenkunde. 15. Aufl. Spektrum, Heidelberg, 2002.
- SCHERBECK, R.: Zur Bewertung der Verformbarkeit mineralischer Abdichtungsschichten. Bau-technik-Verlag, 1992.
- SCHULTZE, B. und MUHS, H.: Bodenuntersuchungen für Ingenieurbauten. 2. Auflage, Berlin, 1967.
- SEIJFFERT, J. W. and VERHEIJ, H.: Grass covers and reinforcement measures. In: Pilarczyk, K. W., Dikes an revetments. Design, Maintenance and Safety Assessment, Balkema, Rotterdam/Brookfield, 289–302, 1998.
- SKEMPTON, A. and NORTHEY, R. D.: Sensitivity of Clays. Geotechnique, 3, no. 1, 40–51, 1952.
- TAW: Technical Report Clay for Dikes. Technical Advisory Committee for Flood Defence in The Netherlands (TAW), Delft, 1996.
- TAW: Technical report erosion resistance of grassland as dike covering, ed.: Technische Advies-commissie vor de Waterkeringen, Delft, 1997.
- TEMMLER, H.: Neue Untersuchungen zur Schrumpfung, Durchsickerung und Aufweichung von Deichabdeckböden bei Extremsturmfluten in Schleswig-Holstein. Die Küste, 72, 2007.
- TERZAGHI, K.: Theoretical Soil Mechanics, 4th printing, Wiley, New York, 1947.
- VAN DER MEER, J. W.; STEENDAM, G. J.; DE RAAT, G. and BERNARDINI, P.: Further Developments on the Wave Overtopping Simulator. Abstract – 31th International Conference on Coastal Engineering (ICCE), Hamburg, 2008.
- VAVRINA, L.: Ansatz zur Bewertung der Schutzfunktion bewachsener Deichbinnenböschungen. Dissertation Universität Duisburg-Essen, Report Geotechnik, Universität Duisburg-Essen, 39, 2011.
- WEISSMANN, R.: Die Widerstandsfähigkeit von Seedeichbinnenböschungen gegenüber ablaufendem Wasser. Universität Duisburg-Essen, Mitteilungen aus dem Fachgebiet für Grundbau und Bodenmechanik, 30, Essen, 2003.
- WIEDEMANN, T.: Das Schrumpfungs- und Rißbildungsverhalten von Filterkuchen, Reihe 3: Verfahrenstechnik, Fortschritt-Berichte VDI, Düsseldorf, 1969.
- WROTH, P. and WOOD, D. M.: The correlation of index properties with some basic engineering properties of soil. Canadian Geotechnical Journal 15, Toronto, 137–145, 1978.
- ZTVE-StB 94: Zusätzliche technische Vertragsbedingungen und Richtlinien für Erdarbeiten im Straßenbau. Bundesminister für Verkehr, Abteilung Straßenbau, 1994.

Mathematische Modellierung hydrodynamischer Belastungen von Deichen

Von CORDULA BERKENBRINK, RALF KAISER und HANZ-DIETER NIEMEYER

Z u s a m m e n f a s s u n g

Bei der gegenwärtig angewandten Bemessung im Insel- und Küstenschutz werden allein die hydrodynamischen Belastungen und die Geometrie der Bauwerke berücksichtigt. Um Bauwerke sowohl sicherer als auch wirtschaftlicher bemessen zu können, ist es zielführend, die Widerstandsfähigkeit verwendeter Baustoffe einzubeziehen. Für eine solche integrierte Bemessung ist aber eine weitergehende Differenzierung der hydrodynamischen Belastungen erforderlich, als sie bisher für die geometrische Dimensionierung benötigt wurde.

Die vielfältigen Wechselwirkungen von Bauwerken und hydrodynamischen Belastungen lassen sich durch empirische Formeln zumeist nur mit unzureichender Genauigkeit bestimmen. Daher wurden im Forschungsvorhaben „Integrierte Bemessung von See- und Ästuardeichen“ (INTBEM) die hydrodynamischen Belastungen mit einem mathematischen Modell erfasst: dem mathematischen Wellenkanal OTT-1D von HR Wallingford. Das bisher als akademisches Experimentierwerkzeug verfügbare Modell wurde einerseits hinsichtlich der Anforderungen der Bemessungspraxis validiert, kalibriert und verifiziert. Andererseits wurde es modifiziert und erweitert, um es operationell für die Bemessungspraxis nutzbar machen zu können: die Ausbildung abschnittsweise unterschiedlicher Rauigkeiten wurde ermöglicht und die Reproduktion von Strömungen auf trockenen Binnenböschungen implementiert. Zum Nachweis der Naturähnlichkeit des Modells erfolgten Validierungen für verschiedene Parameter des Wellenüberlaufs mit Daten klein- und großmaßstäblicher hydraulischer Modellversuche für einfache und komplexe Deichgeometrien. Zur Einordnung der Ergebnisse wurden ergänzend Sensitivitätsstudien bezüglich der Streuung vorgenommen. Die Ergebnisse der mathematischen Modellierungen wurden mit denen empirischer Berechnungsansätze verglichen, wobei festgestellt werden konnte, dass für das mathematische Modell OTT-1D für die untersuchten stark unterschiedlichen Datensätze eine allgemeingültige Kalibrierungsgleichung für die Parameter des Wellenüberlaufs herleitbar war. Das integrierte Bemessungskonzept wurde für drei Deichtypen an der niedersächsischen Küste und in einem Tideästuar mit unterschiedlichen Belastungsszenarien beispielhaft angewandt und abschließend dessen Potenzial zur Kompensation wachsender Belastungen aus Klimaänderungsfolgen aufgezeigt.

S c h l a g w ö r t e r

Integrierte Bemessung, hydrodynamische Belastungen, mathematische Modellierung, Wellenüberlauf, Überlaufsicherheit, Reaktion auf Klimaänderungsfolgen

S u m m a r y

The current design methods for coastal protection structures includes only the hydrodynamic loads. For a safe and economic design it is necessary to consider also the soil mechanic resistance of the dike material. That is the idea of the integrated design concept developed in this project. Among the quantification of the soil mechanic characteristics a detailed knowledge of the hydrodynamic loads is essential. This cannot be managed sufficient by empirical functions. For that reason the mathematical model OTT-1d of HR-Wallingford was validated, calibrated and verified. Implementing the model for design practice it was extended in that way, that different roughness sections can be considered and the loads of the inner slope can be quantified. The veri-

fication of the average wave overtopping rate was done by a wide range of small and large scale hydraulic tests with simple and complex geometries. Comparing to the results of present empirical calculation methods the mathematical model fits with an universal calibration to all the different measured data. Finally the integrated design concept is shown respectively for three types of dikes for varying load scenarios at the coast and in an estuary of Lower Saxony.

Key words

Integrated design, hydrodynamic loads, mathematical modeling, wave overtopping, overtopping security, compensation of loads due to climate change

Inhalt

1. Einleitung	47
1.1 Motivation	47
1.2 Ziele der Arbeit	49
2. Hydrodynamische Belastungen	50
2.1 Hydrodynamische Grundlagen	50
2.2 Bemessungswasserstände	50
2.3 Bemessungswellenauflauf	51
2.4 Wellenüberlauf	52
3. Mathematische Modellierung der hydrodynamischen Belastungen	54
3.1 Physikalische Grundlagen	54
3.2 Numerische Grundlagen	55
3.3 Modellbildung	55
3.4 Modellerweiterungen im Forschungsvorhaben	56
3.5 Untersuchungen zur numerischen Dämpfung	58
4. Validierung des mathematischen Modells	59
4.1 Vorgehen	59
4.2 Einfache Geometrie	60
4.2.1 Aufbau der hydraulischen Modellversuche	60
4.2.2 Versuchsprogramm	61
4.2.3 Mathematische Modellierung	62
4.2.4 Empirische Berechnungsansätze	63
4.2.4.1 Ansatz nach Schüttrumpf	63
4.2.4.2 Anwendung der empirischen Ansätze des Eurotop-Manuals	64
4.2.4.3 Anwendung von NN_Overtopping	65
4.2.5 Zusammenfassung und Vergleich	66
4.3 Komplexe Geometrie – Norderney Weststrand	67
4.3.1 Aufbau der physikalischen Modellversuche	67
4.3.2 Versuchsprogramm	69
4.3.3 Mathematische Modellierung	70
4.3.4 Empirische Berechnungsansätze	73
4.3.4.1 Modifizierter Ansatz nach Owen	73
4.3.4.2 Anwendung des EUROTOP-MANUALS (2007) bzw. PC-Overtopping	73
4.3.4.3 Anwendung von NN_Overtopping	78
4.3.5 Zusammenfassung und Vergleich	79
4.4 Komplexe Geometrie – Baltrum Weststrand	81
4.4.1 Aufbau der physikalischen Modellversuche	81
4.4.2 Versuchsprogramm	83
4.4.3 Mathematische Modellierung	84
4.4.4 Empirische Berechnungsansätze	87
4.4.5 Zusammenfassung und Vergleich	88

4.5 Komplexe Geometrie – Norderney Nordweststrand	89
4.5.1 Aufbau der physikalischen Modellversuche	89
4.5.2 Versuchsprogramm	91
4.5.3 Mathematische Modellierung	91
4.5.4 Empirische Berechnungsansätze	94
4.5.4.1 An hydraulische Versuche angepasste Wellenüberlaufsfunktion	94
4.5.4.2 Anwendung des EUROTOP-MANUALS (2007) oder PC-Overtopping	95
4.5.4.3 Anwendung von NN_Overtopping	97
4.5.5 Zusammenfassung und Vergleich	97
5. Anwendung des gekoppelten Bemessungskonzepts	98
5.1 Scharliegender Deich – Ostermarsch	98
5.2 Ästuardeich – Weser	104
5.3 Vorlanddeich – Wurster Küste	107
5.4 Zusammenfassende Bewertung des Konzepts	110
6. Zusammenfassung und Ausblick	111
7. Danksagung	113
8. Schriftenverzeichnis	113

1. Einleitung

1.1 Motivation

Die Folgen des globalen Klimawandels werden gegenüber den heutigen Verhältnissen zu erheblich stärkeren Belastungen von Bauwerken des Insel- und Küstenschutzes führen: Neben der zu erwartenden Beschleunigung des Meeresspiegelanstiegs werden wegen stärkerer Sturmintensität ein höherer Stau und größere Wassertiefen auf den Watten auftreten, die wiederum möglicherweise mit einem beschleunigtem Meeresspiegel nur verzögert mitwachsen werden, so dass die Wassertiefen noch mehr zunehmen. Damit einhergehend ist eine stärkere Seegangsbelastung der Bauwerke unausweichlich zu erwarten (NIEMEYER, 2005a, 2005b und 2010; KAISER et al., 2011, NIEMEYER et al., 2011b, 2011c). Die Bauwerke des Insel- und Küstenschutzes müssen daher zum Erhalt ihrer Funktionsfähigkeit nach den Regeln der Technik entsprechend verstärkt werden, um den Schutz von Leib und Leben sowie von Hab und Gut weiterhin gewährleisten zu können. Die Beibehaltung der gegenwärtigen Bemessungspraxis, allein hydrodynamische Belastungen und Bauwerksgeometrie zu berücksichtigen, würde dabei sehr wahrscheinlich mit außerordentlich hohen Aufwendungen verbunden sein.

Von daher ist es sinnvoll und zielführend, neue integrierte Bemessungsmethoden zu entwickeln, bei denen parallel zu den hydrodynamischen Belastungen und der Geometrie der Bauwerke die Widerstandsfähigkeit der verwendeten Baustoffe für die jeweiligen Lastfälle einbezogen werden. Um diese Zielrichtung verfolgen zu können, hat das Bundesministerium für Bildung und Forschung auf Vorschlag des Kuratoriums für Forschung im Küsteningenieurwesen Mittel für ein Forschungsvorhaben zu Verfügung gestellt, in dem eine neue integrierte Bemessung für See- und Ästuardeiche bei gekoppelter Berücksichtigung der hydrodynamischen Belastungen und der bodenmechanisch ermittelten Belastbarkeit des Erdbaustoffs Klei entwickelt werden soll.

Untersuchungen in der Natur und in großmaßstäblichen hydraulischen Modellversuchen haben ebenso wie mathematische Modellierungen gezeigt, dass heutige Deiche höhere Überlauftoleranzen haben als bisher angenommen (VAN DER MEER et al., 2009; NIEMEYER et al., 2008, 2009). Naturversuche in den Niederlanden haben ergeben, dass Deiche bei Überlaufmengen bis zu 75 l/(s·m) funktionsfähig bleiben (Abb. 1) (VAN DER MEER et al., 2009).

Tendenziell ähnliche Ergebnisse zeigten großmaßstäbliche hydraulische Modellversuche im großen Wellenkanal (GWK) der Universität Hannover und der TU Braunschweig; bei Überlaufmengen von bis zu 30 l/(s·m) traten keine Schäden auf, durch welche die Funktionsfähigkeit der Deiche beeinträchtigt war. Die hier experimentell ermittelten Überlauftoleranzen liegen somit weit über denen, die bisher bei der Bemessung angesetzt werden.



Abb. 1: Kleiabdeckung und Grasnarbe des Deichs in Delfzijl (hier bei 20 l/(s·m) mittlerer Wellenüberlaufate)

Auch bei der Annahme deutlich geringerer Mengen als in den genannten Experimenten lassen sich zu erwartende höhere Bemessungswasserstände (BWSt) bei einem beschleunigten Meeresspiegelanstieg zu erheblichen Teilen kompensieren, wie frühere Untersuchungen mit dem mathematischen Modell ODIFLOCS (VAN GENT, 1995) ergaben: Bereits beim Zulassen einer Überlaufmenge von 10 l/(s·m) konnten für Deiche am Dollart und an der Tidelbe mögliche Reserven von etwa 60 cm für den Bemessungswasserstand bei gleichbleibender Kronenhöhe festgestellt werden (Abb. 2).

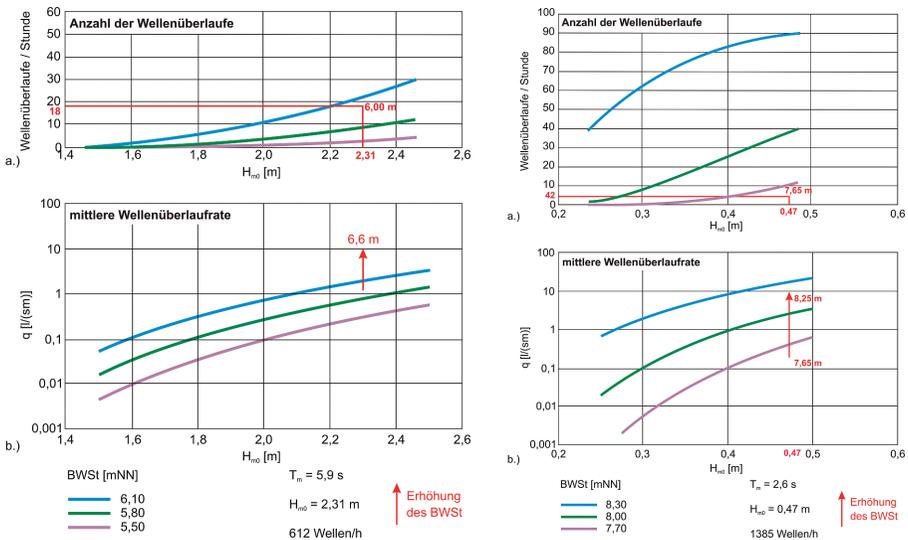


Abb. 2: Effekt einer höheren mittleren Wellenüberlaufate auf die Höhe des tolerierbaren Bemessungswasserstandes für Deiche am Dollart und an der Tidelbe (NIEMEYER et al., 2008)

Dieser einfache Vergleich unterstreicht das Potenzial der im Forschungsvorhaben „Integrierte Bemessung von See- und Ästuardeichen“ vorgenommenen Untersuchungen für künftige Küstenschutzstrategien zur Anpassung an die Folgen des globalen Klimawandels: eine deutlich unter den bereits jetzt experimentell als möglich erwiesenen Werten liegende Überlauftoleranz kann bei künftiger Bemessung eine spürbare Entlastung für die erforderlichen Aufwendungen bedeuten, ohne dass damit eine Verringerung der Sicherheit verbunden wäre.

1.2 Ziele der Arbeit

Nach der Sturmflut von 1953 in den Niederlanden ist in Deutschland der bis dahin reagierende auf einen vorsorglichen Küstenschutz umgestellt worden. Teil dessen ist eine Bemessung von See- und Ästuardeichen unter Einschluss eines Sicherheitsbeiwertes für den zu erwartenden Meeresspiegelanstieg (LÜDERS und LEIS, 1964; NIEMEYER, 2001). In Anbetracht der erwarteten Folgewirkungen des Klimawandels haben mittlerweile die Küstenländer Schleswig-Holstein, Niedersachsen und Bremen diesen Wert auf 50 cm/Jahrhundert erhöht. Gleichzeitig weisen aber Verfeinerungen bei der Ermittlung des Bemessungswellenaufbaus ebenso wie Untersuchungen zum Wellenüberlauf darauf hin, dass in diesem Bemessungsparameter Belastungsreserven enthalten sind (WEISSMANN, 2003; NIEMEYER et al., 2008, 2009; VAN DER MEER et al., 2009). Diese durch Entwicklung eines gekoppelten hydrodynamisch-bodenmechanischen Ansatzes belastbar zu quantifizieren, war Ziel des Forschungsvorhabens „Integrierte Bemessung von See- und Ästuardeichen“.

Nach derzeitiger Bemessungspraxis liegen der Bestickhöhe pauschal festgelegte Wellenüberlaufdaten zugrunde, die Gestaltung der einzelnen Deichelemente erfolgt hauptsächlich auf empirischer Grundlage. Ein Bezug zu den verwendeten Erdbaustoffen besteht bei der Dimensionierung nicht. Zahlreiche vorangegangene Forschungsvorhaben der letzten Jahre haben zum besseren Verständnis der hydrodynamischen Bedingungen am Deichkörper und der bodenmechanischen Vorgänge bei Belastungen während Sturmfluten beigetragen (WEISSMANN, 2003).

Ziel des Forschungsvorhabens „Integrierte Bemessung von See- und Ästuardeichen“ war die Quantifizierung der Belastungsreserven von Deichen durch den Vergleich der lokalen hydrodynamischen Einwirkungen mit der spezifischen Widerstandsfähigkeit der Abdeckungsböden. Entgegen der aktuellen Bemessungspraxis ermöglicht dieser Ansatz erstmals die Berücksichtigung der mechanischen Eigenschaften des verwendeten Deichbaumaterials. Mit optimalem Mitteleinsatz kann der Deich dann hinsichtlich aller Einwirkungen mit dem erforderlichen Sicherheitsstandard ausgeführt werden. Des Weiteren lassen sich gegebenenfalls vorhandene Sicherheitsdefizite bestehender Deiche identifizieren und Prioritätenkataster des zukünftigen Bedarfs an Verstärkungen erstellen. Der Ansatz leistet so einen Beitrag zur langfristigen vorsorglichen Planung im Insel- und Küstenschutz.

Das Forschungsvorhaben ist als Verbundvorhaben von der Forschungsstelle **Küste** (FSK) im Niedersächsischen Landesbetrieb für **Wasserwirtschaft, Küsten und Naturschutz** (NLWKN) und dem Institut für **Grundbau und Bodenmechanik** der Universität Duisburg-Essen (IGBE) ausgeführt worden. Es setzt sich aus den Teilvorhaben INTBEM A zur „Analyse bodenmechanischer Prozesse zur funktionalen Optimierung von Deichelementen“ (IGBE) und INTBEM B für die „Mathematische Modellierung der hydrodynamischen Belastung von Deichen“ (FSK) zusammen.

2. Hydrodynamische Belastungen

2.1 Hydrodynamische Grundlagen

Die verfeinerte Ermittlung der hydrodynamischen Prozesse bei der Seegangsbelastung von Deichen (Abb. 3) und anderen Küstenschutzwerken gewinnt insbesondere auch vor dem Hintergrund zu erwartender Änderungen infolge des Klimawandels mehr und mehr an Bedeutung. Für die Bestimmung der Kronenhöhen von See- und Ästuardeichen sowie zur Bestimmung der entsprechenden Belastungsgrenzen ist die Kenntnis des Bemessungswasserstandes und des Bemessungsseegangs von entscheidender Bedeutung. Im Rahmen des Projektes soll aufbauend auf den Bemessungswasserständen und mit den aus einlaufenden Wellenspektren abgeleiteten Überlaufraten sowohl die Deichgeometrie als auch die Abdeckungsmächtigkeiten in einem Optimierungsverfahren bestimmt werden. Die Kenntnis der Strömungs- und Druckkräfte sowie die Abschätzung der Infiltration sind für das Widerstandsverhalten des Deichkörpers unerlässlich.

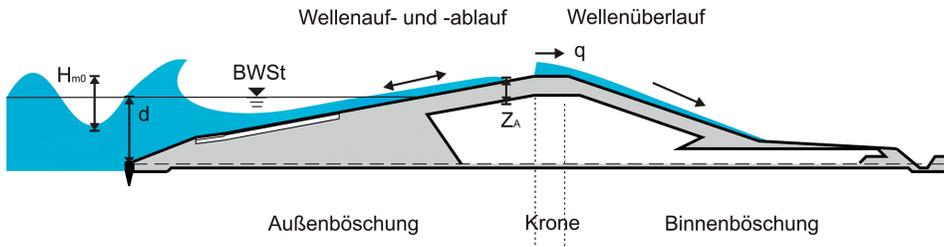


Abb. 3: Definitionsskizze zu Wellenauf- und Wellenüberlauf

2.2 Bemessungswasserstände

In Deutschland wurden auf der Grundlage von bisherigen hohen Sturmflutwasserständen deterministisch oder stochastisch Bemessungswasserstände ermittelt, die Überlagerungen von astronomischen Tidewasserständen und meteorologisch bedingtem Stau berücksichtigen. Sie sind als Scheitel einer Bemessungsturmflut anzusehen und wurden bisher weder erreicht noch überschritten.

Die Bemessungswasserstände an der niedersächsischen Nordseeküste werden nach dem Kommentar zum Niedersächsischen Deichgesetz (LÜDERS und LEIS, 1964) nach dem Einzelwertverfahren nach HUNDT (1954) in der modifizierten Form nach LÜDERS (1957) oder nach dem Vergleichsverfahren nach LIESE bestimmt, wobei der höhere beider Werte gemäß der gesetzlichen Vorgabe anzusetzen ist (Abb. 4). In der Regel ergibt sich der Bemessungswasserstand nach dem Einzelwertverfahren, das auch die formalen Kriterien des NDG zutreffender erfüllt (NIEMEYER, 2001).

Die Ermittlung von Bemessungswasserständen für Ästuardeiche verlangt die Einbeziehung der Wirkung des Oberwassers auf die Sturmflutwasserstände. Insofern ist das Einzelwertverfahren dafür unzureichend, da es diesen Parameter nicht beinhaltet. In der Vergangenheit sind daher für die Tideflüsse Ems, Weser und Elbe die Bemessungswasserstände mit Hilfe von hydraulischen Modellversuchen ermittelt worden; heute erfolgt dies mit mathema-

tischen oder statistischen Modellen (LAG, 1988; NIEMEYER, 1997; NIEMEYER et al., 2003a, 2003b; KNAACK et al., 2006).

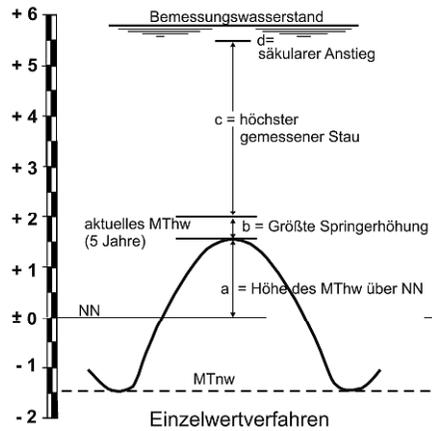


Abb. 4: Ermittlung der Bemessungswasserstände nach dem Einzelwertverfahren (LÜDERS u. LEIS, 1964; ML, 1973)

2.3 Bemessungswellenauflauf

Die Wellenaufschlagshöhe an geböschten Bauwerken zählt zu häufig untersuchten Parametern (z.B. WASSING, 1957; HUNT, 1959; NIEMEYER, 1976, 1977; VAN DER MEER und DE WAAL, 1993; NIEMEYER et al., 1995; VAN GENT, 1999; TAW, 2002; EUROTOP-MANUAL, 2007), da sie eine wesentliche Größe für die Bemessung von Bauwerken darstellt. Sie stellt die lotrechte Strecke zwischen dem höchsten Punkt der Wellenaufschlagszone und dem Ruhewasserspiegel dar, die von einer definierten Zahl der Wellen nicht überschritten wird oder durch die die Überlaufmenge auf ein vorgegebenes Maß begrenzt wird.

Der Bemessungswellenauflauf bei Deichen wird in Niedersachsen in Wahrung der mittelbaren Vorgabe des Niedersächsischen Deichgesetzes zur gleichen Sicherheit bei der Bemessung in seinem Geltungsbereich nach einem einheitlichen Verfahren ermittelt, das dem Stand der Wissenschaft und Technik entspricht (NIEMEYER, 2001). Dabei wird ein für die niedersächsischen Gegebenheiten modifiziertes Verfahren von VAN GENT (1999) mit einer Überlaufwahrscheinlichkeit von 3 % (A_{97}) verwendet.

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

mit:	A_{97}	:	Bemessungswellenauflauf	[m]
	H_{m0}	:	spektrale signifikante Wellenhöhe	[m]
	$T_{m-1,0}$:	Energieperiode	[s]
	g	:	Erdbeschleunigung	[m/s ²]
	$\tan \alpha$:	mittlere Böschungsneigung ohne Berme	[-]

Bei schrägem Wellenangriff wird entsprechend der Untersuchungsergebnisse niederländischer Modellversuche für naturähnlichen, kurzkämmigen Seegang (VAN DER MEER und DE WAAL, 1990) eine Abminderung des Bemessungswellenaufbaus um den Faktor γ_R in Abhängigkeit zum Angriffswinkel β des Seegangs vorgenommen.

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

2.4 Wellenüberlauf

Bei hohen Sturmflutwasserständen kann der Wellenaufbau einzelner Wellen die Deichkronen überschreiten. Die Wassermenge läuft dann ganz oder teilweise auf der Binnenböschung ab. Hierdurch sind bei den früheren Sturmfluten die Deichbrüche eingeleitet worden. Es ist daher wichtig, den Wellenüberlauf bei der Bemessung zu begrenzen, um ein Versagen des Deiches zu vermeiden.

Die Wellenüberläufe an Küstenschutzbauwerken sind mit einer großen Anzahl von Versuchen untersucht worden. Der Grundstock der aktuellen Formeln beruht auf folgender Regressionsgleichung:

$$Q_* = Q_0 \cdot \exp(-b \cdot R_*) \quad (3)$$

mit:	Q_*	:	dimensionslose Wellenüberlaufrate	[-]
	R_*	:	dimensionslose Freibordhöhe	[-]
	Q_0	:	Parameter = f (Bauwerk, Wellen, Wassertiefe ...)	[-]
	b	:	Parameter = f (Bauwerk, Wellen, Wassertiefe ...)	[-]

Die dimensionslose Wellenüberlaufrate Q_* wird empirisch mit dem ebenfalls dimensionslosen Parameter der Freibordhöhe R_* verknüpft. Die Parameter Q_0 und b variieren in den verschiedenen Bemessungsansätzen, auch die einfließenden Beiwerte unterscheiden sich. Nach dem EUROTOP-MANUAL (2007) wird für eine Brecherkennzahl von $\xi_{m-1,0} < 5$ die mittlere Wellenüberlaufrate q [$m^3/(s \cdot m)$] wie folgt berechnet:

$$q = \frac{0,067 \sqrt{g H_{m0}^3}}{\sqrt{\tan \alpha}} \cdot \gamma_b \cdot \xi_{m-1,0} \cdot \exp\left(-4,75 \frac{R_c}{\xi_{m-1,0} \cdot H_{m0} \cdot \gamma_b \cdot \gamma_f \cdot \gamma_\beta \cdot \gamma_v}\right) \quad (4)$$

wobei ein Maximalwert von:

$$q_{\max} = 0,2 \cdot \sqrt{g H_{m0}^3} \exp\left(-2,6 \frac{R_c}{H_{m0} \cdot \gamma_f \cdot \gamma_\beta}\right) \quad (5)$$

nicht überschritten werden darf.

mit:	q	:	mittlere Wellenüberlaufrate	$[m^3/(s \cdot m)]$
	q_{\max}	:	maximale mittlere Wellenüberlaufrate	$[m^3/(s \cdot m)]$
	H_{m0}	:	spektrale signifikante Wellenhöhe am Bauwerksfuß	[m]
	g	:	Erdbeschleunigung	$[m/s^2]$

$\tan \alpha$:	mittlere Böschungsneigung	[-]
R_c	:	Freibordhöhe	[m]
$\xi_{m-1,0}$:	Brecherkennzahl	[-]
γ_b	:	Empirischer Beiwert für den Einfluss einer Berme	[-]
γ_f	:	Empirischer Beiwert für den Einfluss der Böschungsrauheit	[-]
γ_β	:	Empirischer Beiwert für den Einfluss der Wellenangriffsrichtung	[-]
γ_v	:	Empirischer Beiwert für den Einfluss einer senkrechten Wand	[-]

Auf eine detaillierte Wiedergabe der empirischen Beiwerte wird an dieser Stelle verzichtet, sie können dem EUROTOP-MANUAL (2007) entnommen werden. Die Brecherkennzahl wird folgendermaßen ermittelt:

$$\xi_{m-1,0} = \frac{\tan \alpha}{\sqrt{H_{m0}/L_{m-1,0}}} \quad (6)$$

mit der Wellenlänge:

$$L_{m-1,0} = \frac{g T_{m-1,0}^2}{2 \pi} \quad (7)$$

mit $T_{m-1,0}$: Energieperiode [s]

Dieselben Gleichungen bilden die Grundlage des von VAN DER MEER entwickelten niederländischen Rechenprogramms PC-Overtopping, das im EUROTOP-MANUAL (2007) aufgenommen worden ist. Auch der Wellenaufwurf und das Wellenüberlaufvolumen können ausgegeben werden. Schichtdicken und Strömungsgeschwindigkeiten berechnet das Programm jedoch nicht. Weiterhin wird im EUROTOP-MANUAL (2007) die CLASH-Datenbank (Crest Level Assessment of coastal Structures by full scale monitoring, neural network prediction Hazard analysis on permissible wave overtopping) angeführt. Zum einen ist es möglich die CLASH-Datenbank nach den Bauwerksparametern und Seegangsverhältnissen zu filtern, die das zu untersuchende Bauwerk am ehesten beschreiben und dadurch den Wellenüberlauf abzuschätzen. Zum anderen ist ein künstliches neuronales Netz basierend auf den CLASH-Daten entwickelt worden. Hier sind jedoch nur ausgesuchte Datenreihen enthalten, die ihrer Zuverlässigkeit entsprechend gewichtet werden. Die auf CLASH basierenden Berechnungen beziehen sich ebenfalls nur auf den Wellenüberlauf. Es wird seitens der Verfasser des EUROTOP-MANUAL empfohlen, diese Verfahren als überschlägige Ermittlung der Wellenüberlaufquote anzusehen und für detaillierte Bemessungen auf hydraulische Modellversuche zurückzugreifen (EUROTOP-MANUAL, 2007).

3. Mathematische Modellierung der hydrodynamischen Belastungen

3.1 Physikalische Grundlagen

Das Modell OTT-1D ist Teil der Modellgruppe ANEMONE (Advanced Non-linear Engineering Model for Nearshore Environment) von HR Wallingford (DODD et al., 1998; DODD, 1998). Es ist in der Lage, die vollständige Überströmung eines Bauwerkes zu simulieren. Dies liegt im Wesentlichen an der Fähigkeit, mehrere voneinander getrennte Wassermassen (Auflaufzunge, überströmendes Wasser, Wasserkörper in Lee) rechnerisch zu behandeln.

Die physikalische Grundlage des Modells bilden die nichtlinearen Flachwassergleichungen (Gl. 8 und Gl. 9). Sie werden im Küsteningenieurwesen schon länger zur Berechnung von Strömungen verwendet, mittlerweile existieren auch einige Modelle zur Berechnung des Wellenauf- und Wellenüberlaufs. Der Vorteil dieser Gleichungen liegt in ihrer rechtechnisch unkomplizierten Anwendung mit standardisierten, stabilen, schnell zu lösenden numerischen Lösungsschemata.

Die Flachwassergleichungen basieren auf der Annahme, dass eine hydrostatische Druckverteilung herrscht. Dabei werden vertikale Geschwindigkeiten und Beschleunigungen vernachlässigt. Dies ist für lange und flache Wellen erfüllt, wo vertikale Geschwindigkeiten und Beschleunigungen der Flüssigkeitsteilchen beim Durchgang der Welle klein bleiben. Das Wellenbrechen wird über die Fortpflanzungsgeschwindigkeit von Flachwasserwellen implizit modelliert. Der Wellenberg pflanzt sich auf Grund der größeren Wassertiefe schneller fort als das Wellental. Dadurch bildet sich eine vertikale Wellenfront aus, die als Bore angesehen werden kann und den Wellenauflaufvorgang darstellt (HIBBERD und PEREGRINE, 1979).

Impulsgleichung:

$$\frac{\partial(uh)}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x} \left(u^2d + \frac{gd^2}{2} \right) = gd \frac{\partial RWS}{\partial x} - \frac{f_w}{2} u |u| \quad (8)$$

Kontinuitätsgleichung:

$$\frac{\partial d}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x} (ud) = 0 \quad (9)$$

mit	u	:	Horizontale Geschwindigkeit	[m/s]
	d	:	Momentane lokale Wassertiefe	[m]
	g	:	Erdbeschleunigung	[m ² /s]
	RWS	:	Ruhwasserspiegel	[m]
	f _w	:	Rauigkeitsbeiwert unter Wellen	[-]

Genau genommen können die Flachwassergleichungen den Brechvorgang und die daraus resultierende Energiedissipation nur unzureichend simulieren. Dies gilt auch für die hochturbulenten und instationären Vorgänge beim Wellenauf- und -überlauf, die zusätzlich vom Zweiphasen-Gemisch „Wasser-Luft“ geprägt werden. Betrachtet man jedoch die Phänomene, die auf Grund der horizontalen Impuls- und Massenerhaltung auftreten, wie z.B.

Höhe und Intensität der auflaufenden Wassermassen, scheint die Anwendung dieser Modelle berechtigt (VAN GENT et al., 2001; RICHARDSON et al., 2001). Das Modell wurde für einfach geneigte Böschungen für die Berechnung von Wellenüberläufen validiert (WITTING et al., 2004). Außerdem wurde in dem Zusammenhang das Modell ODIFLOCS (VAN GENT, 1995), welches bisher oftmals in diesem Bereich verwendet wurde (NIEMEYER et al., 2003c), mit OTT-1D verglichen. Dabei wurde nachgewiesen, dass OTT-1D zum einen stabiler ist, zum anderen aber auch naturähnlichere Ergebnisse liefert (WITTING et al., 2004; WITTING und NIEMEYER, 2007). Deshalb wird für dieses Forschungsvorhaben das Modell OTT-1D vorgezogen.

Theoretisch können die Flachwassergleichungen nur bei geringer Neigung des Untergrundes angewendet werden. Das Modell berechnet eine über die Wassertiefe gemittelte Geschwindigkeit und sollte deshalb dort verwendet werden, wo die Wellen ein entsprechend gleichmäßiges Geschwindigkeitsprofil aufweisen. RICHARDSON et al. (2001) konnte allerdings nachweisen, dass der Wellenaufbau an beinahe vertikalen Böschungen (10 : 1) mit den Flachwassergleichungen gut wiedergegeben werden kann und die wichtigsten Eigenschaften der Gleichungen, der Erhalt von Masse und Impuls, unverletzt bleiben.

3.2 Numerische Grundlagen

Bei OTT-1D handelt es sich um ein phasenauflösendes Modell, das die Flachwassergleichungen über die Finite Volumen Methoden (FVM) explizit löst. Es liefert ein Abbild des Wellenfeldes. Das seegangsbedingte sich transformierende Wellenfeld wird hochgradig zeit- und ortsauflösend beschrieben. Das Modellgebiet muss daher so klein wie möglich gehalten werden, damit das Maß der numerischen Dämpfung gering ausfällt.

Die Lösung der Flachwassergleichungen erfolgt nach dem Godunov-Verfahren, der Standardmethode für FVM. Bei der FVM wird im Gegensatz zur Finite Differenzen Methode (FDM) die integrale Form der Gleichungen approximiert. Das hat den Vorteil, dass die bei hyperbolischen Gleichungen entstehenden Diskontinuitäten über die Integrale definiert sind, im Gegensatz zu den Ableitungen bei der FDM. Außerdem sind sie erhaltend, d. h. Masse, Impuls und Energie werden im Verlauf der Rechnung weder erzeugt noch gehen sie verloren. Die Zustände in jeder FVM-Zelle werden als konstant angenommen und an jedem Zellrand mit dem Riemann-Problem gelöst. Dieses enthält alle Phänomene wie Schocks, Verdichtungsstöße oder Verdünnungswellen. Die Lösung wird nicht exakt gelöst, sondern mit dem Roe-Löser approximiert. Dieser hat zwar nur eine Genauigkeit erster Ordnung, kann aber die Diskontinuitäten ohne numerische Oszillation lösen.

Bei der Zeitintegration ist das Courant-Friedrichs-Lewy-Kriterium (CFL-Kriterium) zu beachten, das den maximalen Rechenzeitschritt beschränkt. Es gibt an, um wie viele Zellen sich eine betrachtete Größe pro Zeitschritt maximal fortbewegt. Für kleine CFL-Zahlen ($CFL < 1,0$) ist das numerische Schema stabil.

3.3 Modellbildung

Das Modell benötigt als Eingabeparameter die Geometriedaten des Bauwerks und als Randbedingung die Wasserspiegelauslenkung. Die Geometrie kann exakt eingegeben werden, es ist jedoch darauf zu achten, dass bei komplexen Bauwerken die verschiedenen Abschnitte mit den Diskretisierungsschritten Δx erfasst werden. Senkrechte Wände kann das Modell nicht wiedergeben, doch ist die nach RICHARDSON (2001) zulässige Neigung von 10 : 1

für praktische Anwendungen hinreichend genau. Als Randbedingungen sind gemessene Auslenkungen, reguläre und nicht reguläre Wellen oder die Vorgabe eines TMA- oder JONS-WAP-Spektrums möglich. Die einzelnen linearen Wellenphasen des Wellenspektrums werden bei OTT-1D zufallsgesteuert am offenen Rand – vergleichbar mit dem Wellenpaddel im physikalischen Modell – als offener Rand vorgegeben; also als Einstrom-Randbedingung berücksichtigt. Wird eine im physikalischen Modell gemessene Zeitreihe eingespeist, enthält diese oft zusätzlich zum eigentlichen Wellensignal einen Anteil an am Wellenpaddel re-reflektierenden Wellen. Den realen Bedingungen angepasst kann entschieden werden, ob die reflektierten Wellen das Modell am linken Rand verlassen dürfen oder ob sie re-reflektiert werden. Auf der rechten Seite des mathematischen Wellenkanals befindet sich das Bauwerk. Hier kann grundsätzlich zwischen absorbierenden und reflektierenden Rändern unterschieden werden.

Einige Faktoren, die dem physikalischen Modell nicht entnommen werden können, müssen im numerischen Modell definiert werden. Dazu zählen die minimale Wassertiefe und der Rauigkeitsbeiwert. Die minimale Wassertiefe wird für die Spitze der Wellenaufzunge benötigt. Sie muss demnach klein genug sein, um die Wellenaufzunge hydrodynamisch exakt zu beschreiben. Sie muss aber auch groß genug sein, um die numerische Berechnung der diskreten Geschwindigkeits- und Schichtungsgradienten nicht zu destabilisieren. Der Rauigkeitsbeiwert f_w kann im Originalmodell nur konstant über das gesamte Modellgebiet vorgegeben werden. DODD et al. (1998) empfehlen, die aus den Wellenkanal- oder Naturmessungen hervorgehenden Rauigkeitswerte einzugeben.

Das Untersuchungsgebiet wird in diskrete Raum- und Zeiteinheiten zerlegt. Die Größe dieser Einheiten muss festgelegt werden. Damit wird gleichzeitig die Güte der Auflösung in Raum (räumlicher Diskretisierungsschritt Δx) und in Zeit (Rechenzeitschritt Δt) bestimmt. Dabei muss die Auflösung so gewählt werden, dass die Bauwerksgeometrie und die zu untersuchenden, relevanten, hydrodynamischen Prozesse vom Modell exakt wiedergegeben werden können.

Das Modell gibt drei Bemessungsgrößen aus. Neben der Wasserspiegelauslenkung werden die Wassertiefe und die horizontale Geschwindigkeit in gesonderte Ausgabedateien geschrieben. Für die Validierung ist es wichtig, dass gemessene und simulierte Größen an derselben Stelle verglichen werden können. Diese Orte können bei OTT-1D genau festgelegt werden.

3.4 Modellerweiterungen im Forschungsvorhaben

Für Anwendungen im Naturmaßstab stößt die ursprüngliche mathematische Konzeption des Modells OTT schnell an Grenzen. Es wurde bereits 1998 entwickelt und ist den damals verfügbaren Rechenleistungen angepasst. Es sind daher damals Schranken und Vereinfachungen im Quellcode vorgenommen worden, die heutzutage nicht mehr erforderlich sind. Für die Anwendung im Rahmen des Projektes sind diese Ansätze teilweise sogar hinderlich.

Schon bei Reproduktion der großmaßstäblichen Versuche im GWK hat sich gezeigt, dass mit den eingebauten Schranken eine mathematische Modellierung der hydraulischen Versuche nicht möglich ist. Die Eingabe der seeseitigen Randbedingung in Form einer Zeitreihe ist auf eine zu geringe Anzahl von Datenpunkten beschränkt. Weiterhin ist die Anzahl der Rechenknoten auf ein Maß begrenzt, dass eine hinreichend genaue Auflösung von komplexen Querschnitten im Naturmaßstab unmöglich macht. Auch die Anzahl der

Ausgabepunkte ist auf ein Minimum reduziert, so dass theoretisch ein und derselbe Versuch mehrfach wiederholt werden muss, um die Strömungsgrößen an allen für die Bemessung relevanten Bauwerksabschnitten zu erfassen. Der Code wurde deshalb modifiziert, so dass deutlich mehr Daten bei einer höheren Auflösung verarbeitet werden.

Das Modell OTT ist in der Lage, die vollständige Überströmung eines Bauwerks mit der durch das überströmende Wasser in Lee stattfindenden Wellengeneration zu simulieren. Das setzt voraus, dass ein konstanter Ruhewasserspiegel für das gesamte Modellgebiet vorliegt (Abb. 5).

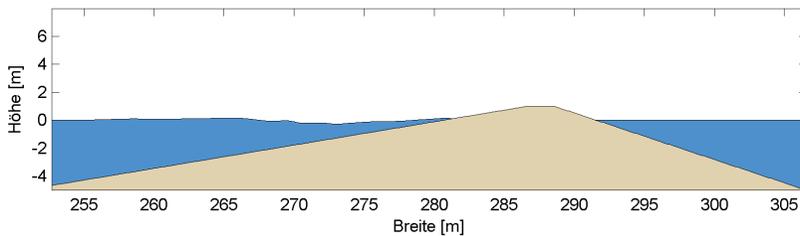


Abb. 5: Momentaufnahme aus einer Animation mit dem Originalcode

Da auf der Binnenböschung immer Wasser steht, war es mit dem Originalcode nicht möglich, dort die Strömungsgrößen zu ermitteln. Die Kenntnis dieser Größen ist jedoch für die Bemessung und damit für den Erfolg des Projekts von entscheidender Bedeutung. Um eine zielführende Anwendbarkeit des mathematischen Modells zu gewährleisten, musste der Quellcode dahingehend verändert werden, dass – wie in der Wirklichkeit der Regelfall – nur auf der Außenböschung der Ruhewasserspiegel vorliegt (Abb. 6). Dieser Eingriff in den Quellcode hatte eine Verletzung der im Originalcode programmierten transmittierenden Randbedingung am rechten Modellrand zur Folge. Der Modellrand musste im Originalcode wegen des konstanten Ruhewasserspiegels nur oberhalb des Ruhewasserspiegels transmittierend definiert sein. Durch die Modifikation des Ruhewasserspiegels musste die transmittierende Randbedingung angepasst werden.

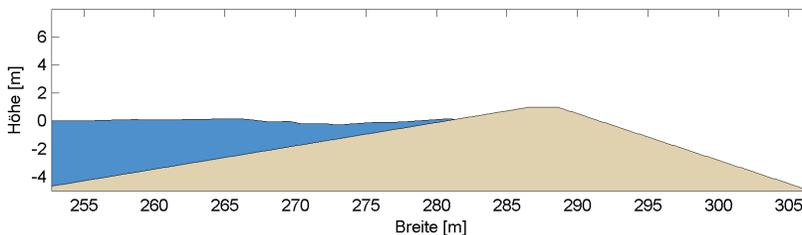


Abb. 6: Momentaufnahme aus einer Animation mit dem erweiterten OTT-1D

Der Originalcode sieht einen konstanten Rauigkeitsfaktor im gesamten Modellgebiet vor. Da ein Bauwerk jedoch oft aus verschiedenen Materialien besteht, muss dies bei den Rauigkeiten zukünftig berücksichtigt werden können. Hier wurde der bis jetzt umfang-

reichste Eingriff in den Quellcode vorgenommen. Diese Änderung hatte eine Veränderung der Eingabeschnittstelle des Programms zur Folge. Die Rauigkeit wurde an die Geometrie gekoppelt, so dass in der Eingabedatei für die Geometrie die Rauigkeit abschnittsweise definiert werden kann.

Um die korrekte Funktionsweise des modifizierten Modells zu überprüfen, wurde abschnittsweise dieselbe Rauigkeit eingeben und mit den Ergebnisse des ursprünglichen Modells verglichen (Abb. 7). Das Schichtdickensignal auf der Deichkrone der beiden Modelle ist deckungsgleich.

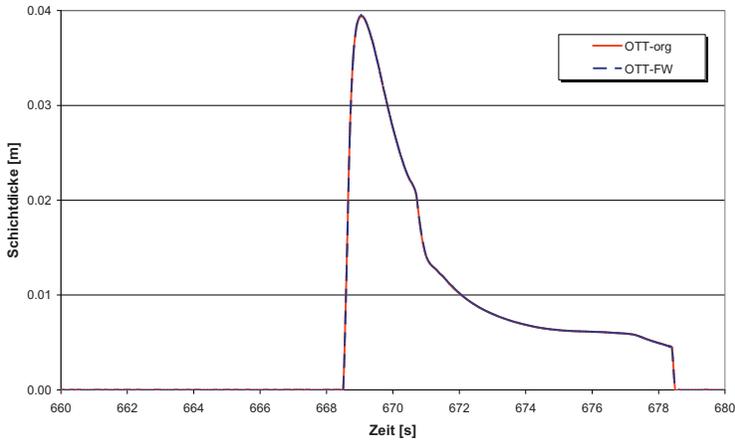


Abb. 7: Vergleich der Ausgabesignale vom Originalcode (OTT-org) und vom erweiterten Code (OTT-FW)

3.5 Untersuchungen zur numerischen Dämpfung

Zum Einfluss numerischer Größen auf die Ergebnisse wurde festgestellt, dass die Anzahl der Knotenpunkte für die numerische Dämpfung eine untergeordnete Rolle spielt. Vielmehr ist die Wellensteilheit von Bedeutung (BERKENBRINK et al., 2010). Bei steilen Wellen bilden sich stark unterschiedliche Gradienten an den Rechenknoten aus. Dadurch wird bei der numerischen Lösung synthetisch Energie umgewandelt, die sich als numerische Dämpfung niederschlägt. In der Brandungszone kann dieses Verhalten des Modells genutzt werden, da hier Energie umgewandelt wird. Die Validierung anhand der GWK-Versuche aus dem Jahre 2000 zeigte jedoch, dass die numerische Dämpfung höher ist als die Energieumwandlung durch Wellenbrechen, d. h. sie muss durch eine statistische Anpassung teilkompensiert werden.

Das Aufsteilen der Wellen ist naturgemäß im Modell nicht zu vermeiden. Da sich die Welle mit Flachwassergeschwindigkeit fortpflanzt ($c = \sqrt{g \cdot d}$), ist die Geschwindigkeit am Wellenberg immer höher als die im Wellental, wodurch zu irgendeinem Zeitpunkt der Wellenberg das Wellental einholt und sich eine Bore ausbildet. Bei kurzen Wellenperioden geschieht dies in Bezug auf die Laufstrecke wesentlich früher als bei längeren, deshalb setzt bei kurzen Wellenperioden die numerische Dämpfung früher ein. Die Qualität der Ergebnisse ist umso besser, je näher die Randbedingung in der Nähe des Bauwerksfußes eingesteuert wird: die numerische Dämpfung wird dadurch gering gehalten, vor allem bei Seegang mit

hohen kurzperiodischen Anteilen. Besonders deutlich wird dies anhand von Vergleichen mit Naturdaten aus Petten in den Niederlanden (BERKENBRINK et al., 2009 u. 2010): Hier bewirkt bei einem hohen Anteil kurzperiodischer Wellen die Einsteuerung der Randbedingung in großer Entfernung vom Bauwerksfuß eine erhöhte numerische Dämpfung.

Weiterhin spielt die zeitliche Diskretisierung eine Rolle. Die Dichte der Diskretisierung pro Wellenlänge muss mit der Frequenz zunehmen, um starke numerische Dispersion zu vermeiden. Spektren, die einen hohen Energieanteil in großen Frequenzbereichen aufweisen, müssen feiner diskretisiert werden. So ist zu gewährleisten, dass Wellenberg und Wellental hinreichend genau modelliert werden. Kleinere Zeitschritte als 0,025 sind allerdings in der Regel nicht zu empfehlen, da der Rechenaufwand dann sehr groß wird. Bei Spektren, deren Energie hauptsächlich im niederfrequenten Bereich liegt, genügt hingegen eine zeitliche Auflösung von 0,05–0,1 s. Bei hochfrequenten Spektren ist eine lange Rechenlaufzeit in Kauf zu nehmen. Die Optimierung der Laufzeit erfolgt hier für die Zwecke des Forschungsvorhabens und der dabei abzuhandelnden Bemessungsfälle. Bei realen Projekten zur Bemessung als Vorstufe zur Genehmigung und Ausführungsplanung von Küstenschutzwerken mit hohen Anforderungen an die Sicherheit und erheblichen Baukosten sind Rechnungen über mehrere Tage durchaus akzeptabel und manchmal sogar zwingend.

4. Validierung des mathematischen Modells

4.1 Vorgehen

Für das Forschungsvorhaben stehen verschiedene Wellenkanalversuche zur Validierung des Modells zur Verfügung (Tab. 1). Diese beinhalten sowohl einfache Deichgeometrien mit konstanter Böschungsneigung als auch komplexe Geometrien mit unterschiedlichen Neigungsabschnitten, Bermen, S-Profil und Wänden. Bei den GWK-Versuchen zum Nordstrand von Norderney sind zusätzlich unterschiedliche Materialien eingebaut worden, wodurch der Einfluss der Rauigkeit genauer untersucht werden konnte.

Tab. 1: Übersicht über die verfügbaren Wellenkanalversuche

einfache Geometrie:

- KFKI-Forschungsvorhaben „Wellenüberlaufbelastung von Deichbinnenböschungen“ Großer Wellenkanal (GWK), Hannover 2000
- Untersuchung der Streuung mittlerer Wellenüberlaufarten in hydraulischen Modelluntersuchungen
Franzius Institut, Hannover Marienwerder 2008

komplexe Geometrie:

- Untersuchungen zur Erweiterung bzw. zum Umbau des Deckwerks am Nordstrand von Norderney
- Großer Wellenkanal (GWK), Hannover 1999
- Wellenüberlauf- und Belastungssituation der Strandmauer am Weststrand von Norderney
Leichtweiß-Institut, Braunschweig 2003
- Wellenüberlauf und Wellenbelastung des Deckwerks auf Baltrum
Leichtweiß-Institut, Braunschweig 2006

Für die Validierung werden die hydraulischen Modellversuche mathematisch modelliert. Dazu wird das gemessene Wellensignal als Randbedingung verwendet. Der Modellmaßstab wird beibehalten, und die Geometrie wird exakt nachgebildet. Bei allen Versuchen wurde im Wellenkanal die mittlere Wellenüberlauftrate bestimmt, daher wird diese Größe als Vergleichsgröße herangezogen. Bei den großmaßstäblichen Versuchen für die einfach geneigte Böschung konnte das Modell zusätzlich für Schichtdicken und Geschwindigkeiten validiert werden.

Zur Bewertung des mathematischen Modells werden die berechneten mittleren Wellenüberlauftraten den im Wellenkanal gemessenen grafisch gegenübergestellt. Weiterhin wird eine Referenzlinie abgebildet, auf der die Punkte theoretisch liegen müssten, wenn der berechnete Wellenüberlauf dem gemessenen exakt entspräche. Liegen die Punkte oberhalb der Linie, werden die Modellergebnisse überschätzt oder unterschätzt, wenn die Datenpunkte unterhalb der Referenzlinie liegen. Die Güte der Ergebnisse wird mittels der Streuung um die Referenzlinie beschrieben, die hier als SRI bezeichnet wird. Je geringer SRI ausfällt, desto weniger stimmen die Berechnungsergebnisse mit den Messungen überein. Bei einer Übereinstimmung von über 80 % wird die mittlere Wellenüberlauftrate wirklichkeitsnah berechnet.

4.2 Einfache Geometrie

4.2.1 Aufbau der hydraulischen Modellversuche

Zur Kalibrierung und Validierung des Modells in Bezug auf einfache Bauwerksgeometrien wurden die Messdaten des großmaßstäblichen hydraulischen Modellversuchs aus dem Großen Wellenkanal Hannover (GWK) verwendet. Im Rahmen des KFKI-Forschungsvorhabens „Wellenüberlaufbelastung von Deichbinnenböschungen“ (OUMERACI et al., 2001) wurden detaillierte Untersuchungen zu Wellenauf-, -ab- und -überlauf ausgeführt. Das Messprogramm umfasste die Messung von Wellenauf- bzw. -ablaufhöhen, Schichtdicken, Strömungsgeschwindigkeiten und Druckverhältnisse in der Auflaufzunge sowie Messungen der Überströmungsvolumina und -raten.

Der GWK misst eine Länge von 324 m, eine Breite von 5 m und eine Tiefe von 7 m. Regelmäßige Wellen können bis zu einer Höhe von 2 m generiert werden, spektrale Wellen werden bis zu einer Höhe von 1,4 m erzeugt. Für die Analyse der hydraulischen Parameter wurde der Deich mit einer undurchlässigen Asphaltsschicht auf der Seeseite und einer Betonschicht auf der Binnenseite ausgestattet (Abb. 9). Die Untersuchungen wurden bei einer Außenböschungsgeneigung von 1 : 6 bzw. einer Binnenböschungsgeneigung von 1 : 3 durchgeführt. Der Ruhewasserspiegel bewegt sich zwischen 4,25 m und 5,00 m.

Die Wasserspiegelauslenkungen wurden über zwei Wellenharfen bestehend aus jeweils vier Wellenpegeln und neun weitere Wellenpegel (WP) gemessen (Abb. 8). Die dort gemessenen Auslenkungen können direkt als Randbedingung für OTT-1D verwendet werden. Entsprechend den Untersuchungen von WITTING et al. (2004) wurde der dort empfohlenen WP 6 für die Validierung herangezogen.

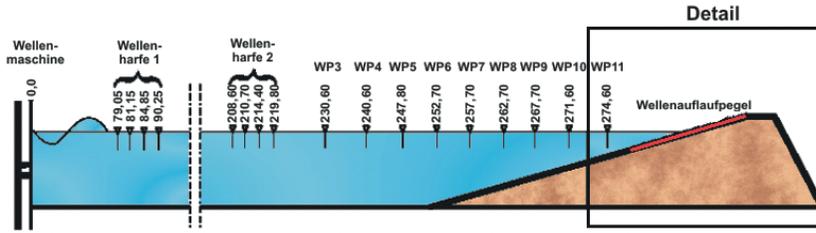


Abb. 8: Lage der Wellenpegel und -harfen (nach: OUMERACI et al., 2001)

Um die Schichtdicken des Auf- und Überlaufschwells aufzuzeichnen, kamen Digitale Schichtdickenpegel (DSP) zum Einsatz. Hierbei handelt es sich um übereinander liegende Metallstifte, die, wenn sie durch Wasserkontakt kurzgeschlossen werden, einen Stromimpuls erzeugen. Das Ausgangssignal von jedem Element ist die Summe der diskreten Spannungsdifferenzen. Für die Messung der Schichtdicken sind insgesamt 14 solcher Pegel auf dem Deich angeordnet (Abb. 9) worden - vier auf der Außenböschung, fünf auf der Deichkrone und fünf auf der Binnenböschung.

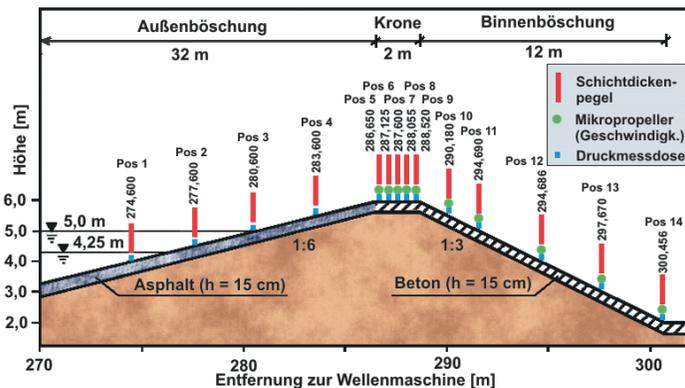


Abb. 9: Deichgeometrie und Lage der Messpositionen (nach: OUMERACI et al., 2001)

Die Pegel im Bereich des Wellenaufbaus und auf der Deichkrone messen in diskreten 2 cm Abständen. Auf der Binnenböschung beträgt die Auflösung 1 cm. An denselben Positionen wurden Druckmessdosen (DMD) installiert, mit denen ebenfalls die Schichtdicke bestimmt werden konnte. Auf der Krone und der Binnenböschung wurden zusätzlich Mikropropeller installiert, mit denen die Überlauf- und Ablaufgeschwindigkeit des Wassers gemessen werden konnte.

4.2.2 Versuchsprogramm

Die GWK-Versuche wurden vorwiegend mit Naturspektren gefahren. Sie stammen aus Messungen an der deutschen Nord- und Ostseeküste (z. B. NIEMEYER et al., 1995) und geben somit die Besonderheiten der hiesigen Seegangsverhältnisse wieder. Im Gegensatz zu den standardisierten Spektren bilden die Naturspektren oft zwei bis drei Hauptfrequenzen aus. Neben gemessenen Spektren sind auch JONSWAP- und TMA-Spektren sowie regelmäßige

Wellen untersucht worden. Der FSK wurden einige Versuchsdaten zur Verfügung gestellt, darunter 45 naturnahe Spektren, die mathematisch modelliert wurden. Die mittleren Wellenhöhen lagen bei 0,60 bis 0,81 m, und die Energieperiode betrug 3,8 bis 13,3 s.

4.2.3 Mathematische Modellierung

Die Versuche standen bereits dem KFKI-Forschungsvorhaben „Optimierung von Deichprofilen“ (WITTING et al., 2004) zur Verfügung. Dort wurde unter anderem anhand dieser Versuche die Anwendbarkeit von OTT-1D in Bezug auf Wellenüberlauf an einfachen Böschungen nachgewiesen. Für die mathematische Modellierung wurde der Deich exakt im selben Maßstab nachgebildet. Der Versuchsdeich bestand aus Asphalt bzw. Beton, was einem Rauigkeitsbeiwert von 0,01 entspricht. Für die räumliche Diskretisierung wurden 0,1 m angesetzt, für die zeitliche 10 Hz.

Da vom Leichtweiß Institut der TU Braunschweig (LWI) inzwischen ein neues Programm zum Auslesen und Auswerten der Messinstrumente zur Verfügung gestellt wurde, wurden in diesem Forschungsvorhaben die Versuche wiederholt. Außerdem konnte anhand der Datenmenge insgesamt und der unterschiedlich komplexen Geometrien eine allgemeingültige Kalibrierungsgleichung entwickelt werden, die nachfolgend verwendet wurde.

Aufgrund der Einflüsse numerischer Dämpfung wurde das Modellgebiet verkleinert. Der Seegang wurde nicht wie im hydraulischen Modell beim Wellenpaddel eingesteuert, sondern in der Nähe des Bauwerksfußes. Dazu wurde die durch die Wellenpegel (WP) gemessene Wasserspiegelauslenkung benötigt. WP6 befindet sich bei dem Versuchsdeich über dem Bauwerksfuß und wird als Randbedingung herangezogen (Abb. 9). Das Modell OTT-1D kann unterschiedliche seeseitige Randbedingungen verwerten. Neben Zeitreihen für einlaufende Wellen kann auch ein Wellensignal eingesteuert werden, das den Anteil der reflektierten Wellen enthält. Somit konnte das Wellenpegelsignal ohne Reflexionsanalyse verwendet werden.

Der Wellenüberlauf wurde auf der Mitte der Deichkrone bestimmt. Dort wurden Schichtdicke und Geschwindigkeit vom Modell über den gesamten Versuchszeitraum ausgegeben, wodurch sich der Durchfluss ermitteln lässt, dieser ergibt über die Zeit gemittelt die mittlere Wellenüberlaufrate. Die gemessene mittlere Wellenüberlaufrate wurde über ein Zeitfenster von dem 100-fachen der Peakperiode berechnet (OUMERACI et al., 2001). Die Länge des Zeitfensters wurde für die Auswertung der mathematischen Modellierung übernommen, auch wenn durch die Verwendung des Parameters Peakperiode Multipeakspektren unzureichend beschrieben werden. Der Startwert des Zeitfensters ist nicht bekannt, was zu zusätzlichen Streuungen beim Vergleich gemessener und berechneter Wellenüberlaufraten führen kann. Er wurde dort angesetzt, wo das Wellenfeld vor dem Versuchsdeich bereits voll ausgebildet ist.

Die Berechnung der mittleren Wellenüberlaufrate mit OTT-1D kommt den hydraulischen Modellversuchen sehr nahe. Es bildet sich eine enge Punktwolke um die Referenzlinie (Abb. 10) mit weniger als 20 % Streuung aus. Es ergeben sich jedoch zwei offensichtliche Ausreißer, die den Streuungsparameter maßgeblich beeinflussen (Abb. 10). Ohne diese Werte sinkt die Streuung um die Winkelhalbierende um 7 %. Bei den beiden Datenpunkten handelt es sich um die hydraulischen Versuche mit den längsten Wellenperioden ($T_{m-1,0} = 9,22$ s bzw. 13,33 s). Hier scheint das Modell den Wellenüberlauf nicht mehr zuverlässig zu berechnen. Da diese zwei Versuche die einzigen zur Verfügung stehenden Daten darstellen, die Wellenperioden größer 9 s beinhalten, konnte eine tiefer gehende Analyse

nicht erfolgen. Für reale Verhältnisse an einem Deich an der südlichen Nordseeküste und der Ostsee spielen Wellenperioden in dieser Größenordnung jedoch keine Rolle, somit ist eine sichere Berechnung der mittleren Wellenüberlaufrate an einfach geneigten Böschungen mit dem mathematischen Modell für die Bedingungen der deutschen Nord- und Ostseeküste gewährleistet.

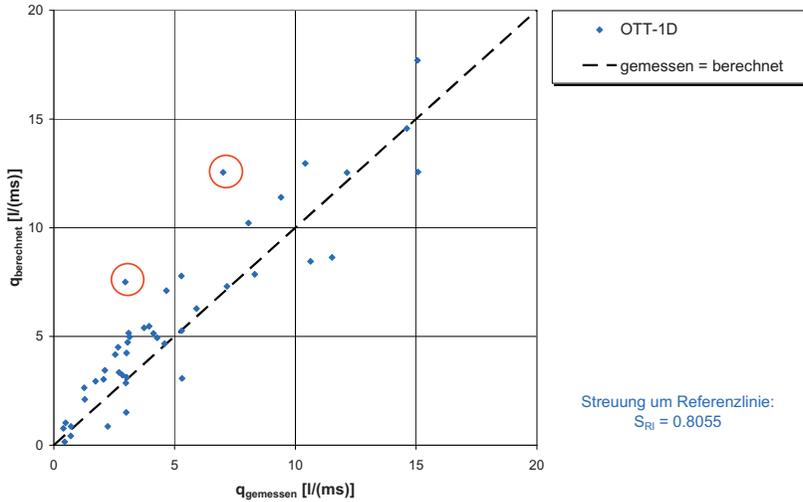


Abb. 10: Vergleich der gemessenen und mit OTT-1D berechneten Wellenüberlaufraten

4.2.4 Empirische Berechnungsansätze

4.2.4.1 Ansatz nach SCHÜTTRUMPF

Die gemessene mittlere Wellenüberlaufrate der GWK-Versuche wurde bereits in dem vorherigen Forschungsvorhaben „Optimierung von Deichprofilen“ (WITTING et al., 2004) mit der nachfolgenden empirischen Formel verglichen, die auf der Gleichung von SCHÜTTRUMPF (2001) basiert. Diese Gleichung wurde auf der Datengrundlage der GWK-Versuche empirisch angepasst (OUMERACI et al., 2001) und erhielt dadurch neue Zahlenwerte für Q_0 und b . Der Vollständigkeit halber wird der Vergleich hier noch einmal gezeigt:

$$q = \sqrt{2 g H_{m0}^3} \cdot \xi_d \cdot Q_0 \cdot \exp \left(-b \cdot \frac{R_c}{H_{m0} \xi_0} \right) \tag{10}$$

mit	q	: mittlere Wellenüberlaufrate	$[m^3/(s \cdot m)]$
	H_{m0}	: spektrale signifikante Wellenhöhe am Bauwerksfuß	$[m]$
	g	: Erdbeschleunigung	$[m/s^2]$
	R_c	: Freibordhöhe	$[m]$

$$\begin{aligned} \xi_d & : \text{Brecherkennzahl} = \tan\alpha / \sqrt{H/L_0} & [-] \\ Q_0 & : 0,038 & [-] \\ b & : 4,32 \text{ (für Wattspektren)} & [-] \\ & : 3,25 \text{ (für Spektren aus exponierten Küstenabschnitten)} & [-] \end{aligned}$$

Der Aufbau der Formel entspricht der Grundgleichung für Wellenüberlauf (Gl. 3). Bei der empirischen Anpassung wird zwischen Spektren aus exponierten Küstengebieten und von Watten unterschieden. Im Bereich geringer Wellenüberlaufsraten ist die Streuung der Datenpunkte akzeptabel, mit zunehmendem Wellenüberlauf ist die Streuung um die Referenzlinie mit über 50 % jedoch sehr hoch. Darüber hinaus hat die Formel mit wachsenden Überlaufmengen eine ausgeprägte Tendenz zur Unterschätzung (Abb. 11).

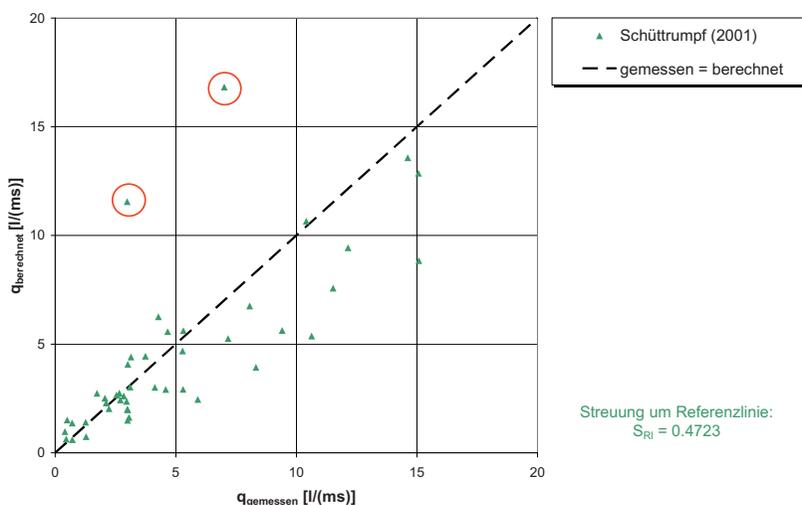


Abb. 11: Vergleich der gemessenen mit den nach dem Ansatz von SCHÜTTRUMPF (2001) berechneten Wellenüberlaufsraten

Diese empirische Formel ist für die Berechnung der mittleren Wellenüberlaufsraten für sehr lange Wellenperioden ($T_{m-1,0} = 9,22$ s bzw. 13,33 s) offensichtlich ungeeignet. Ein Ausschluss der beiden markierten Datenpunkte führt zwar zu einer geringeren Streuung, die Unterschätzung des Wellenüberlaufs bleibt aber erhalten. Mit OTT-1D wird nicht nur für die Mehrzahl der Daten eine deutlich bessere Übereinstimmung erzielt, auch für Seegang mit langen Wellenperioden werden geringere Überschätzungen erreicht (Markierung Abb. 10).

4.2.4.2 Anwendung der empirischen Ansätze des EUROTOP-MANUALS

Auch die Gleichungen des EUROTOP-MANUALS (2007) (Gl. 4 und Gl. 5) basieren auf der Regressionsgleichung (Gl. 3). Durch die einfache Geometrie des Versuchsdeichs reduziert sich die Gleichung auf folgenden Ausdruck:

$$q = \frac{0,067\sqrt{g H_{m0}^3}}{\sqrt{\tan \alpha}} \cdot \xi_{m-1,0} \cdot \exp\left(-4,75 \frac{R_c}{\xi_{m-1,0} \cdot H_{m0}}\right) \quad (11)$$

bzw.

$$q_{\max} = 0,2 \cdot \sqrt{g H_{m0}^3} \exp\left(-2,6 \frac{R_c}{H_{m0}}\right) \quad (12)$$

Dadurch entspricht Gleichung 11 im Wesentlichen dem Ansatz nach SCHÜTTRUMPF (2001). Begrenzt wird die Gleichung durch Gleichung 12 deren Ergebnis für die mittlere Wellenüberlauftrate nicht überschritten werden darf. Diese kommt bei über 60 % der Fälle zur Wirkung. Dadurch wird beispielsweise die starke Überschätzung der Wellenüberlaufraten bei den Versuchen mit langen Wellenperioden verhindert, da die Wellenperiode nicht Bestandteil der Gleichung ist (Markierung Abb. 12). Dass PC-Overtopping die Gleichungen des EUROTOP-MANUALS benutzt, wird hier ebenfalls deutlich – die Ergebnisse sind deckungsgleich (Abb. 12).

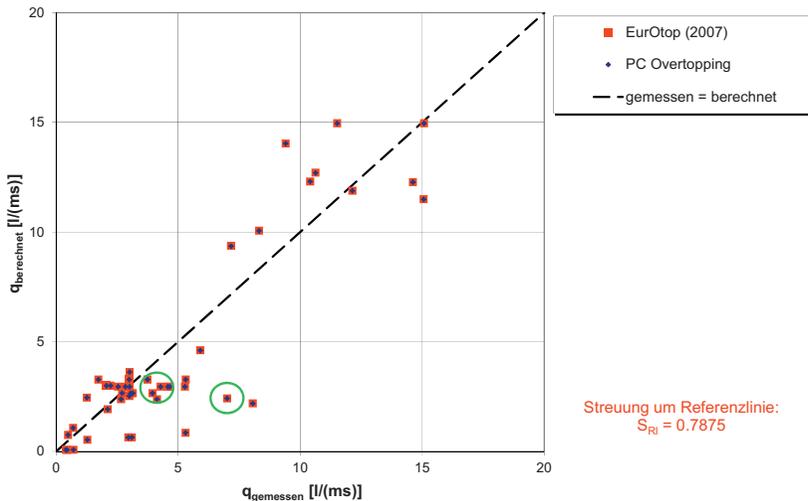


Abb. 12: Vergleich der gemessenen mit den nach dem EUROTOP-MANUAL (2007) berechneten Wellenüberlaufraten

Der Zusammenhang zwischen Messung und Berechnung ist mit fast 80 % theoretisch gegeben, aber optisch sind – sowohl bei niedrigen als auch bei den höheren Wellenüberlaufraten – einige gravierende Abweichungen zu erkennen.

4.2.4.3 Anwendung von NN_Overtopping

Das auf der CLASH-Datenbank basierende künstliche neuronale Netz NN_Overtopping ist für einfache Geometrien gut anwendbar (Abb. 13). Die Qualität der Ergebnisse ist mit dem mathematischen Modell vergleichbar, die Streuung um die Referenzlinie liegt bei nur 16 %. Berechnete und gemessene Werte liegen in derselben Größenordnung, und es gibt

kaum gravierende Ausreißer. Die beiden Versuche mit der längsten Wellenperiode werden von NN_Overtopping nicht berechnet. Mit den 10 Bauwerksparametern kann der Versuchsdeich hinreichend genau beschrieben werden. Der Seegang wird wie bei den empirischen Verfahren durch die Parameter Wassertiefe d , Wassertiefe über dem Bauwerksfuß d_v , spektrale signifikante Wellenhöhe H_{m0} , Energieperiode $T_{m-1,0}$ und Wellenangriffsrichtung β beschrieben.

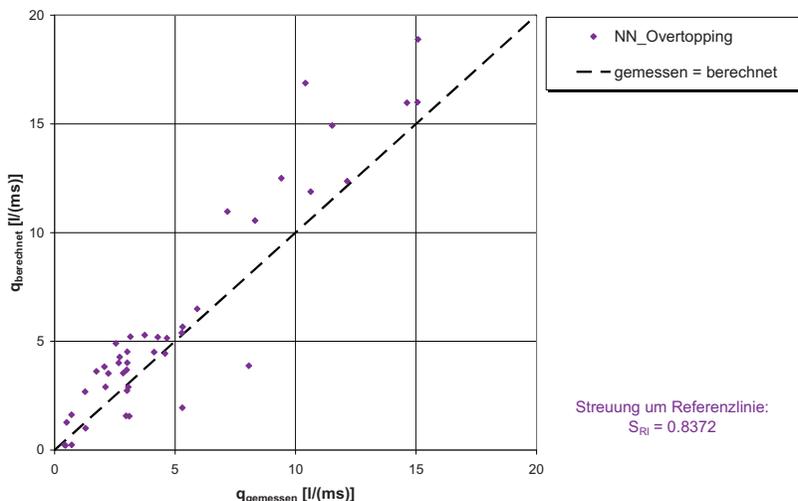


Abb. 13: Vergleich der gemessenen mit den nach NN_Overtopping ermittelten Wellenüberlaufsraten

4.2.5 Zusammenfassung und Vergleich

Die hydraulischen Versuche aus dem GWK zum KFKI-Forschungsvorhaben „Wellenüberlaufbelastung von Deichbinnenböschungen“ bilden die Grundlage für die Validierung des mathematischen Modells OTT-1D auf einfache Bauwerksgeometrien. Der Versuchsdeich konnte exakt mit dem Modell nachgebildet werden. Der Seegang wurde über die Wellenpegeldata am Bauwerksfuß eingesteuert. Das Modell liefert zuverlässige Ergebnisse bezüglich der mittleren Wellenüberlauftrate. Ein Vergleich mit anderen Berechnungsmethoden zeigte, dass eine mathematische Modellierung bereits bei einfachen Geometrien sinnvoll und überlegen ist (Abb. 14). Bei den Berechnungen mit empirischen Ansätzen sind einige Ausreißer erkennbar, die das mathematische Modell vermeidet. Vor allem der empirische Ansatz nach SCHÜTTRUMPF (2001) führt zu einer Unterschätzung der tatsächlichen Wellenüberlauftrate, was bei Bauwerken zur Gewährleistung der Sturmflutsicherheit des Hinterlandes eine zu ungünstige Abweichung ergibt und damit für eine hinreichend sichere Bemessung nicht angewendet werden kann. Die Gleichungen des EUROTOP-MANUALS (2007) bzw. das Berechnungsprogramm PC-Overtopping sind für eine grobe Abschätzung der mittleren Wellenüberlauftrate geeignet, für eine Bemessung sind jedoch vor allem das mathematische Modell OTT-1D oder auch das künstliche neuronale Netz NN_Overtopping, mit dem für einfache Geometrien auch zuverlässige Ergebnisse erzielt werden können, deutlich besser geeignet.

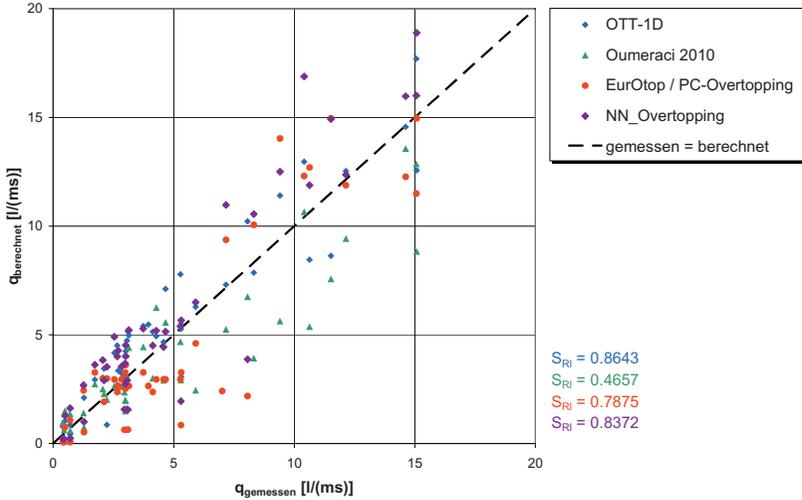


Abb. 14: Vergleich der gemessenen und berechneten Wellenüberlafrate für die vier gezeigten Verfahren (ohne Ausreißer)

4.3 Komplexe Geometrie – Norderney Weststrand

4.3.1 Aufbau der physikalischen Modellversuche

Im Rahmen der Untersuchungen zum Deckwerk am Westkopf von Norderney wurden kleinmaßstäbliche Modellversuche im Wellenkanal des Leichtweiß-Instituts der TU Braunschweig ausgeführt (KORTENHAUS et al., 2004). Diese behandeln den Ist-Zustand vor dem Ausbau des Deckwerks 2006.

Die Untersuchung der Belastungen am Weststrand Norderneys erfolgte anhand sieben ausgesuchter, repräsentativer Deckwerksprofile aus denen 3 Modellprofile erstellt wurden (Abb. 15 und Abb. 16).

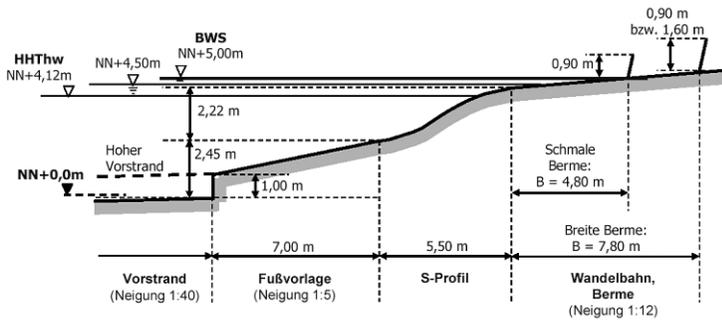


Abb. 15: Modellprofile für den Ist-Zustand (KORTENHAUS et al., 2004)

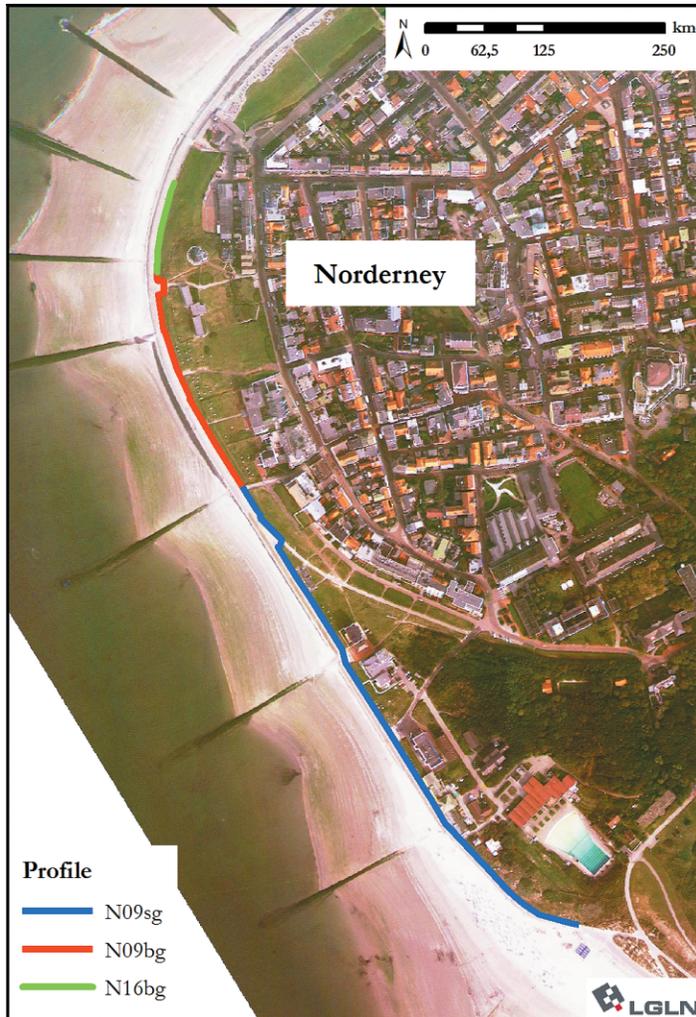


Abb. 16: Lage der untersuchten Profile am Westkopf Norderneys

Die Profile beginnen seeseitig mit einer senkrechten Spundwand, an die sich eine Böschung aus Basaltsäulen anschließt. Es folgt das S-Profil aus natürlichem Quadermauerwerk, das in Magerbeton eingebettet ist. Hier schließt die Wandelbahn – in Form einer Berme mit geringer Neigung – an. Den Abschluss bildet eine Strandmauer aus Stahlbeton bzw. aus in Beton gesetztem Steinwerk. Die einzelnen Abschnitte variieren in der Natur und wurden auf die folgenden Modellgeometrien reduziert:

- | | |
|--------|--|
| N09sg: | Höhe der Strandmauer = 0,9 m, Bermenbreite = 4,8 m, glatte Mauer |
| N09bg: | Höhe der Strandmauer = 0,9 m, Bermenbreite = 7,8 m, glatte Mauer |
| N16bg: | Höhe der Strandmauer = 1,6 m, Bermenbreite = 7,8 m, glatte Mauer |

Die aus den Profilaufmessungen zur Verfügung stehenden Daten bezüglich des S-Profiles wurden arithmetisch gemittelt und als repräsentatives S-Profil in den Kanal eingebaut. Der Neigungswinkel der Strandmauer variiert in der Natur zwischen $6,8^\circ$ und $17,4^\circ$. Im physikalischen Modell wurde ein Winkel von $12,4^\circ$ verwendet. Auch bezüglich des Vorstrandes und der Fußvorlage unterscheiden sich die 3 Grundtypen der Modelle nicht (KORTENHAUS et al., 2004).

Die Modelle wurden im Maßstab 1 : 15 in den Wellenkanal des Leichtweiß-Instituts eingebaut. Er misst eine Länge von 90 m, eine Breite von 2 m und eine Tiefe von 1,25 m. Das Modell bestand aus Sand mit einer 5 cm dicken Estrichschicht. Die Wände wurden aus Stahlblechen gefertigt. Somit ist der gesamte Aufbau als hydraulisch glatt anzusehen.

Die Wasserspiegelauslenkungen wurden mit 15 Wellenpegeln und einem Schichtdickenpegel erfasst (Abb. 17). Zur Bestimmung der Druckbeanspruchung wurden an der Strandmauer senkrecht übereinander drei Druckmessdosens befestigt. Die Überlaufgeschwindigkeit wurde mit Hilfe zweier Strömungspropeller ermittelt, die oberhalb der Wand angeordnet sind. Das überlaufende Wasser wurde durch eine Rinne und eine Rohrleitung in den Überlaufbehälter geleitet, durch dessen Gewicht die Überlaufmenge bestimmt werden kann (KORTENHAUS et al., 2004).

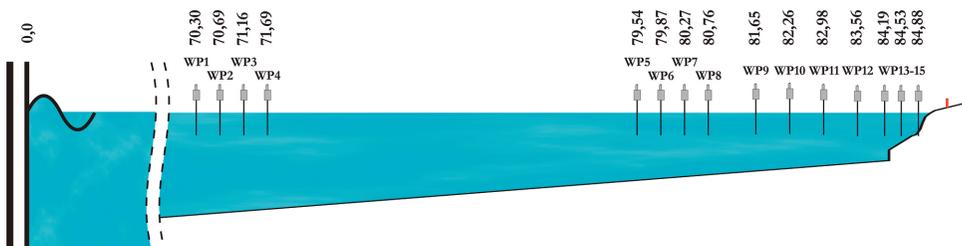


Abb. 17: Anordnung der Wellenpegel im Wellenkanal

4.3.2 Versuchsprogramm

Neben dem Bemessungswasserstand von NN +5,00 m wurde auch der höchste bisher aufgetretene Wasserstand HHThw von NN +4,12 m und ein zwischen diesen Werten liegender Wasserstand von NN +4,50 m untersucht (KORTENHAUS et al., 2004). Für den kleinmaßstäblichen Versuch müssen die Wasserstände im Maßstab 1 : 15 umgerechnet werden (Tab. 2).

Tab. 2: Wasserstände Natur – Modell

Wasserstand Natur	Wasserstand Modell
NN +5,00 m \pm 0,15 m	+0,333 m \pm 0,01 m
NN +4,50 m \pm 0,15 m	+0,300 m \pm 0,01 m
NN +4,12 m \pm 0,15 m	+0,275 m \pm 0,01 m

Bei den mit dem Modell OTT-1D nachgebildeten Versuchen wurden im physikalischen Modell JONSWAP-Spektren gefahren. Die Wellenmaschine erzeugt Zeitreihen, die dem

1,5-fachen der zu untersuchenden Zeitreihen entsprechen zuzüglich einer pauschalen Zeitdauer von 40 Sekunden. Ausgewertet wurde das 200-fache der Peakperiode (KORTENHAUS et al., 2004). Die mittlere Wellenhöhe variierte zwischen 2,00 und 3,15 m und die Energieperiode liegt bei 5,8 bis 7,8 s.

4.3.3 Mathematische Modellierung

Für die mathematische Modellierung wurde das hydraulische Modell des Wellenkanals des Leichtweiß-Instituts exakt nachgebildet. An der Krone schließt eine Böschung an, damit das überlaufende Wasser, ähnlich wie bei der Überlaufrinne, abfließen kann (Abb. 18). Da das physikalische Modell aus glattem Estrich bzw. Stahlwänden bestand, wurde im mathematischen Modell ein Rauheitsfaktor von 0,01 über den gesamten Querschnitt angesetzt.

Für die räumliche Diskretisierung wurde bei den Untersuchungen zur numerischen Dämpfung (BERKENBRINK et al., 2010) ein Wert von 0,1 m empfohlen. Dieser Wert gilt für Versuche im Naturmaßstab und würde das kleinmaßstäbliche Modell nicht hinreichend genau beschreiben. Daher wurde die Auflösung dem Modellmaßstab von 1 : 15 angepasst und erhält einen Wert von 0.0067 m. Das entspricht 316 Rechenknoten für N09sg, bzw. 346 Rechenknoten für N09bg und N16bg. Die zeitliche Diskretisierung gleicht der Auslesefrequenz der Wellenpegeldata von 10 Hz.

Das Modell OTT-1D kann unterschiedliche seeseitige Randbedingungen verwenden. Neben Zeitreihen für einlaufende Wellen kann auch ein Wellensignal eingesteuert werden, das den Anteil der reflektierten Wellen enthält. Somit kann das Wellenpegelsignal ohne Reflexionsanalyse verwendet werden.

Aufgrund der Einflüsse numerischer Dämpfung wurde das Modellgebiet verkleinert. Der Seegang wurde nicht wie im hydraulischen Modell beim Wellenpaddel eingesteuert, sondern in der Nähe des Bauwerksfußes. Dazu wurde die durch die Wellenpegel (WP) gemessene Wasserspiegelauslenkung herangezogen. Der entsprechende WP bildet den seeseitigen Rand.

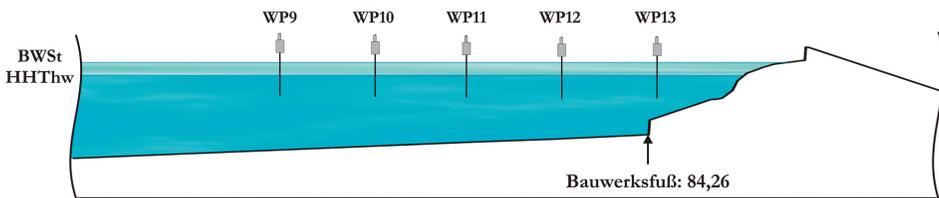


Abb. 18: Aufbau des mathematischen Modells

Dem Bauwerk am nächsten liegt WP13. Die bisherigen Validierungen haben ergeben, dass die Randbedingung möglichst nah am Bauwerksfuß eingesteuert werden sollte, hier besteht der Fuß jedoch aus einer senkrechten Wand, dessen Einfluss sich im Wellenpegelsignal widerspiegelt. Daher musste zunächst überprüft werden, ob das Wellensignal von WP13 als Randbedingung geeignet ist. Die Energiedichtespektren zeigen ein stetiges Abflachen der Kurven bis zu WP12 (Abb. 19). WP13 zeigte einen deutlich höheren Peak, was an der hier stark wirkenden Reflexion durch die Wand liegt, während WP12 offenbar davon weit weniger beeinflusst wurde.

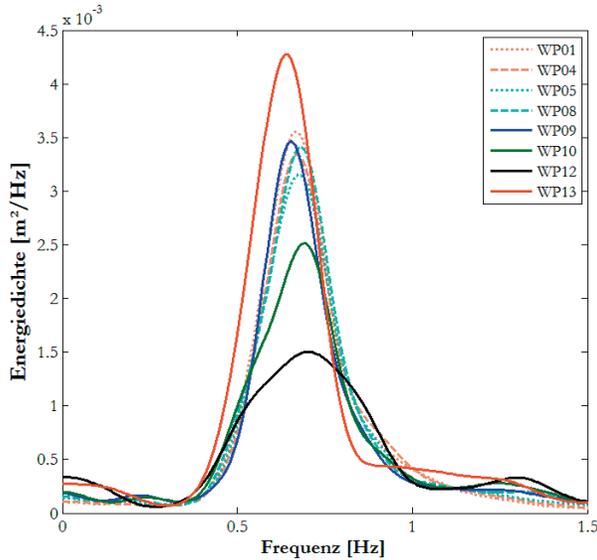


Abb. 19: Energiedichtespektren der Wellenpegel 1 bis 13 (Abb. 17) für Versuch 15080301

Nachfolgend wurden für die Geometrie N09sg bei HHThw WP09 bis WP13 als Randbedingung angesetzt. Der berechnete Wellenüberlauf wurde mit dem gemessenen verglichen (Abb. 20).

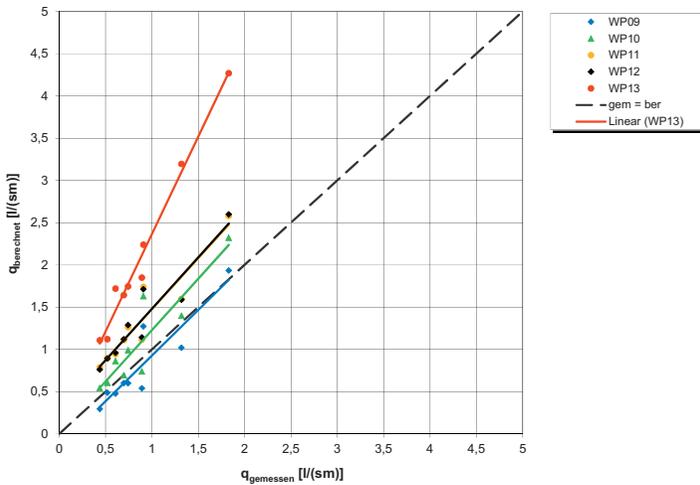


Abb. 20: Vergleich der verschiedenen Wellenpegel als seeseitige Randbedingung (für N09sg mit HHThw)

Der berechnete Wellenüberlauf sinkt mit zunehmendem Abstand der seeseitigen Randbedingung zum Bauwerk. Die Ergebnisse aus der Wasserspiegelauslenkung von WP13 zeigen eine deutliche Überschätzung. Im Vergleich zu den Ergebnissen aus den anderen Wellenpegeln kommen die höheren Werte nicht allein aus der näher am Bauwerksfuß liegenden Rand-

bedingung, sondern durch die stark wirkende Reflexion, die sich im Wellenpegelsignal als zusätzliche Energie widerspiegelt (Abb. 19). WP09 bis WP12 zeigen einen konstanten Anstieg der Regressionsgeraden, die in etwa parallel zur Streugeraden laufen. Es könnten demnach diese Wellenpegel als Randbedingung benutzt werden, da ihre Daten sich von der vollständigen Übereinstimmung nur durch einen konstanten Wert unterscheiden. Von ihnen liegt WP12 dem Bauwerk am nächsten und wird nachfolgend für die Untersuchung als seeseitige Randbedingung hinzugezogen, um das Modellgebiet möglichst klein zu halten.

Die Auswertung der gemessenen Wellenüberlaufraten erfolgte durch das LWI und wurde dem zugehörigen Bericht (KORTENHAUS et al., 2004) entnommen. Weiterhin kann diesem Bericht entnommen werden, welches Zeitfenster zur Auswertung herangezogen wurde. Modelliert wurde die gesamte Zeitreihe, die auch im Wellenkanal eingesteuert wurde. Ausgewertet wurde der Referenzzeitraum, der vom LWI für die Überlaufberechnung herangezogen wurde.

Zwischen Berechnung und Messung ist ein sehr enger Zusammenhang gegeben, was die enge Punktwolke zeigt (Abb. 21). Im Allgemeinen ist eine leichte Überschätzung des Wellenüberlaufs erkennbar, dadurch wird die Streuung bezogen auf die Referenzlinie größer. Die Überschätzung ist aber so gering, dass die Berechnungen auf Grundlage der mathematischen Modellierungen für die Dimensionierung der Bauwerke vernachlässigt werden kann.

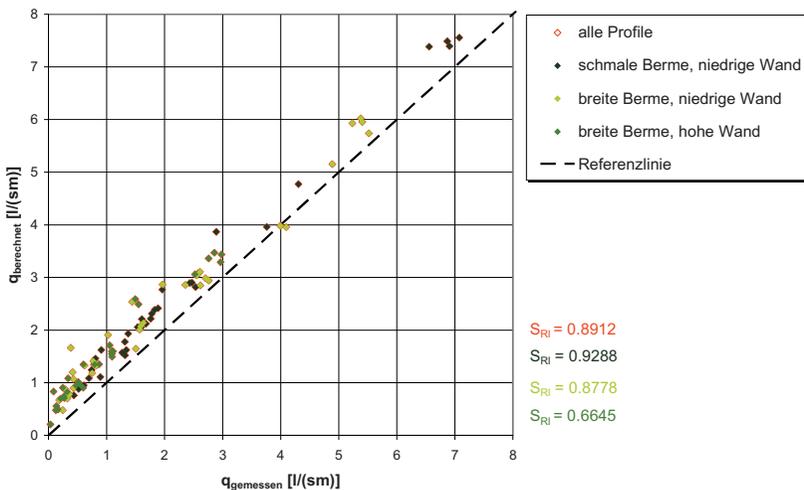


Abb. 21: Vergleich der gemessenen und mit OTT-1D berechneten Wellenüberlaufraten

4.3.4 Empirische Berechnungsansätze

4.3.4.1 Modifizierter Ansatz nach OWEN

Anhand der Modellversuche wurde für dieses Deckwerk eine empirische Gleichung basierend auf dem Ansatz von OWEN (1980) entwickelt (KORTENHAUS et al., 2004).

$$q = 0,0081 \cdot g \cdot H_{m0} \cdot T_{m-1,0} \cdot e^{\left(\frac{-45,447 R_c}{T_{m-1,0} \sqrt{g \cdot H_{m0}}} \right)} \quad \left[\frac{\text{m}^3}{\text{s m}} \right] \quad (13)$$

Die empirischen Koeffizienten $Q_0 = 0,0081$ und $b = -45,447$ ergeben sich aus der Regressionsanalyse der Messdaten des Deckwerks selbst. Die Gleichung berechnet die Wellenüberlaurate zuverlässig und mit sehr guter Übereinstimmung zu den Messdaten (Abb. 22). Jedoch ist diese Formel speziell für diesen Fall angepasst und auf andere Gegebenheiten nicht übertragbar, weil insbesondere die komplexe Geometrie in der Gleichung nicht berücksichtigt wird. Es fließen weder die Neigung noch die Berme oder die Wand in die Berechnungen mit ein. Auch mit den eingesteuerten Seegangparametern ist nur eine geringe Bandbreite des Seegangs abgedeckt, so dass keine Übertragbarkeit auf andere Küstenabschnitte gegeben ist.

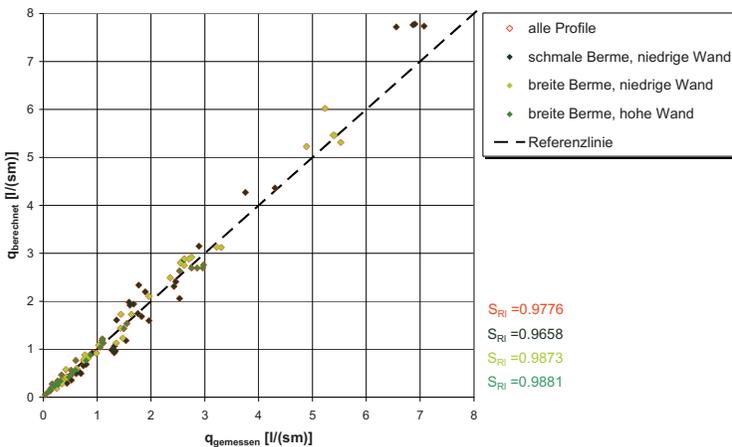


Abb. 22: Vergleich der gemessenen mit der nach dem modifizierten Ansatz nach OWEN berechneten Wellenüberlauraten

4.3.4.2 Anwendung des EUROTOP-MANUALS (2007) bzw. PC-Overtopping

Die Gleichungen des EUROTOP-MANUALS (2007) beinhalten empirische Beiwerte, die den Einfluss komplexer Bauwerke berücksichtigen (Gl. 4 und Gl. 5) sollen. Auch Bermen, Wände und unterschiedliche Rauigkeitsabschnitte können berücksichtigt werden.

Per Definition des EUROTOP-MANUALS (2007) liegt bei einer Neigung zwischen 1 : 1 und 1 : 8 eine Böschung vor. Eine Berme beginnt bei 1 : 15 und reicht bis zur Horizontalen. Wände sind von 1 : 1 bis senkrecht definiert. Da die Wandelbahn eine Neigung von 1 : 12 aufweist, kann hier laut Definition weder von einer Böschung noch von einer Berme gesprochen werden. Demnach ist es erforderlich, beide Varianten zu berechnen und anschließend zwischen den Ergebnissen nach folgender Gleichung zu interpolieren (Abb. 23 und Abb. 24):

$$q = q_{\text{Berme}} + \frac{(q_{\text{Böschung}} - q_{\text{Berme}})}{(1/8 - 1/15)} \cdot (1/n - 1/15) \quad (14)$$

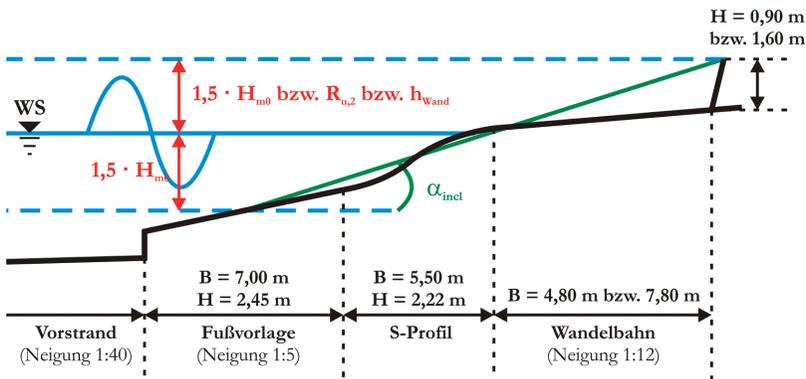


Abb. 23: Äquivalente Deichneigung für Wandelbahn = Böschung

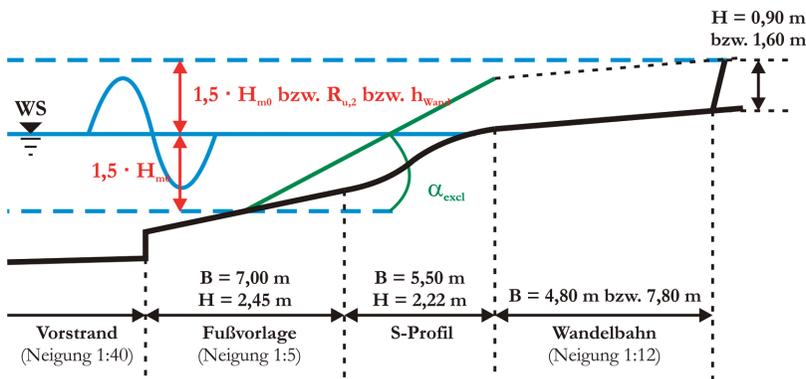


Abb. 24: Äquivalente Deichneigung für Wandelbahn = Berme

Der empirische Beiwert für die Rauigkeit γ_v für Beton ist 1. Der Einfluss der Wellenangriffsrichtung ist ebenfalls 1, da im Wellenkanal ein Wellenangriffswinkel von 0° angenommen werden kann. Der Einfluss der Wand wird nach folgender Gleichung bestimmt:

$$\gamma_v = 1,35 - 0,0078 \cdot \alpha_{\text{Wand}} \quad (15)$$

Diese Gleichung beruht auf vergleichsweise wenigen Versuchsdaten und ist – falls die äquivalente Deichneigung (ohne Berme) bis zum Wandfuß nicht zwischen 1 : 2,5 und 1 : 3,5

liegt – nicht verifiziert. Diese Definition ist beim ersten Berechnungsdurchgang (Wandelbahn = Böschung) nie erfüllt, beim zweiten Durchgang (Wandelbahn = Berme) erfüllen 92 % der Versuche diese Bedingung. Außerdem sollten alle Bermen zusammen nicht breiter als das Dreifache der Wellenhöhe sein. Dies ist im zweiten Durchgang bei 93 % der Versuche erfüllt, im ersten Durchgang immer. Der Wandfuß sollte zwischen dem 1,2-fachen der Wellenhöhe oberhalb und unterhalb des **Ruhewasserspiegels (RWS)** liegen (immer erfüllt) und nicht niedriger als das 0,5-fache (erfüllt in 40 % der Versuche), aber auch nicht größer als das 3-fache der Wellenhöhe sein, was immer erfüllt wird.

Der Einfluss der Berme wird folgenderweise berücksichtigt:

$$\gamma_b = 1 - r_B (1 - r_{db}) \tag{16}$$

$$0,6 \leq \gamma_b \leq 1,0$$

mit:

$$r_B = \frac{B}{L_{\text{Berme}}} \tag{17}$$

und:

$$r_{db} = 0,5 - 0,5 \cos\left(\pi \frac{d_b}{R_{u2\%}}\right) \quad \text{Berme oberhalb RWS}$$

$$r_{db} = 0,5 - 0,5 \cos\left(\pi \frac{d_b}{2 \cdot H_{m0}}\right) \quad \text{Berme unterhalb RWS} \tag{18}$$

Die Bermenbreite B bezieht sich auf eine äquivalente horizontale Bermenbreite (Abb. 25). Der obere und untere Teil der Böschung werden auf die durch die Mitte der Berme gehende Horizontale verlängert. Dadurch ergibt sich die Einflussbreite der Berme.

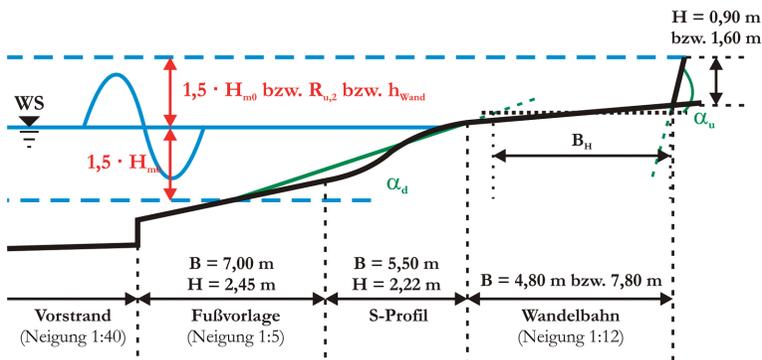


Abb. 25: Definition der horizontalen Bermenbreite

Für den Fall Norderney ist aus dem EUROTOP-MANUAL (2007) nicht herleitbar, wie die äquivalente Böschung unterhalb der Berme zu berechnen ist. Dem Anschein nach wird sie unabhängig von der Wellenhöhe ermittelt. Hier wird die Neigung aus Fußvorlage und

S-Profil gemittelt. Der Parameter d_b ist der vertikale Abstand zwischen der Bermenmitte und dem RWS.

Die im Ansatz zu berücksichtigende Länge der Berme L_{Berme} ist eine Modifikation der eigentlichen Bermenbreite B , die wiederum in Abhängigkeit von der Wellenhöhe zu ermitteln ist (Abb. 26). Dabei wird vorausgesetzt, dass die Bauwerkshöhe stets hinreichend ist, damit der für die Ermittlung der Bermenlänge L_{Berme} erforderliche Höhenbereich nicht überschritten wird.

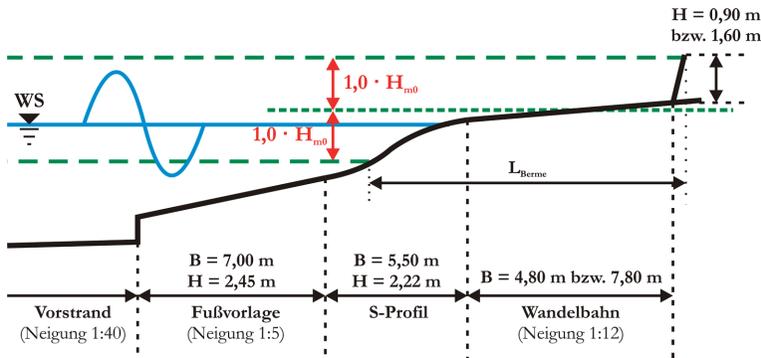


Abb. 26: Definition der Einflussbreite der Berme

Befindet sich die Berme oberhalb des RWS, muss die Auflaufhöhe bzw. der Freibord für die Berechnung des Bermenfaktors herangezogen werden:

$$R_{u,2\%} = 1,65 \cdot H_{m0} \cdot \gamma_b \cdot \gamma_f \cdot \gamma_\beta \cdot \xi_{m-1,0} \quad (19)$$

mit einem Maximum von:

$$R_{u,2\%} = 1,00 \cdot H_{m0} \cdot \gamma_b \cdot \gamma_f \cdot \gamma_\beta \cdot \left(4,0 - \frac{1,5}{\sqrt{\xi_{m-1,0}}} \right) \quad (20)$$

Ist der Freibord niedriger als die Auflaufhöhe, kann der Bermenfaktor unmittelbar aus dem Freibord ermittelt werden. D. h. unabhängig vom Überschreiten des Freibords durch den Auflauf und daraus resultierender unterschiedlicher Überlaufmengen bleibt der Bermenfaktor immer unverändert.

Die Ermittlung der Auflaufhöhe ist mit einer komplizierten Iteration verbunden, da für die Auflaufhöhe der Bermenfaktor bestimmt werden muss, der wiederum die Auflaufhöhe für die Berechnung braucht. Den größten abmindernden Effekt hat gemäß Festlegung (Gl. 16) eine Berme mit einem Bermenfaktor von $\gamma_b = 0,6$. Die Daten der Versuche weisen aber aus, dass alle gemessenen Auflaufhöhen kleiner als der Freibord sind. Daher ist per Definition das Freibord maßgebend für die Berechnung des Bermenfaktors.

Die Berechnungen zeigen, dass sich deutliche Unterschiede der Ergebnisqualität für die drei unterschiedlichen Profile ergeben (Abb. 27). Für das Profil mit der breiten Berme und der niedrigen Wand liegen die Berechnungsergebnisse mit einer geringen Streuung um die Referenzlinie. Die Ergebnisse zu den beiden anderen Profilen streuen jedoch sehr stark, und im Allgemeinen ist eine deutliche Überschätzung der Messwerte erkennbar.

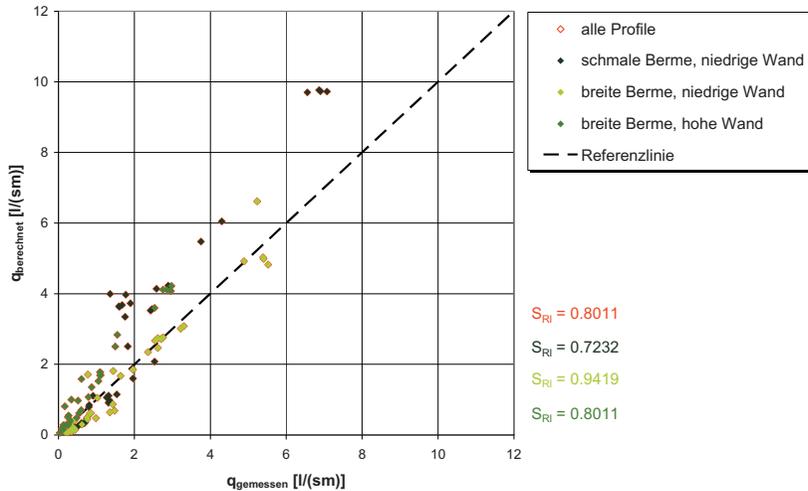


Abb. 27: Vergleich der gemessenen mit der nach dem EUROTOP-MANUAL (2007) berechneten Wellenüberlaufdaten

Die Berechnungen nach dem EUROTOP-MANUAL (2007) zeigen, verglichen mit dem modifizierten Ansatz nach OWEN und dem mathematischen Modell, eine wesentlich stärkere Abweichung von denen im physikalischen Modell gemessenen Werten. Für derart stark gegliederte Querschnitte wie am Norderneyer Weststrand besitzt der empirische Ansatz offenbar keine ausreichenden Grundlagen hinsichtlich variierender Datensätze. Speziell die Berechnung des Beiwerts für den Einfluss der Wand beruht auf wenigen Vergleichsdaten.

Das Programm PC-Overtopping benutzt dieselben Grundgleichungen zur Berechnung des Wellenüberlaufs wie das EUROTOP-MANUAL (2007). Jedoch sind die Gleichungen zur Berechnung der Einflussfaktoren für die unterschiedlichen Bauwerksabschnitte offensichtlich anders. So ist es bei PC-Overtopping nicht möglich, die Wand auf der Krone einzugeben, und Neigungen dürfen nicht steiler als 1 : 1 sein. Wie das Programm die äquivalenten Neigungen ermittelt und die Berme berücksichtigt, kann anhand der Ergebnisse nicht nachvollzogen werden; Unterschiede zum EUROTOP-MANUAL (2007) sind jedoch deutlich erkennbar (Abb. 28).

Die besten Ergebnisse liegen auch hier für das Profil mit der breiten Berme und der niedrigen Wand vor. Es ist eine leichte Überschätzung der Wellenüberläufe vorhanden, die aber nicht zu unwirtschaftlichen Dimensionen des Bauwerkes führen würde. Jedoch liegen mehr Daten-Ausreißer als bei den Berechnungen nach EUROTOP-MANUAL (2007) vor, wodurch die Streuung um die Referenzlinie stark zunimmt. Die mittleren Wellenüberlaufdaten der anderen Profile werden sehr stark überschätzt. Eine Bemessung auf der Grundlage von PC-Overtopping würde für diese Profile zu einer unwirtschaftlichen Überdimensionierung des Bauwerkes führen. Die Maße für Streuung um die Winkelhalbierende sind bei PC-Overtopping noch stärker als bei der Berechnung mit dem EUROTOP-MANUAL (2007).

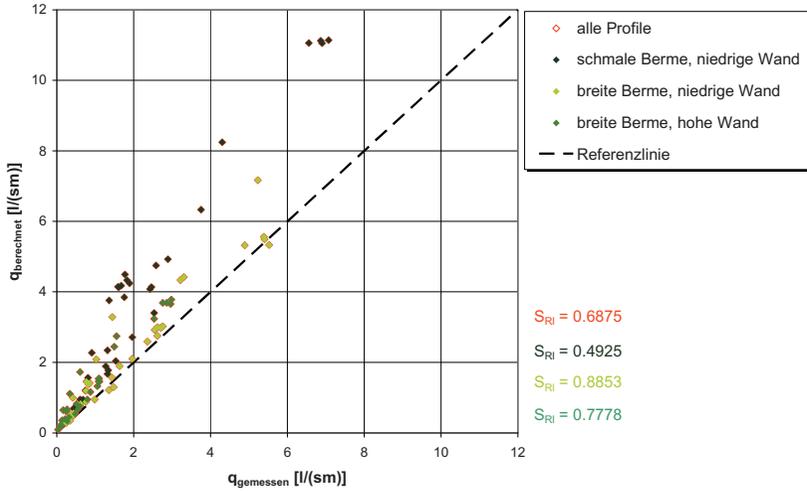


Abb. 28: Vergleich der gemessenen mit den nach PC-Overtopping berechneten Wellenüberlauraten

4.2.4.3 Anwendung von NN_Overtopping

Das künstliche neuronale Netz NN_Overtopping ist auf eine Vielzahl von Profilen trainiert, unter denen kein vergleichbares zu dem am Norderneyer Weststrand zu finden ist. Das liegt eher an der Form des S-Profiles als am insgesamt komplexen Aufbau des Deckwerks. Für Teile mit unterschiedlichen Neigungen mit anschließender Kronenmauer ist NN_Overtopping verifiziert (Abb. 29) und wird daher auf seine Eignung für die Profile vom Norderneyer Weststrand getestet.

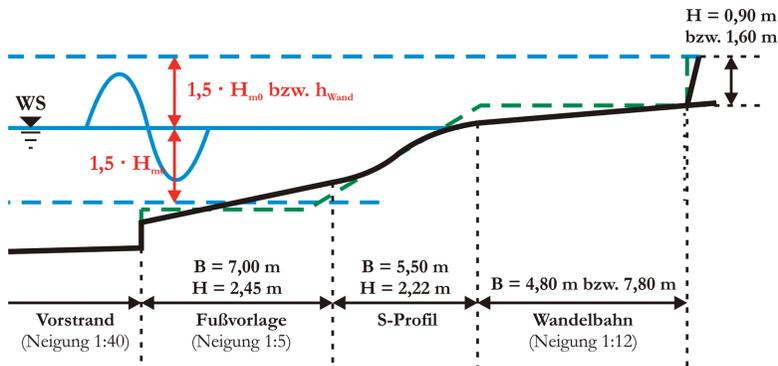


Abb. 29: Profil Norderney Weststrand und verifiziertes Profil für NN_Overtopping (grün)

Das Bauwerk und besonders das enthaltene S-Profil kann im künstlichen neuronalen Netz nur näherungsweise wiedergegeben werden, indem mit äquivalenten Neigungen gerechnet wird wie bei empirischen Ansätzen. Ähnlich wie bei der Definition nach EURO-TOP-MANUAL (2007) wird das Bauwerk in Bereiche eingeteilt. Der Zentralbereich liegt

zwischen $1,5 \cdot H_{m0}$ oberhalb und unterhalb des RWS. Dieses spielt für die Definition der Berme eine besondere Rolle. Liegt die Berme unterhalb des Zentralbereichs wird sie als Bauwerksfuß deklariert, liegt sie oberhalb des Bereichs wird sie der Bauwerkskrone zugeordnet.

Der Vergleich von gemessenen und berechneten Wellenüberlaufdaten zeigt, dass NN_Overtopping für dieses Profil ungeeignet ist: die Unterschätzung ist gravierend (Abb. 30), da das Bauwerk nur unzureichend beschrieben werden kann. Welche CLASH-Datensätze für die Berechnung herangezogen worden sind, kann nicht nachvollzogen werden, auf keinen Fall können diese Datensätze die Bauwerksgeometrie am Norderneyer Weststrand naturähnlich wiedergeben.

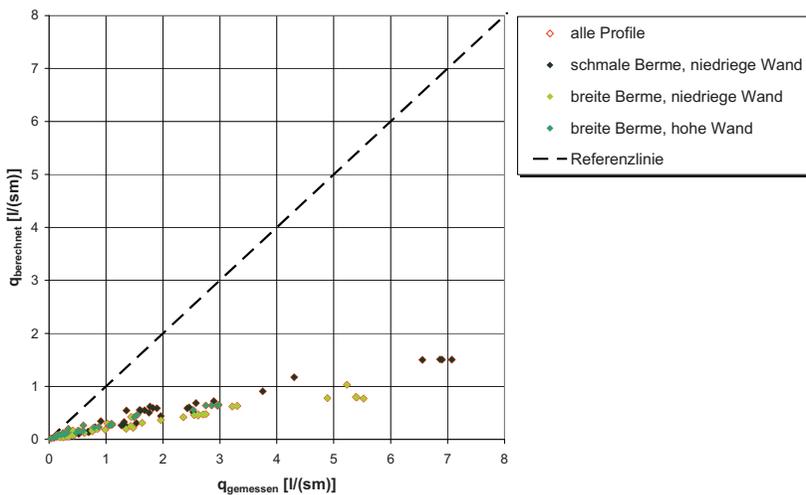


Abb. 30: Vergleich der gemessenen mit den nach NN_Overtopping berechneten Wellenüberlaufdaten

4.3.5 Zusammenfassung und Vergleich

Die Deckwerke der Ostfriesischen Inseln weisen stark gegliederte Querschnitte auf, für welche sich die Grenzen empirischer Berechnungsansätze für Wellenüberlauf deutlich gezeigt haben. Das im Wellenkanal des LWI getestete Deckwerk am Norderneyer Weststrand ist mit unterschiedlichen Neigungsabschnitten, dem S-Profil und der abschließenden Strandmauer offenbar zu stark gegliedert, um mit derartigen Ansätzen hinreichend genaue Wellenüberlaufdaten ermitteln zu können.

Die Gleichungen des EUROTOP-MANUALS (2007) können grundsätzlich auf alle erdenklichen Querschnitte angewandt werden, da über empirische Beiwerte der Einfluss unterschiedlicher Bauwerksabschnitte eingebracht werden kann. Das S-Profil muss jedoch durch eine äquivalente Neigung ersetzt werden, wodurch vermutlich die starke Überschätzung der tatsächlichen Wellenüberlaufdaten herbeigeführt wird. Das Programm PC-Overtopping liefert – obwohl die Grundgleichungen identisch sind – noch höhere Wellenüberlaufdaten als der Ansatz nach dem EUROTOP-MANUAL (2007). Da es nicht möglich ist, Neigungen steiler als 1 : 1 einzugeben, scheint der empirische Beiwert für den Einfluss der Wand nicht implementiert zu sein, was vermutlich zu den noch höheren Wellenüberlaufdaten

führt. Das künstliche neuronale Netz liefert die schlechtesten Ergebnisse. Die Unterschätzung des tatsächlichen Wellenüberlaufs ist so gravierend, dass im Falle einer Bemessung über diesen Ansatz bei der Bemessungssturmflut sehr viel größere Überlaufmengen auftreten würden, als nach der Bemessung akzeptabel. Grundsätzlich kann der Wellenüberlauf auch an stark gegliederten Querschnitten mit dem Programm zuverlässig ermittelt werden, aber bei einer Abweichung der zu untersuchenden Profile von denen im EUROTOP-MANUAL (2007) oder auf der zugehörigen „Homepage“ dargestellten Geometrien, sollte das Programm auf keinen Fall für eine Bemessung herangezogen werden.

Die empirischen Beiwerte des modifizierten Ansatzes nach OWEN sind speziell auf die Geometrie und die hier vorliegenden Seegangsbedingungen angepasst und auf keinen Fall bei anderen Bauwerken anwendbar (Abb. 31). Das wird hier am Beispiel des anschließenden Profils am Norderneyer Nordstrand gezeigt. Das Deckwerk hat ebenfalls das für Norderney typische S-Profil, ist aber breiter und hat keine senkrechte Kronenmauer. Außerdem sind auf einem Abschnitt Rauigkeitselemente angeordnet, und die im GWK getesteten Seegangsspektren unterscheiden sich von denen, die das LWI für das Profil am Weststrand eingesteuert hat. Unabhängig vom Seegang kann die Gleichung die Unterschiede zwischen den Bauwerken nicht erfassen, da der Ansatz die Geometrie nicht berücksichtigt. Es ist eine gravierende Überschätzung des tatsächlichen Wellenüberlaufs erkennbar, was sich im Maß für die Streuung um die Referenzlinie von etwa 56 % widerspiegelt.

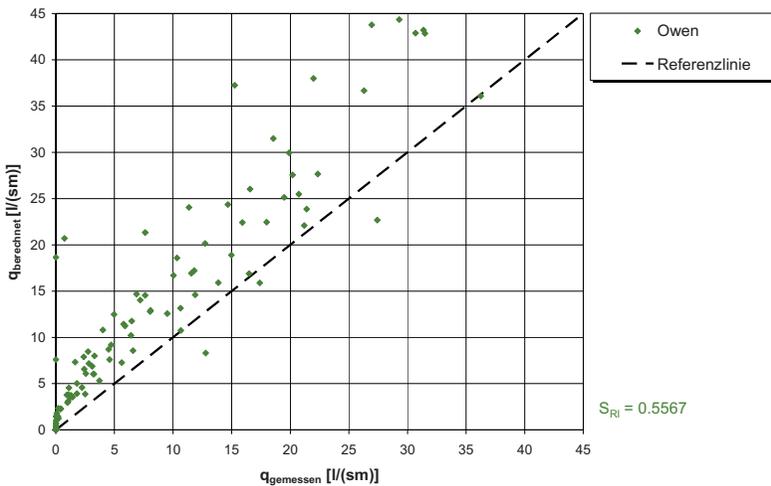


Abb. 31: Anwendung des modifizierten Ansatzes nach OWEN auf das Profil vom Norderneyer Nordstrand

Im Gegensatz zu den anderen hier gezeigten Verfahren ist das mathematische Modell OTT-1D als einziges Werkzeug in der Lage, die exakte Geometrie so zu berücksichtigen, dass eine gute Übereinstimmung zwischen berechneten und gemessenen mittleren Wellenüberlaufmengen erreicht wird (Abb. 21). Es ist zwar eine leichte Überschätzung des Wellenüberlaufs erkennbar, aber die ist so gering, dass bei einer Bemessung keine unwirtschaftliche Überdimensionierung des untersuchten Bauwerkes zu erwarten ist. Insofern zeigt sich, dass im

mathematischen Modell OTT-1D auch für stark gegliederte komplexe Bauwerksstrukturen hinreichende physikalische Gesetzmäßigkeiten einbezogen worden sind und seine Anwendung in der Bemessungspraxis sowohl hinreichende Sicherheit gewährleistet als auch zu wirtschaftlicher Dimensionierung des Bauwerks führt.

4.4 Komplexe Geometrie – Baltrum Weststrand

4.4.1 Aufbau der physikalischen Modellversuche

Für die Verstärkung des Deckwerks am Westkopf von Baltrum wurden kleinmaßstäbliche, hydraulische Modellversuche im Wellenkanal des Leichtweiß-Instituts der TU Braunschweig (LWI) ausgeführt. Neben den Ist-Zuständen des Nord- und Weststrandes (Abb. 32) wurden auch mögliche Ausbauprofile getestet.

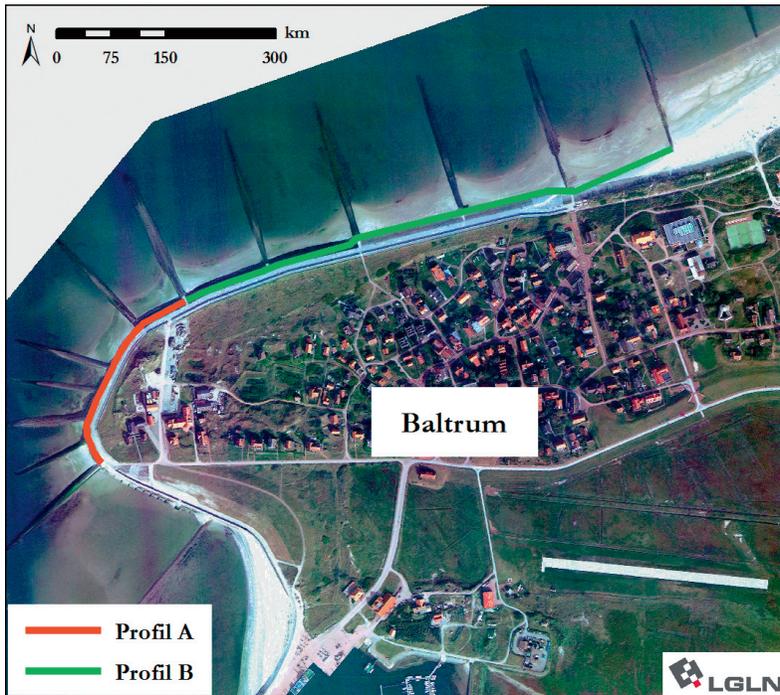


Abb. 32: Lage der untersuchten Profile am Westkopf Baltrums

Für die mathematische Modellierung im Projekt INTBEM wurden vom LWI die Daten der hydraulischen Versuche für Profil A zur Verfügung gestellt. Dabei handelt es sich um das komplexere der beiden IST-Profile. Das Profil B am Nordstrand besteht aus einer 1 : 4 geneigten Böschung, an die eine 10,5 m breite Berme anschließt. Es folgt eine 1,70 m hohe Hochwasserschutzwand, die den Abschluss des Profils bildet.

Das Schutzwerk am Weststrand besteht aus mehreren Abschnitten (Abb. 33). Es beginnt seeseitig mit einer 1 : 4-Neigung, an die nach 5,1 m eine Neigung von 1 : 10 anschließt. Dieser Bereich wird durch eine 50 cm dicke Schotterschicht und durch 35 cm hohes Basaltsäulenpflaster gesichert. Danach beginnt das aus Beton bestehende S-Profil, welches in eine 6,8 m breite Berme aus Betonplatten mündet. Auf die Berme folgt die erste Schutzwand von 0,8 m Höhe. Den Abschluss bildet ein waagerechter Abschnitt von 3 m Breite, an dem eine zweite Sturmflutschutzwand mit einer Höhe von 1,0 m anschließt.

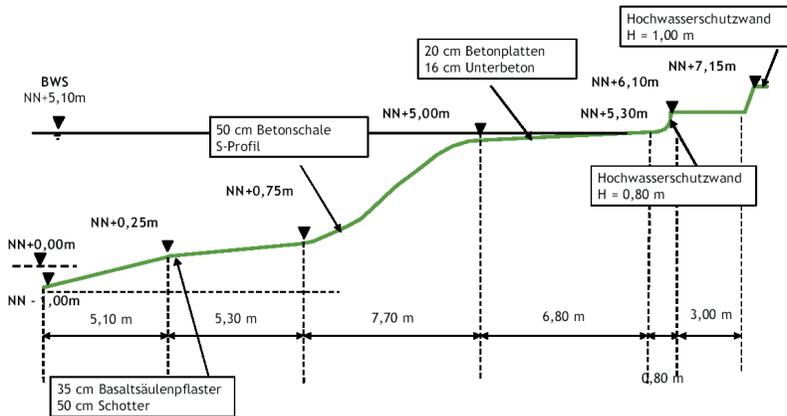


Abb. 33: Modellprofil für den Ist-Zustand am Weststrand (OUMERACI und KORTENHAUS, 2008)

Die Modelle wurden im Maßstab 1 : 10 in den Wellenkanal des Leichtweiß-Instituts eingebaut. Er misst eine Länge von 90 m, eine Breite von 2 m und eine Tiefe von 1,25 m. Der Vorstrand, die Böschungen und das S-Profil bestanden aus auf Sand eingebettetem Estrich. Die Wände wurden aus Stahlblechen gefertigt. Somit ist der gesamte Aufbau als hydraulisch glatt anzusehen.

Die Wasserspiegelauslenkungen wurden mit 8 Wellenpegeln erfasst (Abb. 34). Zur Bestimmung der Druckbeanspruchung wurden auf dem S-Profil 4 Druckmessdosen befestigt. Die untere Strandmauer ist mit 2 Druckmessdosen (DMD) ausgerüstet und die obere mit 3 Geräten. Für das Profil A sind keine Auflaufpegel vorgesehen. Das überlaufende Wasser wird wie bei den Untersuchungen zum Norderneyer Weststrand durch eine Rinne und eine Rohrleitung in den Überlaufbehälter geleitet.

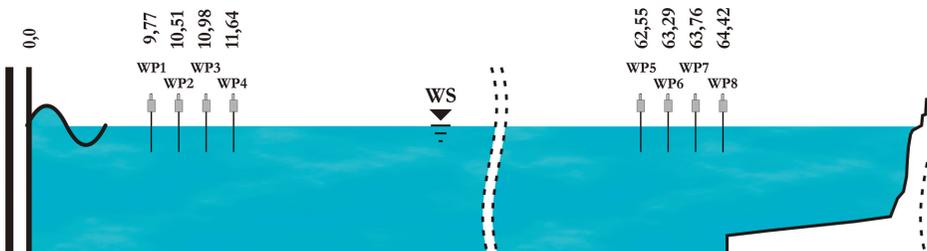


Abb. 34: Anordnung der Wellenpegel im Wellenkanal

4.4.2 Versuchsprogramm

Für den untersuchten Bereich wurden an 49 Profilen in jeweils 30 m, 60 m, 100 m und 150 m Abstand vom Deckwerk für die Topographien von 1988/89 und 2001 Seegangsspektren mit dem Model SWAN von der Forschungsstelle Küste im NLWKN (FSK) ermittelt (KAISER und NIEMEYER, 2006¹). Für das Schutzwerk am Weststrand gelten die Profile 31 bis 44 (Abb. 35). Vom LWI wurden die beiden äußeren Seegangsspektren 31 und 44 für die Modellversuche ausgewählt.

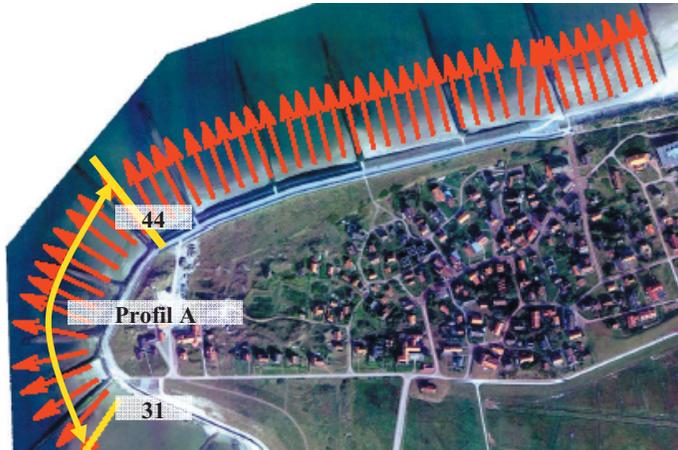


Abb. 35: Verfügbare Seegangsspektren (KAISER und NIEMEYER, 2006)

Es wurden 4 Wasserstände untersucht, zum einen der Bemessungswasserstand von NN +5,10 m und drei weitere Wasserstände, die als Vergleich zu den Untersuchungen zum Norderneyer Weststrand dienen (OUMERACI und KORTENHAUS, 2007). Für die kleinmaßstäblichen Versuche mussten die Wasserstände im Maßstab 1 : 10 umgerechnet werden (Tab. 3).

Tab. 3: Wasserstände Natur – Modell

Wasserstand Natur	Wasserstand Bauwerksfuß
NN +5,10 m	0,610 m
NN +4,50 m	0,550 m
NN +4,12 m	0,512 m
NN +3,80 m	0,480 m

¹ Durch die Erhöhung der Sicherheitsreserve für den Bemessungswasserstand im Jahre 2007 ersetzen die Berechnungen in KAISER und NIEMEYER (2008) das Gutachten von KAISER und NIEMEYER (2006). Für die hydraulischen Modellversuche (2005) bilden die Daten von KAISER und NIEMEYER (2006) die Grundlage.

4.4.3 Mathematische Modellierung

Die mathematische Modellierung erfolgte wie bei den Untersuchungen zum Norderneyer Deckwerk: das hydraulische Modell wird exakt nachgebildet. Damit das überlaufende Wasser abfließen kann, wird im mathematischen Modell eine Böschung an die Krone angeschlossen. Das physikalische Modell besteht aus glattem Estrich bzw. Stahlwänden, das entspricht im mathematischen Modell einem Rauigkeitsfaktor von 0,01 über den gesamten Querschnitt.

Für die räumliche Diskretisierung wurde bei Untersuchungen zur numerischen Dämpfung (BERKENBRINK et al., 2010) ein Wert von 0,1 m empfohlen. Bei einer Auflösung von 0,01 m entstehen für das Baltrumer Deckwerk 631 Rechenknoten. Die zeitliche Diskretisierung wurde zu 10 Hz bestimmt.

Die seeseitige Randbedingung kann für die mathematische Modellierung des Baltrumer Deckwerks nicht aus einem Wellenpegel ausgelesen werden. Der dem Bauwerk am nächsten liegende Wellenpegel ist 13,2 m vom Bauwerksfuß entfernt (Abb. 36). Das entspricht in der Natur einer Strecke von 132 m, auf der steile und kurzperiodische Wellen von numerischer Dämpfung beeinflusst werden. Die Wellenüberlauf rate würde unterschätzt werden.

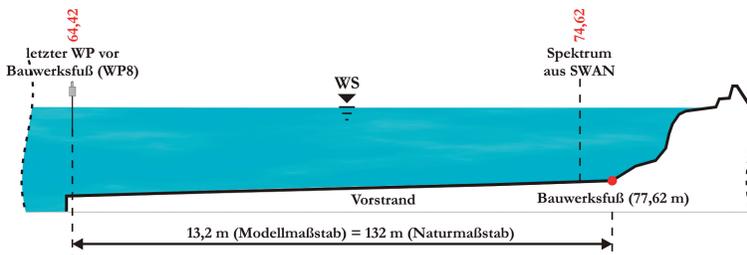


Abb. 36: Mögliche Seegangsrandsbedingungen

Die von der FSK ermittelten Seegangsspektren liegen auch in 30 m Entfernung (3 m im Modell) vom Deckwerk vor und können für die mathematische Modellierung verwendet werden (Abb. 37). Die Spektren wurden in den Modellmaßstab umgerechnet und in Form einer Zeitreihe in das Modell OTT-1D eingesteuert. Das entspricht der Vorgehensweise des LWI. Auch im Wellenkanal wurden aus den Energiedichtespektren des maßgebenden Falls (1988/89) Zeitreihen generiert und eingesteuert (Tab. 4). Bei dem Großteil der Versuche beträgt die Laufzeit ca. 10 Minuten, für die beiden höchsten Wasserstände wurden auch einige wenige Versuche mit einer Laufzeit von etwa 70 Minuten gefahren.

Tab. 4: Versuchsprogramm des LWI für Profil A (OUMERACI und KORTENHAUS, 2008)

RWS [mNN]	5,10		4,50		4,12		3,80	
Versuchsdauer	kurz	lang	kurz	lang	kurz	lang	kurz	lang
Spektrum 31	5	2	5	3	5	/	/	/
Spektrum 44	8	3	5	3	5	/	5	/
kurz: ~ 100 Wellen								
lang: ~ 1000 Wellen								

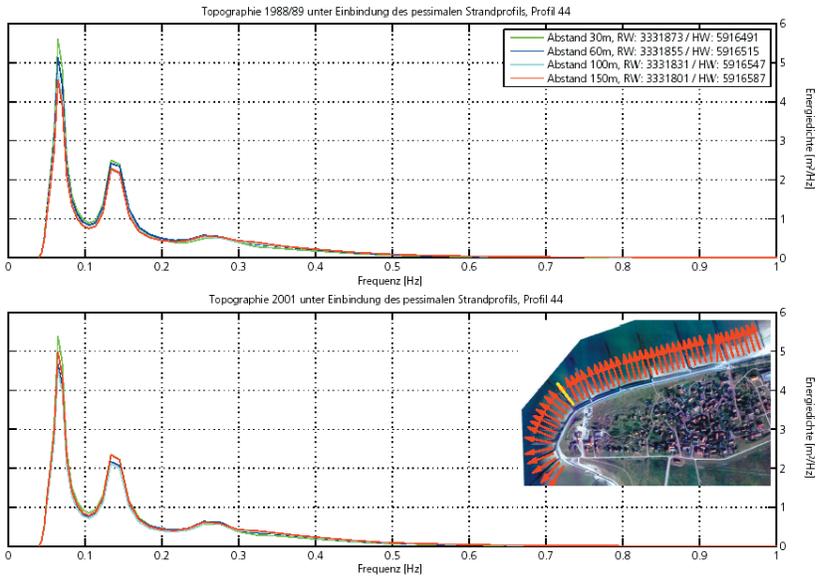


Abb. 37: Energiedichtespektren für Seegangprofil 44 (KAISER und NIEMEYER, 2006)

Es wurde gezeigt, dass bei gleichbleibendem Seegangsspektrum durch die Ausbildung unterschiedlicher Wellenzüge in einer Zeitreihe sowohl im hydraulischen als auch im mathematischen Modell Streuungen in der mittleren Wellenüberlaufrate auftreten (BERKENBRINK et al., 2010). Diese Streuungen sind nicht zu vermeiden, können aber mit einer ausreichend langen Laufzeit gemindert werden. Daher wurden für OTT-1D für alle Wasserstände Zeitreihen von ~70 Minuten generiert (Tab. 5).

Tab. 5: Versuchsprogramm OTT-1D für Profil A

RWS [mNN]	5,10		4,50		4,12		3,80	
Versuchsdauer	kurz	lang	kurz	lang	kurz	lang	kurz	lang
Spektrum 31	/	10	/	10	/	10	/	10
Spektrum 44	/	10	/	10	/	10	/	10
kurz: ~ 100 Wellen								
lang: ~ 1000 Wellen								

OTT-1D bietet die Möglichkeit, sowohl Wellenpegelsignale, die einlaufenden und reflektierten Anteil des Seegangs beinhalten, als auch das einlaufende Wellensignal, das beispielsweise aus einem Spektrum errechnet wird, einzusteuern. Hier wird letzteres benötigt.

Da die in OTT-1D eingesteuerte Randbedingung nicht aus einem Wellenpegelsignal ausgelesen, sondern aus dem vorher modellierten Seegangsspektrum (KAISER und NIEMEYER, 2006) erzeugt wurde, sollten die berechneten Wellenüberlaufraten nicht den gemessenen Daten unmittelbar in einem Regressionsdiagramm gegenübergestellt werden. Daher wurden in

Abhängigkeit vom Wasserstand zu jedem Spektrum die zugehörigen Ergebnisse aufgetragen (Abb. 38 und Abb. 39).

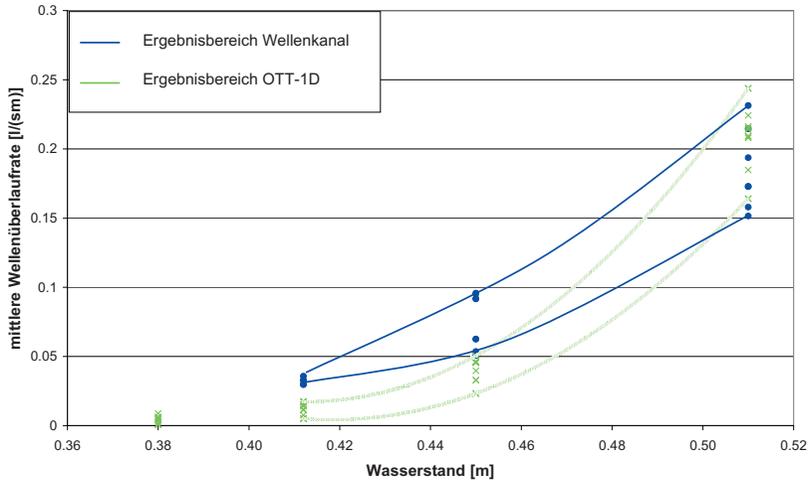


Abb. 38: Vergleich von berechneten und gemessenen mittleren Wellenüberlaufraten für Seegangsspektrum 33

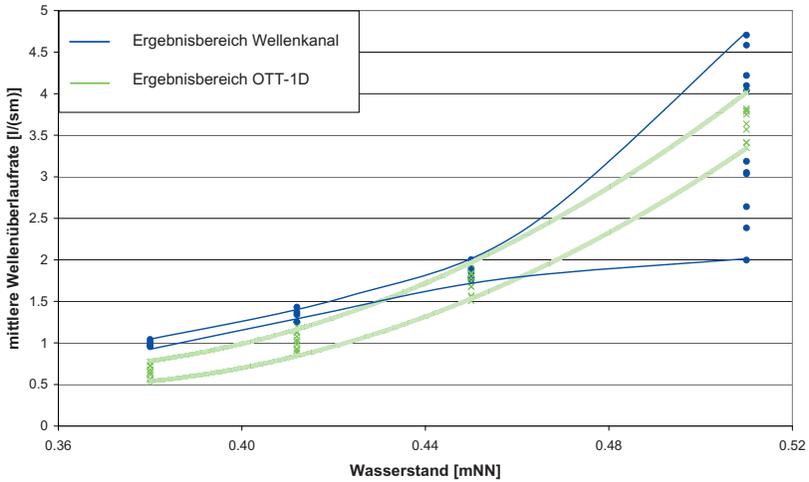


Abb. 39: Vergleich von berechneten und gemessenen mittleren Wellenüberlaufraten für Seegangsspektrum 44

Es entstehen sowohl für das hydraulische als auch für das mathematische Modell Streubreiten für die mittleren Wellenüberlaufraten, die in ihren Größenordnungen sehr gut übereinstimmen.

4.4.4 Empirische Berechnungsansätze

Die Gleichungen des EUROTOP-MANUALS (2007) berücksichtigen grundsätzlich alle denkbaren Böschungsquerschnitte (Gl. 4 und Gl. 5). Dieselben Gleichungen bilden die Grundlage des niederländischen Rechenprogramms PC-Overtopping. Es gibt Beiwerte für Bermen, Wände, Rauigkeiten und Wellenangriffsrichtung. Die Ansätze stoßen im Fall detaillierter Betrachtungen von sehr komplexen Profilen jedoch schnell an Grenzen, um stark gegliederte Bauwerke über empirische Beiwerte hinreichend naturähnlich einbeziehen zu können. Bei dem Baltrumer Profil liegen beispielsweise für den Bemessungswasserstand zwei Bermen im Einflussbereich der anlaufenden Wellen. Dieser Fall ist im EUROTOP-MANUAL (2007) nicht beschrieben und wird daher nach EAK (2002) ermittelt. Die Gleichungen nach EAK sind denen im EUROTOP-MANUAL sehr ähnlich. Die Gleichung für den Wandbeiwert beruht auf vergleichsweise wenigen Versuchsdaten und ist nicht verifiziert, falls die äquivalente Deichneigung ohne Berme bis zum Wandfuß nicht zwischen 1: 2,5 und 1: 3,5 liegt. Außerdem sollten für die Anwendbarkeit des Ansatzes alle Bermen insgesamt nicht breiter als das Dreifache der Wellenhöhe sein. Der Wandfuß sollte zwischen dem 1,2-fachen der Wellenhöhe oberhalb und unterhalb des RWS liegen und nicht kleiner als das 0,5-fache, aber auch nicht größer als das 3-fache der Wellenhöhe sein. Alle diese Bedingungen werden bei keiner der Versuchsanordnungen erfüllt.

Das Verfahren aus dem EUROTOP-MANUAL (2007) ist auf das Baltrumer Profil daher nicht anwendbar oder nur als grobe Vorabschätzung anzusehen. PC-Overtopping hingegen, welches auf diesen Gleichungen basiert, berechnet die mittlere Wellenüberlaurate, ohne durch eventuelle „Warnmeldungen“ auf die Unsicherheiten hinzuweisen. Daher ist hier das EUROTOP-MANUAL ebenfalls angewandt worden, um für die Ergebnisse von PC-Overtopping einen Vergleich zu erhalten.

Bei allen Versuchen zum Baltrumer Profil A_IST ist die den Wellenüberlauf einschränkende Gleichung 5 für q_{\max} maßgebend. D. h. bei den Berechnungen fließen weder die Bermen noch die Wand ein, da diese nur in Gleichung 6 berücksichtigt werden. Die Geometrie ist allein durch eine äquivalente Deichneigung vertreten, die nach den ungenügenden Beschreibungen für ein Profil mit mehreren Bermen im EUROTOP-MANUAL nicht eindeutig bestimmbar ist. Die Ergebnisse nach dem EUROTOP-MANUAL und PC-Overtopping sind trotz aller Unsicherheiten bei der Interpretation der Abbildungen identisch (Abb. 40 und Abb. 41).

Die Überschätzung der gemessenen Wellenüberlauraten ist gravierend, was vermutlich daran liegt, dass bei der maximalen Wellenüberlaurate (Gl. 5) die Geometrie nicht berücksichtigt wird.

Die Systemzeichnungen der zulässigen Geometrien für NN_Overtopping beinhalten kein zum Baltrumer Profil ähnliches Deckwerk. Es ist also davon auszugehen, dass das künstliche neuronale Netz wie beim Profil vom Norderneyer Weststrand nicht für dieses Deckwerk geeignet ist. Die Bauwerksparameter können das Deckwerk nicht hinreichend genau beschreiben, die Unterschätzung ist ebenso gravierend wie bei den anderen getesteten ostfriesischen Deckwerken (Abb. 40 und Abb. 41).

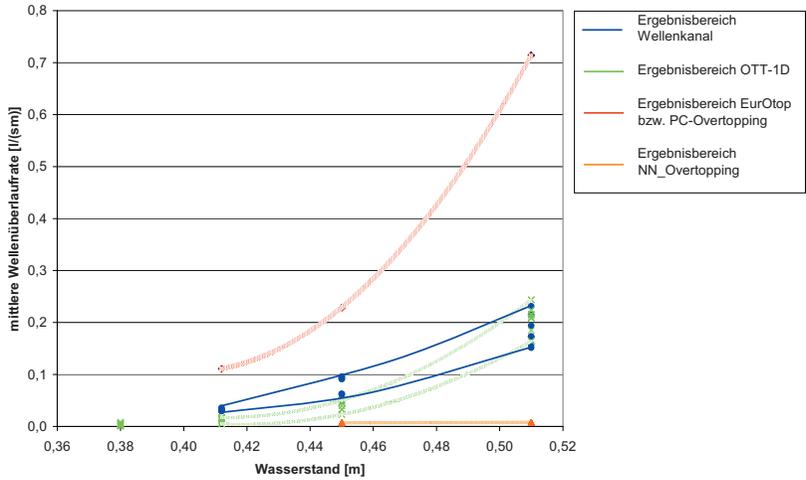


Abb. 40: Mittlere Wellenüberlauftrate für Spektrum 1

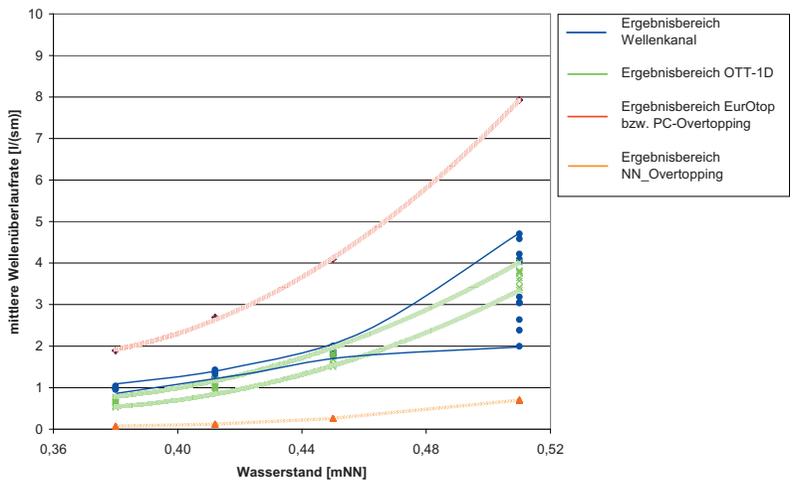


Abb. 41: Mittlere Wellenüberlauftrate für Spektrum 2

4.4.5 Zusammenfassung und Vergleich

Für des Profil A-IST am Westkopf von Baltrum sind zwei unterschiedliche Seegangsspektren im hydraulischen Modell getestet worden. Ähnlich wie in hydraulischen Modellversuchen wurden bei dem mathematischen Modell aus dem Energiedichtespektrum des Seegangs Zeitreihen ermittelt und als Wellensignal eingesteuert. Da jedes Spektrum theoretisch unendlich viele Zeitreihen des Seegangs beschreiben kann, die auch alle unterschiedlich wir-

ken können, ist bei der Ermittlung der mittleren Wellenüberlaufrate mit Streuungen in den Ergebnissen zu rechnen. Die Größenordnungen der mittleren Wellenüberlaufraten sind im hydraulischen und im mathematischen Modell in etwa gleich (Abb. 40 und Abb. 41). Aber insbesondere bei hohen Wellenüberlaufraten ist die Streuung des mathematischen Modells geringer. Weiterhin konnte für das Baltrumer Deckwerk nachgewiesen werden, dass Modell OTT-1D mit dem Seegangsmodell SWAN gekoppelt werden kann.

Die Berechnungen nach dem EUROTOP-MANUAL (2007) oder PC-Overtopping sind um ein vielfaches zu hoch (Abb. 40 und Abb. 41). Die empirischen Gleichungen berücksichtigen nicht das gesamte Energiedichtespektrum, sondern nur die signifikante Wellenhöhe und eine mittlere Energieperiode. Bei unterschiedlichen Realisierungen desselben Spektrums bleiben diese naturgemäß immer gleich, daher gibt es auch keine Streubreiten. Schon bei dem Versuch, das komplexe Baltrumer Profil für die Gleichungen zu parametrisieren, werden die Grenzen des EUROTOP-MANUALS (2007) schnell erkennbar. Dafür mangelt es an einer hinreichend eindeutigen methodischen Vorgabe zur Bestimmung äquivalenter Böschungseignungen für derart stark gegliederte Profile. Profile mit mehreren Bermen werden beispielsweise im EUROTOP-MANUAL gar nicht berücksichtigt. Der empirische Beiwert für eine Wand auf der Krone beruht auf nur wenigen hydraulischen Versuchen. Für ein solches Profil ist die Anwendung des EUROTOP-MANUALS (2007) unübersichtlich mit subjektiven Handlungsspielräumen und daher fehleranfällig. Die Ermittlung der maximalen mittleren Wellenüberlaufrate hängt bei dem Ansatz kaum von der Geometrie ab, insofern kann damit das Deckwerk nur unzureichend beschrieben werden.

Nicht nur die Ergebnisse zeigen, dass das EUROTOP-MANUAL (2007) für dieses Deckwerk nicht geeignet ist. Auch die Beschreibungen zu den Gleichungen im EUROTOP-MANUAL weisen darauf hin, dass die komplexe Geometrie des Deckwerkes nicht exakt berücksichtigt werden kann. Zugehörige Gleichungen sind eingeschränkt und damit die Bedingungen nicht erfüllt, oder die Beschreibungen sind zu allgemein gehalten. Besondere Vorsicht ist daher beim Programm PC-Overtopping geboten, es gibt keine „Warnmeldung“ bei Anwendung zu komplexer Eingangsdaten für den zu Grunde liegenden Berechnungsansatz.

Das künstliche neuronale Netz NN_Overtopping ist ebenfalls für dieses Profil nicht geeignet. Wie auch bei den anderen komplexen Profilen ist die Unterschätzung gravierend und somit sicherheitsrelevant. Daran zeigt sich eindeutig, dass das künstliche neuronale Netz nur für solche Profile genutzt werden darf, die bei seinem Training berücksichtigt worden sind.

4.5 Komplexe Geometrie – Norderney Nordweststrand

4.5.1 Aufbau der physikalischen Modellversuche

Die Untersuchungen zu den Profilen am Norderneyer Nordweststrand wurden 1999 bis 2000 im GWK Hannover ausgeführt (Abb. 42). Ausschlaggebend für die Untersuchungen war die Planung einer großmaßstäblichen Rekonstruktion des Deckwerkes, die einerseits wegen dessen Unterhaltungszustand erforderlich war und andererseits dessen Wehrhaftigkeit zukunftsicher machen sollte. Das Bauwerk wurde in den bestehenden und geplanten Abmessungen mit unterschiedlichen Bauelementen eingebaut, um die tatsächlichen Rauigkeiten abschnittsweise zu reproduzieren, damit die Wellenüberlauf- und Druckbelastung des Deckwerkes möglichst exakt ermittelt werden konnte.

Im Rahmen der Untersuchungen wurden auch mögliche Ausbauzustände untersucht. Für die mathematische Modellierung im Projekt INTBEM wurden vom Leichtweiß-Institut für Wasserbau der TU Braunschweig (LWI) die Daten der hydraulischen Versuche für den IST-Zustand zur Verfügung gestellt (Abb. 43). Das Modell wurde im Maßstab 1 : 2,75 in den GWK eingebaut. Er hat eine Länge von 324 m, eine Breite von 5 m und eine Tiefe von 7 m. Das Profil beginnt seeseitig mit einer Böschung aus Basaltsäulenpflaster, das im Wellenkanal durch Betonpflastersteine ersetzt wurde. Daran schließt das für Ostfriesische Inseln wie Norderney typische S-Profil aus Quadermauerwerk an. Im GWK wurde dieses aus Beton gegossen. Die untere Wandelbahn besteht aus Beton, die obere aus Betonplatten. Dazwischen befindet sich eine Böschung mit aufgesetzten Beverkuppen. Den Abschluss bildet eine Grasböschung, die im Kanal ohne Grasnarbe allein aus Klei bestehend nachgebaut wurde.

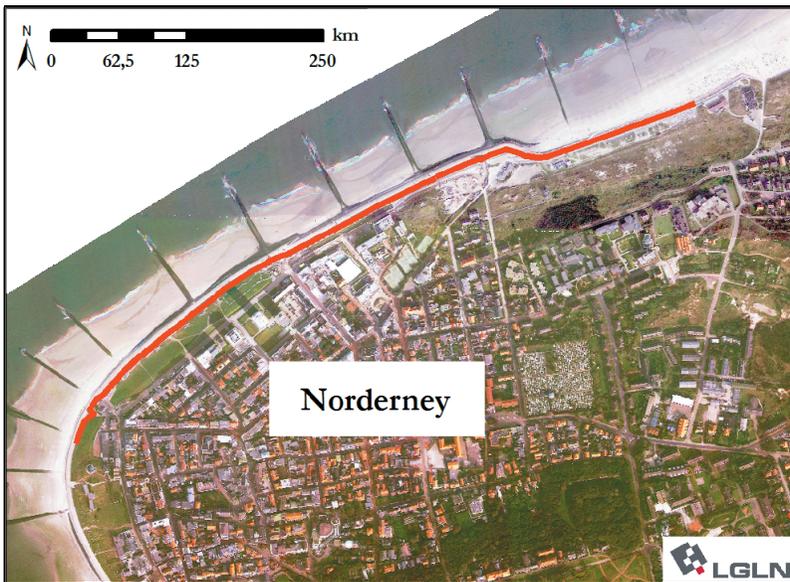


Abb. 42: Untersuchungsgebiet Norderney-Nordweststrand

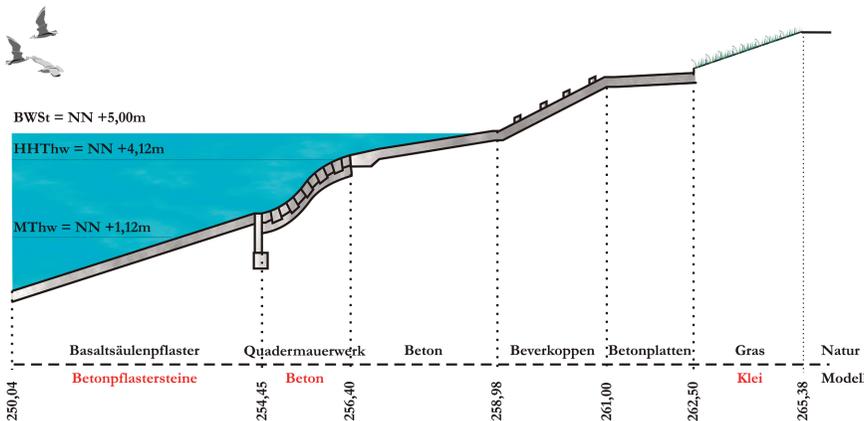


Abb. 43: Deckwerksprofil am Nordweststrand von Norderney (vor Umbau des Deckwerks 2006)

Die Wasserspiegelauslenkungen wurden mit insgesamt 15 Wellenpegeln erfasst, davon 8 in 2 Wellenharfen. Die Druckbelastung auf das Deckwerk wurde mit 24 Druckmessdosen erfasst. Zur Bestimmung des Wellenaufbaus wurde ein Stufenpegel auf der Deckwerksoberfläche angebracht. Das überlaufende Wasser wurde auf der Krone durch eine Öffnung in einen Behälter geführt, dessen Gewicht kontinuierlich überwacht wurde.

4.5.2 Versuchsprogramm

Es wurden dieselben Wasserstände wie bei den Wellenkanalversuchen zum Norderneyer Weststrand getestet (Abschnitt 4.3.1). Neben dem damaligen Bemessungswasserstand von NN +5,00 m wurde der höchste bisher aufgetretene Wasserstand HHT_{hw} von NN +4,12 m und ein zwischen diesen Werten liegender Wasserstand von NN +4,50 m untersucht. Für den großmaßstäblichen Versuch waren die Wasserstände im Maßstab 1 : 2,75 umzurechnen.

Getestet wurden regelmäßige Wellen, JONSWAP-Spektren, TMA-Spektren und naturnahe Spektren aus mathematischen Seegangmodellierungen (NIEMEYER et al., 2000) bei einer mittleren Wellenhöhe von 0,40 bis 1,28 m und einer Energieperiode von 2,9 bis 11,3 s (Modellmaßstab). Es wurden drei unterschiedliche Szenarien als seeseitige Randbedingung für das vollspektrale Seegangmodell SWAN der 3. Generation (RIS et al., 1995; HOLTHUIJSEN et al., 1998; BOOIJ et al., 1999) gebildet.

Tab. 6: Seeseitige Randbedingung für mathematische Seegangmodellierung (NIEMEYER et al., 2000)

	H_{m0} [m]	T_p [s]	$T_{m-1,0}$ [s]
Gemessenes Naturspektrum	6	14	10
JONSWAP Spektrum	8	12	10
JONSWAP Spektrum	10	15	12

Im Gegensatz zu den Versuchen im LWI ist das exakte Zeitfenster, in dem die mittlere Wellenüberlaufzeit bestimmt wurde, nicht bekannt. Daher wurde analog zu den GWK-Versuchen (Abschnitt 4.2) das 100-fache der Peakperiode nach genügend Vorlaufzeit für die Berechnung herangezogen.

4.5.3 Mathematische Modellierung

Für die mathematische Modellierung wurde das hydraulische Modell des GWK exakt nachgebildet. Die räumliche Diskretisierung wurde zu 0,036 m festgesetzt, das entspricht 0,1 m im Naturmaßstab und führte zu 626 Rechenknoten. Die zeitliche Diskretisierung gleicht der Auslesefrequenz der Wellenpegeldaten von 10 Hz. Der Wellenpegel am Bauwerksfuß bildete den seeseitigen Rand und lieferte die Randbedingung in Form einer Wasserspiegelauslenkung mit dem Anteil der reflektierenden Wellen.

Im GWK wurde das Deckwerk mit unterschiedlichen Rauigkeitsabschnitten ausgeführt. Das kann mit dem modifizierten mathematischen Modell (BERKENBRINK et al., 2011) ebenfalls berücksichtigt werden. Allerdings ist einschränkend zu bemerken, dass die Rauigkeitsfaktoren für bestimmte Baustoffe nicht mit hinreichender Genauigkeit bekannt sind (Tab. 7).

Für Betonpflastersteine und Betonplatten sind keine Rauigkeitsbeiwerte bekannt; sie müssen daher abgeschätzt werden. Die Werte müssen zwischen $f = 0,01$ für hydraulisch glatt und $f = 0,1$ für Bruchstein liegen, wobei die Platten etwas glatter sein werden als die Pflastersteine, die für das Basaltsäulenpflaster eingesetzt wurden. Für die Beverkuppen wurde der Wert zwischen $f = 0,1$ und $f = 0,6$ angesetzt.

Tab. 7: Rauigkeitsfaktoren für die unterschiedlichen Deckwerksabschnitte

	Material	Rauigkeitsfaktor f	Quelle
Abschnitt 1	Betonpflastersteine		-
Abschnitt 2	Beton	0,01	HUGHES (2007)
Abschnitt 3	Beverkuppen	0,1 - 0,6	CORNETT U. MANSARD (1994)
Abschnitt 4	Betonplatten		-
Abschnitt 5	Klei	0,01	SCHÜTTRUMPF et al. (2002)

Der erste Abschnitt bestehend aus Betonpflastersteinen ist ca. 4,5 m lang und liegt 1 bis 2 m unter dem RWS. Eine Sensitivitätsanalyse, in der bis auf den zu untersuchenden Abschnitt das Bauwerk als hydraulisch glatt angenommen wird, zeigt, dass die Variation der Rauigkeit für diesen Abschnitt kaum Einfluss auf den Wellenüberlauf hat (Abb. 44).

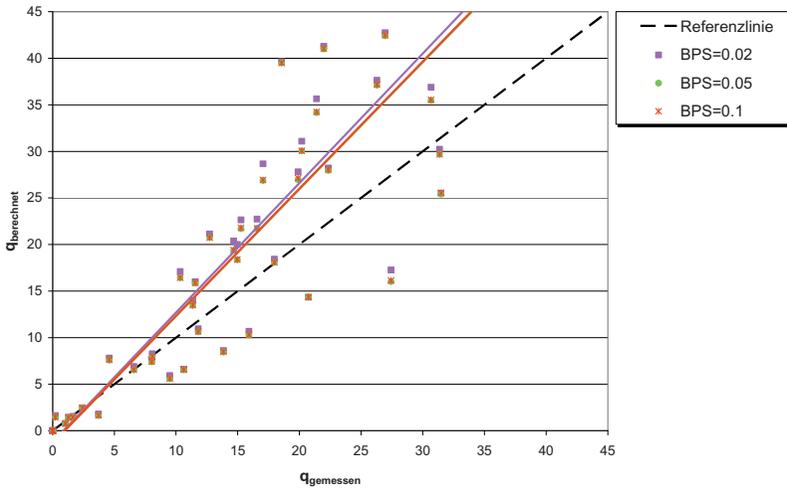


Abb. 44: Variation der Rauigkeiten für die Betonpflastersteine

Der Einfluss der Rauigkeit der Beverkuppen auf den Wellenüberlauf ist hingegen bedeutend größer (Abb. 45). Die Sensitivitätsstudie zeigt Abweichungen von über 100 % in Abhängigkeit vom Rauigkeitsbeiwert.

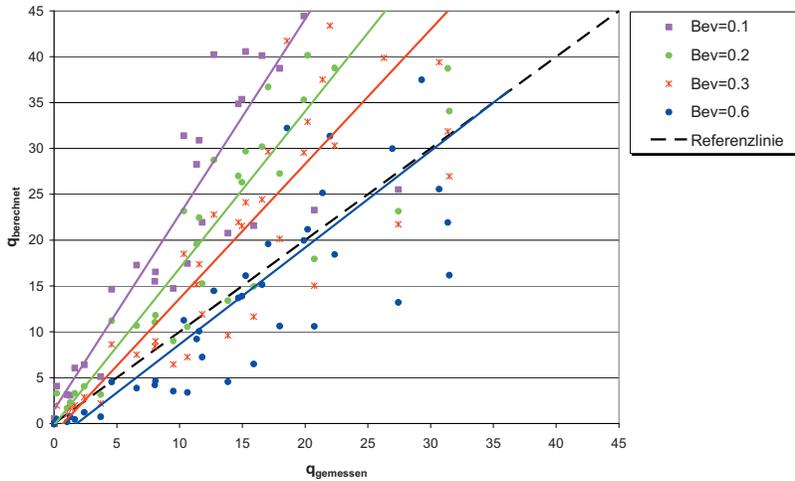


Abb. 45: Variation der Rauigkeiten für die Beverkappen

Welche Rauigkeitsbeiwerte für die Modellierung gewählt wurden, zeigt nachfolgende Tabelle:

Tab. 8: Gewählte Rauigkeitsfaktoren für die unterschiedlichen Deckwerksabschnitte

	Material	Rauigkeitsfaktor f
Abschnitt 1	Betonpflastersteine	0,05
Abschnitt 2	Beton	0,01
Abschnitt 3	Beverkappen	0,4
Abschnitt 4	Betonplatten	0,03
Abschnitt 5	Klei	0,01

Die Auswertung der gemessenen Wellenüberlaufdaten erfolgte durch das LWI und wurde dem zugehörigen Bericht (OUMERACI et al., 2000) entnommen. Da das genaue Zeitfenster der Auswertung nicht bekannt war, kommt zu den Abweichungen zwischen hydraulischem und mathematischem Modell eine durch die unterschiedlichen Zeitfenster induzierte Streuung. Dennoch ist die Streuung der Ergebnisse um die Referenzlinie bei gut 80 % und damit in einem akzeptablen Bereich (Abb. 46). Somit kann auch der Wellenüberlauf an sehr komplexen Deckwerken mit unterschiedlichen Rauigkeitsabschnitten von dem Modell OTT-1D zuverlässig ermittelt werden.

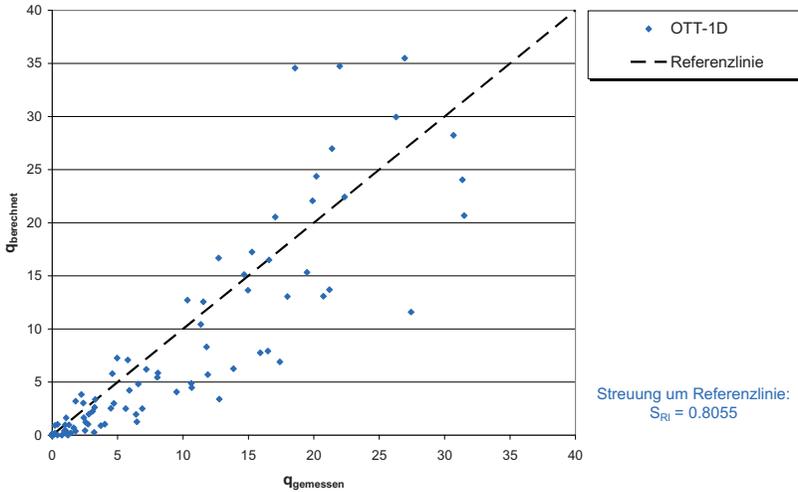


Abb. 46: Vergleich der gemessenen und mit OTT-1D berechneten Wellenüberlaufdaten

4.5.4 Empirische Berechnungsansätze

4.5.4.1 An hydraulische Versuche angepasste Wellenüberlauffunktion

Für das Deckwerk am Nordweststrand von Norderney sind anhand der hydraulischen Modellversuche unterschiedliche Berechnungsansätze in Abhängigkeit vom Seegangstyp entwickelt worden (OUMERACI et al., 2000).

$$q = Q_0 \cdot \sqrt{g \cdot H_{m0}^3} \cdot \sqrt{\frac{\tan \alpha}{H_{m0}/L_0}} \cdot \exp\left(-b \cdot \frac{R_c}{H_{m0}} \frac{\sqrt{H_{m0}/L_0}}{\tan \alpha}\right) > 1,0 \quad (21)$$

mit	q	: mittlere Wellenüberlaufrate	[m ³ /(sm)]
	H _{m0}	: spektrale signifikante Wellenhöhe am Bauwerksfuß	[m]
	g	: Erdbeschleunigung	[m/s ²]
	tan α	: mittlere Neigung des gesamten Querschnitts	[-]
	R _c	: Freibordhöhe	[m]
	L ₀	: Wellenlänge = g T _{m-1,0} ² /2π	[m]
	Q ₀	: 0,124 (allgemein)	[-]
		: 0,090 (Spektrum mit T _p = 15 s - Tab. 6)	
	b	: 5,70	[-]

Für die modellierten Spektren mit den seeseitigen Randbedingungen nach Tab. 6 gilt zusätzlich:

$$\xi_0 < 2,0.$$

Die empirischen Koeffizienten Q_0 und b ergaben sich aus der Regressionsanalyse der Messdaten selbst. Für ein bestimmtes Seegangsspektrum mit einer am Modellrand eingesteuerten Peakperiode von 15 s (Tab. 6) ist eine gesonderte Anpassung von Q_0 erfolgt. Die Geometrie des Bauwerks spielt für die Gleichung eine untergeordnete Rolle; es wurde eine äquivalente Neigung über den gesamten Querschnitt angesetzt. Die unterschiedlichen Rauigkeitsabschnitte und auch die Rauigkeitselemente wurden nicht berücksichtigt. Das weist darauf hin, warum die Berechnung der mittleren Wellenüberlaufzeiten anhand dieser Gleichung unzureichend ist (Abb. 47). Die Streuung um die Referenzlinie ist sehr hoch, es ist eine allgemeine Unterschätzung erkennbar. Eine zuverlässige Berechnung des Wellenüberlaufs am Deckwerk vom Norderneyer Nordweststrand ist mit diesem Ansatz nicht möglich.

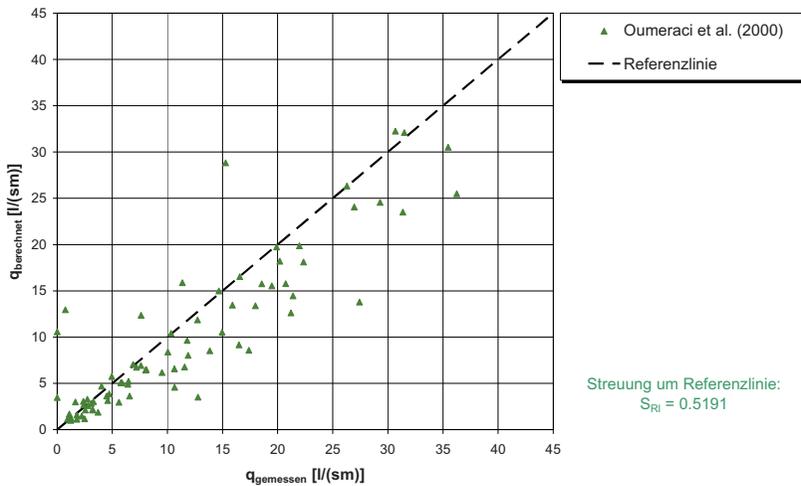


Abb. 47: Vergleich der gemessenen mit der nach dem modifizierten Ansatz (OUMERACI et al., 2000) berechneten Wellenüberlaufzeiten

4.5.4.2 Anwendung des EUROTOP-MANUALS (2007) oder PC-Overtopping

Die Berechnung des Deckwerks vom Norderneyer Nordweststrand nach den Gleichungen des EUROTOP-MANUALS (2007) sind sehr kompliziert und aufwändig: Es müssen die empirischen Beiwerte für den Einfluss der Bermen und die unterschiedlichen Rauigkeiten berechnet werden, was zu sehr umfangreichen Berechnungen führt. Die Wandelbahnen weisen wie am Norderneyer Nordweststrand Neigungen auf, die nach der Definition des EUROTOP-MANUALS zwischen Böschung und Berme liegen, weiterhin sind die Rauigkeitsbeiwerte zu ermitteln. Der Einflussbereich der Rauigkeit beschränkt sich per Definition des EUROTOP-MANUALS auf einen Höhenabschnitt zwischen

$$RWS - 0,25 \cdot R_{u_{2\%glatt}} \text{ bis } RWS + 0,50 \cdot R_{u_{2\%glatt}}.$$

Es erfolgt allerdings keine inhaltliche Begründung in physikalischer Hinsicht für diese Eingrenzung. Für die Rechenprozedur ist es zunächst erforderlich, den Auflauf unter der Annahme eines glatten Deckwerks zu ermitteln.

Um einen ersten Anhalt für die Eignung des Ansatzes nach dem EUROTOP-MANUAL zu erhalten, wurde – zur Eingrenzung des erforderlichen Aufwandes – der Wellenüberlauf ohne die abmindernden Beiwerte für Wandelbahnen und Rauigkeitsabschnitte vorgenommen (Abb. 48).

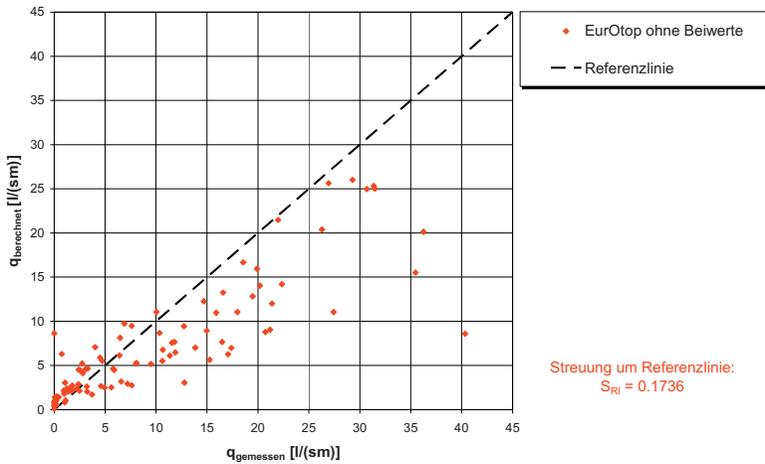


Abb. 48: Vergleich der gemessenen mit den nach dem EUROTOP-MANUAL (2007) berechneten Wellenüberlaufdaten (ohne Beiwerte)

Hierbei zeigte sich, dass – insbesondere die höheren – Überlaufdaten unterschätzt werden. Als Ursache ist zu vermuten, dass die Gleichungen für Geometrien wie die des Deckwerks nicht ausgelegt sind. Bereits ohne abmindernde Beiwerte für die Wandelbahnen und die Rauigkeit ist die Unterschätzung der mittleren Wellenüberlaufdaten gravierend. Die entsprechend dafür einzuführenden Beiwerte würden diese Unterschätzung verstärken und somit – trotz wirklichkeitsnäherer Nachbildung der Geometrie – zu einer weiteren Verschlechterung der Ergebnisse führen. Es konnte daher auf eine Berechnung unter Einbeziehung der Beiwerte verzichtet werden.

Bei dem Berechnungsprogramm PC-Overtopping können die unterschiedlichen Rauigkeiten problemlos berücksichtigt werden, dadurch wird die Streuung um die Referenzlinie geringfügig besser, aber die – teilweise erheblichen – Unterschätzungen bleiben bestehen (Abb. 49).

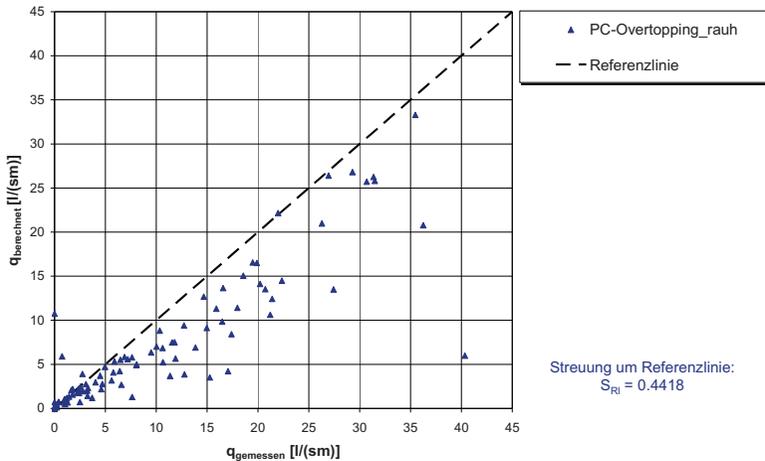


Abb. 49: Vergleich der gemessenen mit den nach PC-Overtopping berechneten Wellenüberlaufdaten (mit Beiwerten)

4.5.4.3 Anwendung von NN_Overtopping

Die Systemzeichnungen der zulässigen Geometrien für NN_Overtopping beinhalten kein zum Norderneyer Nordweststrand ähnliches Deckwerk. Es ist also davon auszugehen, dass das künstliche neuronale Netz wie bereits für die beiden anderen Deckwerke auf Ostfriesischen Inseln auch für dieses Bauwerk ungeeignet ist. Da die verfügbaren Parametrisierungen keine hinreichend genaue Beschreibung der Bauwerksgeometrie erlauben, wurde von vornherein auf eine Berechnung verzichtet.

4.5.5 Zusammenfassung und Vergleich

Für das Deckwerk am Norderneyer Nordweststrand wurden großmaßstäbliche Versuche im GWK für den IST-Zustand und mögliche Ausbauzustände der Deckwerke am Nordstrand von Norderney ausgeführt. Die Versuchsdaten für den IST-Zustand wurden dem Forschungsvorhaben vom LWI zur Verfügung gestellt. Das Profil beginnt seeseitig mit einer Basaltböschung, an die ein S-Profil aus Quadermauerwerk anschließt. Es folgen zwei Wandelbahnen aus Beton, getrennt von einer Böschung bestückt mit Rauigkeitselementen. Den Abschluss nach oben bildet eine Grasböschung.

Die empirischen Ansätze sind für die Berechnung der mittleren Wellenüberlaufdaten für derart komplexe Deckwerke unzulänglich. Selbst die empirisch angepasste Gleichung aus den eigentlichen hydraulischen Modellversuchen (OUMERACI et al., 2000) neigt zu Unterschätzungen der Wellenüberlaufdaten. Mit den Gleichungen des EUROTOP-MANUALS (2007) wird die Wellenüberlaufdaten bereits ohne Berücksichtigung der Rauigkeitselemente unterschätzt. Mit PC_Overtopping können ebenfalls keine für eine sichere Bemessung hinreichend geeigneten Ergebnisse erzielt werden. Auf eine Berechnung mit dem Neuronalen Netz NN_Overtopping wurde in Anbetracht der Ergebnisse zu den anderen Inselprofilen verzichtet.

Die mathematische Modellierung dieser Versuche ist nur mit dem Modell OTT-1D in seiner modifizierten Form (BERKENBRINK et al., 2011) möglich, da nur so Bauwerksabschnitte mit unterschiedlichen Rauigkeiten berücksichtigt werden können. OTT-1D zeigt gute Ergebnisse für die mittlere Wellenüberlauftrate, die Streuung um die Referenzlinie liegt im akzeptablen Bereich. Unsicherheiten bleiben bei der Wahl des Rauigkeitsfaktors. Während für Gras, Beton und Asphalt eindeutige Werte definiert sind, fehlen in der Literatur hinreichend genaue Angaben zu anderen Baustoffen wie hier beispielsweise für die Rauigkeitselemente.

5. Anwendung des gekoppelten Bemessungskonzepts

Zur Bewertung von Schädigungsmechanismen hinsichtlich ihrer Relevanz für den Bemessungsfall wird nachfolgend eine Parameterstudie anhand repräsentativer Deichquerschnitte bei Variation der Bemessungswasserstände, des Bemessungsseegangs und der Erdbaustoffe vorgenommen. Bei dem ersten Beispielquerschnitt handelt es sich um einen scharliegenden Deich in der ostfriesischen Ostermarsch bei Norddeich. Als weiteres Beispiel wird das Bemessungsverfahren auf einen Ästuardeich an der Weser angewandt. Ein drittes Beispiel ist ein Vorlanddeich an der Wurster Küste. Die exemplarische Überprüfung der statischen und funktionalen Ausnutzung verdeutlicht die Zusammenführung der Ergebnisse beider Teilvorhaben INTBEM A und INTBEM B zur integrierten Bemessung und verifiziert die operationelle Anwendbarkeit gekoppelter hydrodynamisch-bodenmechanischer Bemessung. Die bodenmechanischen Kennwerte und die geotechnische Bemessung sind im Teilvorhaben INTBEM A erarbeitet worden; ihre Ermittlung und Bewertung können dem zugehörigen Abschlussbericht (RICHWIEN et al., 2010a) oder dem in diesem Heft veröffentlichten Beitrag entnommen werden (RICHWIEN et al., 2010b).

5.1 Scharliegender Deich – Ostermarsch

Bei dem ersten Deichquerschnitt handelt es sich um einen scharliegenden Deich in der Ostermarsch (Abb. 50 und Abb. 51). Der Deich ist mit seiner 1 : 6 geneigten Außenböschung, der 3 m breiten Krone und der 1 : 3 geneigten Binnenböschung ein typischer Querschnitt für die Nordseeküste. Der Deichfuß ist bis NN +3,00 m im Verhältnis 1 : 3 geneigt. Die Höhe des Deiches ist auf 7,8 m festgelegt. Messungen zeigen jedoch, dass die vorsorgliche Überhöhung auch nach Jahren der Setzung und Sackung immer noch weitgehend vorhanden ist; entsprechend der Realität wird hier die Isthöhe angesetzt. Der Deich besteht aus einem drainierten Deichkern mit einer 1,0 bis 1,5 m dicken Kleiüberdeckung. Am Deichfuß befindet sich ein Kleikeil (Abb. 50). Für das Deckwerk wurden im Laufe des Projektes unterschiedliche Varianten unabhängig vom Aufbau des oben dargestellten Querschnitts untersucht. Ebenso wurden verschiedene Böden für die Abdeckung einbezogen.

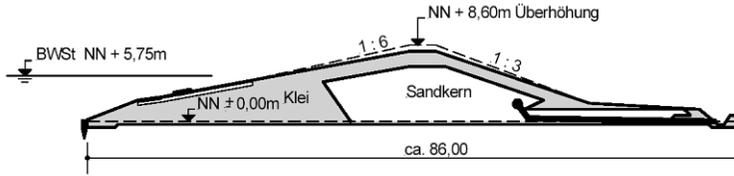


Abb. 50: Querschnitt des scharliegenden Deiches in der Ostermarsch



Abb. 51: Lage des repräsentativen scharliegenden Deiches

Um die Strömungsgrößen auf dem Deich mit OTT-1D (DODD et al., 1998) berechnen zu können, muss zunächst der Seegang vor dem Deichfuß als Randbedingung bekannt sein. Dieser Seegang wurde mit dem mittlerweile für weite Küstenbereiche bewährten, in Niedersachsen seit 1997 für die Bemessung eingeführten vollspektralen Seegangsmodell SWAN (Simulation Waves Nearshore) der 3. Generation (RIS et al., 1995; HOLTHUISEN et al., 1998; BOOIJ et al., 1999; NIEMEYER, 2001) ermittelt. Dabei wurden verschiedene Szenarien um den heutigen Bemessungswasserstand (BWSt) von NN +5,75 m pendelnd angesetzt. Beginnend bei NN +5,00 m wurde der Ruhewasserstand (RWS) im Modell in Schritten von 0,5 m auf bis zu NN +7,50 m erhöht. Eine Änderung des Wasserstandes hat eine Veränderung des tiefenbegrenzten Seegangs zur Folge, daher erfolgte für jeden Wasserstand eine Modellierung des zugehörigen Seegangs. Ein JONSWAP-Spektrum wurde als Antrieb des Seegangsmodells für den Bemessungsfall im Küstenvorfeld der Nordsee vorgegeben (NIEMEYER, 2001). Dieses Spektrum hat eine spektrale, signifikante Wellenhöhe von 10 m und eine Energieperiode von 13,6 s. Der Wind wurde gleichförmig über das Modellgebiet mit einer Geschwindigkeit von 30 m/s aus 315° angesetzt. Die Erhöhung des Wasserstandes um 2,5 m führte hier zu einem Anstieg der signifikanten Wellenhöhe von 72 cm am zu untersuchenden Deich (Abb. 52). Ähnlich verhält sich die Energieperiode (Abb. 53). Vor allem im Wattgebiet sind deutliche Unterschiede erkennbar: hier steigt ihr Wert bis zu 1,1 s an.

Das Seegangmodell liefert für jeden beliebigen Punkt des Modellgitters örtliche Seegangsspektren. Hier wurde das eindimensionale Spektrum am Deichfuß als Eingangssignal genutzt und in Form einer entsprechenden Zeitreihe an OTT-1D übergeben (Abb. 54). Der Vergleich der jeweiligen Energiedichte für einen Ruhewasserspiegel von NN +5,00 m und NN +7,50 m zeigt deutlich, dass bei höheren Wasserständen wesentlich mehr Seegangenergie an den Festlanddeich gelangt, insbesondere auch im für den Wellenauflauf stärker wirkenden niederfrequenten Bereich. So führt nicht allein ein erhöhter Wasserstand als Basis­höhe des angreifenden Seegangs zu größeren Wellenüberlaufmengen; zusätzlich wirkt die Erhöhung der Energiedichte mit größeren Wellenhöhen und vor allem längeren Wellenperioden weiter verstärkend auf den Wellenüberlauf. Bemerkenswert ist die überproportionale Zunahme der Energiedichte beim niederfrequenten Sekundärpeak um nahezu das Fünffache, während sie gleichzeitig im höherfrequenten Hauptpeak um weniger als das Dreifache wächst (Abb. 54).

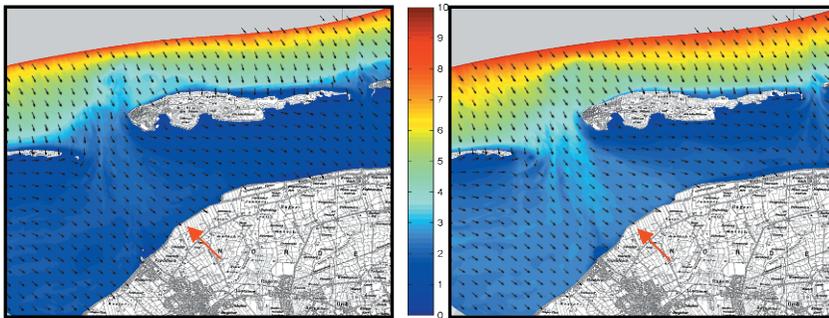


Abb. 52: Spektrale signifikante Wellenhöhen $H_{m,0}$ und mittlere Wellenangriffsrichtungen Θ im Modellgebiet (links: RWS = NN +5,00 m, rechts: RWS = NN +7,50 m)

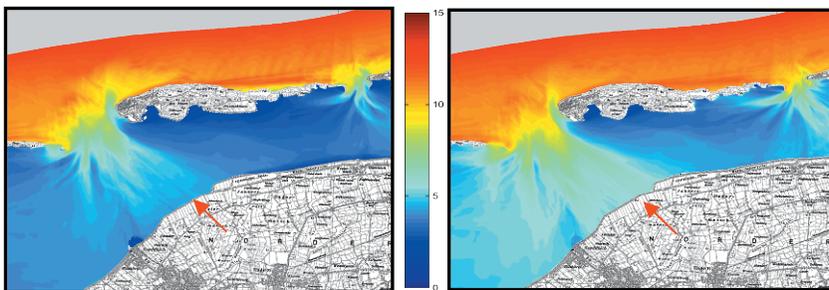


Abb. 53: Energieperioden $T_{m-1,0}$ im Modellgebiet (links: RWS = NN +5,00 m, rechts: RWS = NN +7,50 m)

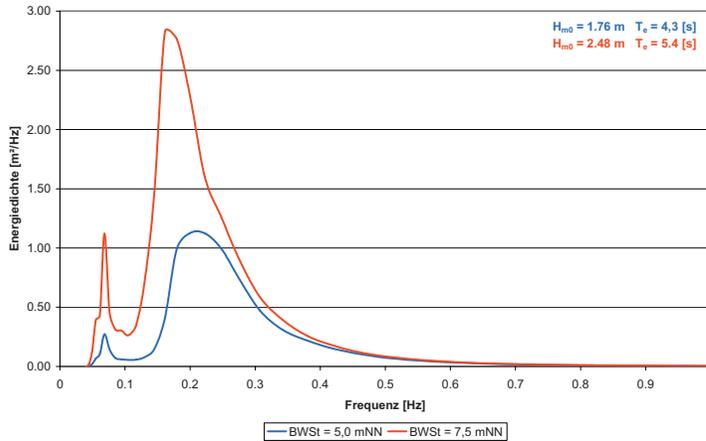


Abb. 54: Energiedichtespektren der Randszenarien am Deichfuß (scharligender Deich)

Neben den seeseitigen Randbedingungen wurden zur Modellierung von Wellenauf- und -überlauf mit OTT-1D die Geometrie des Bauwerks, dessen Rauigkeit und numerische Kennwerte herangezogen. Zu Anfang wurde für die Sensitivitätsstudie das komplette Deckwerk gleichförmig mit einem Rauigkeitsbeiwert von 0,01 bzw. 0,02 versehen, was in etwa der Rauigkeit von Klei (SCHÜTTRUMPF et al., 2002) oder einer hydraulisch glatten Böschung aus Asphalt oder Beton (VAN GENT, 1995) entspricht. Auch für Gras kann ein Beiwert von 0,01 angenommen werden (HUGHES, 2007). Räumliche und zeitliche Auflösung wurden jeweils mit 0,1 m und 0,1 s festgelegt. Alle 25 cm werden die ermittelten Strömungswerte ausgegeben.

Als unmittelbare Ausgabegrößen ermittelt das Modell Schichtdicke, Geschwindigkeit und Wasserspiegelauslenkung an jedem gewählten Ausgabepunkt. Durch Multiplikation von Schichtdicke und Geschwindigkeit auf der Krone wird über einen vorgegebenen Zeitraum die Wellenüberlauftrate als arithmetisches Mittel bestimmt, die eine der Belastungsgrößen für Infiltration und Erosion darstellt. Weiterhin wurden als quasistationäre Größen die mittlere Wasserüberdeckung und die mittlere Geschwindigkeit für die Ermittlung von Infiltration und Erosion benötigt. Für hangparalleles Gleiten wurden die Maximalwerte beider Größen berücksichtigt.

Für den Bemessungsansatz der Erosion auf Deichen wurde ein weiterer Parameter vergleichbar mit der mittleren Schichtdicke aus den Zeitreihen ermittelt. Dieser Parameter, bei dem es sich um den Mittelwert der Wasserüberdeckung aller Schichtdicken größer als 1 cm handelt, deckt die kritische Sohlschubspannung ab, die überschritten werden muss, damit Erosion stattfinden kann. Mit dem Grenzwert wird sichergestellt, dass nur Schichtdicken in den Mittelwert einfließen, die tatsächlich Erosion hervorrufen können. Dieser Mittelwert bezieht sich jedoch nicht mehr auf den gesamten Modellierungszeitraum, sondern nur noch auf die zeitlichen Anteile, während denen der Schwellenwert für die erosionswirksame Schichtdicke erreicht oder überschritten wird.

Die Ergebnisse der verschiedenen Bemessungsszenarien lassen erkennen, dass die mittleren Wellenüberlaufraten exponentiell mit der Erhöhung des Ruhewasserspiegels ansteigen (Abb. 55). Sie erreichen ein Maximum von rund 220 l/(s·m) bei dem höchsten der angesetzten Szenarien. Der Vollständigkeit halber sind alle Rauigkeiten angesetzt worden, die in den

Modellierungen zur Abdeckung wirklichkeitsnaher Bandbreiten verwendet werden. Bei dem Schardeich fließen jedoch nur die Rauigkeiten 0,01 und 0,02 für Gras und Asphalt in die geotechnischen Berechnungen ein.

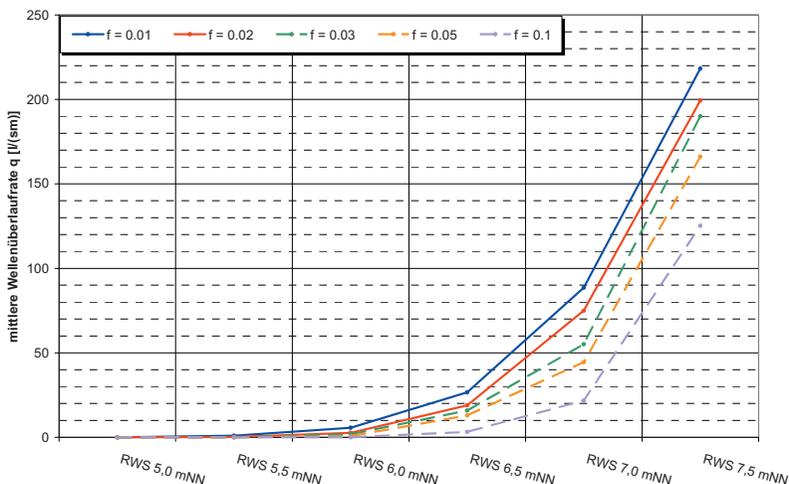


Abb. 55: Mittlere Wellenüberlaufraten für verschiedene Bemessungsszenarien

Mit den hydrodynamischen Eingangsgrößen wurde am Beispiel des hangparallelen Gleitens der Binnenböschung – die Hauptversagensform der Deiche bei der schweren Sturmflut von 1962 – das geotechnische Ausnutzungspotential des Deiches in Abhängigkeit fünf unterschiedlicher Böden gezeigt (RICHWIEN et al., 2010a). Nach dem Bewertungsverfahren von WEISSMANN (2003) sind die Böden Cäciliengroden II und Hohenkirchen sehr gut als Deichbaumaterial geeignet. Wustrow und Elisabethgroden-Deichkilometer 9,0 gut. Wegen seiner Einstufung als leicht plastisch ist der Boden Elisabethgroden-Deichkilometer 3,5 nur bedingt geeignet.

Das Versagen der Binnenböschung wurde über den Ausnutzungsgrad bestimmt, dieser gibt das Verhältnis des Scherwiderstands der Abdeckung zu der einwirkenden Scherbeanspruchung wieder. Scherwiderstand und Scherbeanspruchung sind mit den Teilsicherheitsbeiwerten nach DIN 1054 verringert bzw. beaufschlagt. Im Falle $\alpha < 1,0$ ist die Scherbeanspruchung kleiner als die Scherfestigkeit, es liegen also Belastungsreserven vor. Ist $\alpha > 1,0$, kann die Binnenböschung abrutschen.

Für die untersuchten Böden wurde mit Ausnahme des Elisabethgroden 3,5 der Ausnutzungsgrad auch bei einer mittleren Wellenüberlauftrate von über 200 l/(s·m) bei einem BWSt von NN +7,5 m nicht überschritten (Abb. 56). Der als bedingt geeignet eingestufte Boden Elisabethgroden 3,5 erfüllt bereits bei keinem Wellenüberlauf den Nachweis nicht, obwohl dieser Boden tatsächlich auf einem Deich eingebaut wurde und dieser Deich mit dieser Abdeckung über Jahrzehnte Stand gehalten hat. Daraus kann gefolgert werden, dass mit dem hier verwendeten bodenmechanischen Ansatz Sicherheitsreserven verbunden sind, die eine höhere Belastung erlauben. Für die Bemessung wird der Boden als vernässt angesehen.

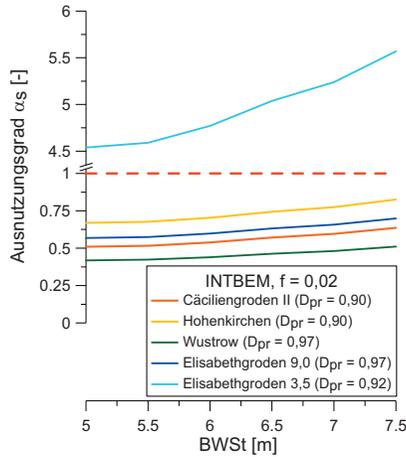


Abb. 56: Ausnutzungsgrad der Sicherheit gegen hangparalleles Gleiten für unterschiedliche Böden und unterschiedliche hydrodynamische Belastungen (RICHWIEN et al., 2010a)

Die Festigkeit der vernässten Abdeckung hängt davon ab, wie viel Wasser der Boden aufnehmen kann, was wiederum durch das Porenvolumen des Bodens bestimmt wird. Je höher der Verdichtungsgrad des Bodens ist, desto höher ist die Festigkeit des Bodens wegen des geringeren Porenvolumens. Bei dem Boden Hohenkirchen würde eine Verringerung der Verdichtungsgrades auf 0,875 dazu führen, dass der Ausnutzungsgrad bei hohen Wellenüberlaufsraten überschritten würde (Abb. 57). Bei einem Verdichtungsgrad von $D_{pr} = 0,85$ kann kein Nachweis auf Sicherheit gegen hangparalleles Gleiten erbracht werden, ohne dass eine Belastung durch Wellenüberlauf besteht.

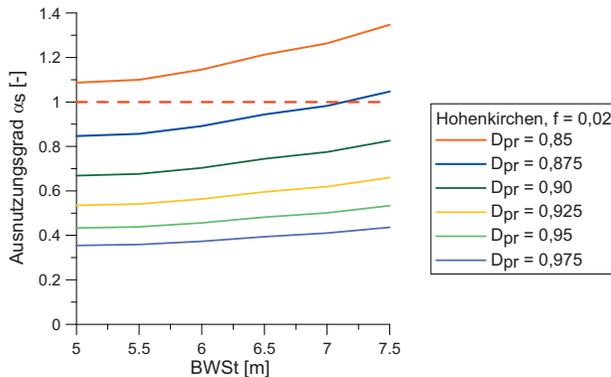


Abb. 57: Einfluss des Verdichtungsgrades auf das hangparallele Gleiten (RICHWIEN et al., 2010a)

Beim derzeitigen Bemessungswasserstand von NN +5,75 m würde ein Wellenüberlauf von etwa 3 l/(s·m) auftreten. Untersuchungen an einem Deich in Delfzijl zeigten, dass die Binnenböschung ohne erkennbare Schäden an Grasnarbe und Kleilage Überlaufsraten von bis zu 50 l/(s·m) überstand (AKKERMANN et al., 2007). Bei gleicher Widerstandsfähigkeit von Grasnarbe und Kleiabdeckung würde der Deich in der Ostermarsch bis zu einem Bemessungswasserstand von NN +6,70 m standsicher sein (Abb. 58).

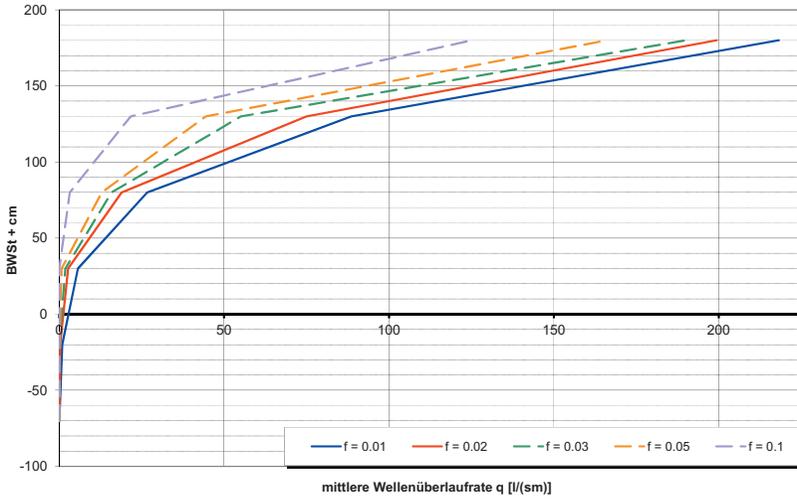


Abb. 58: Effekt steigender Wellenüberlaufraten auf die möglichen Höhen des vom Deich zu kehrenden Bemessungswasserstandes (Beispiel: scharliegender Deich in der Ostermarsch)

5.2 Ästuardeich – Weser

Der Ästuardeich bei Dedesdorf an der Weser (Abb. 59) hat eine für Ästuardeiche typische 1 : 4 Außenböschungsneigung. Die Breite der Krone beträgt 3 m und die Binnenböschung ist 1 : 3 geneigt (Abb. 60). Die Höhe des Deiches beträgt an dieser Stelle NN +7,77 m. Er besteht vollständig aus Klei.

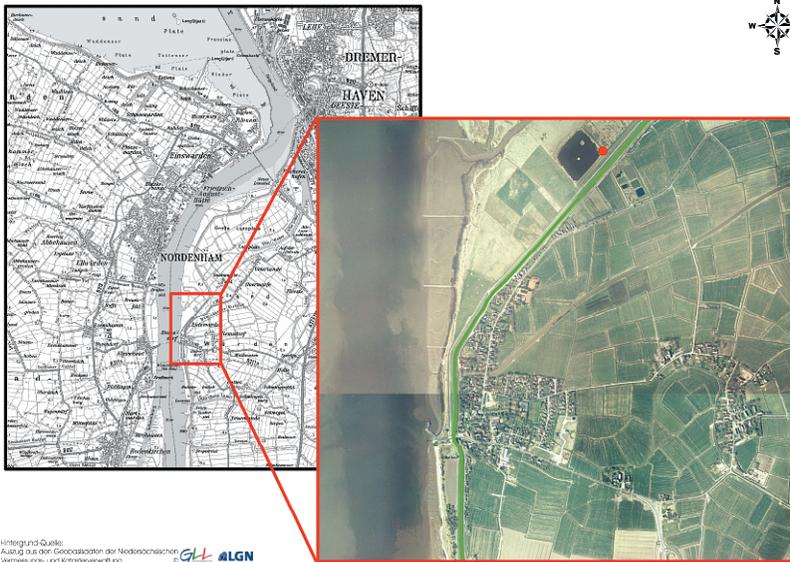


Abb. 59: Lage des repräsentativen Ästuardeichs

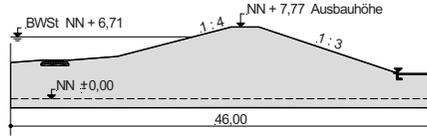


Abb. 60: Querschnitt des Ästuardeichs bei Dedesdorf

Der Seegang am Deichfuß wurde wie im ersten Beispiel mit dem Seegangmodell SWAN für verschiedene Ruhewasserspiegel ermittelt. Das Modell wird im Küstenvorfeld durch ein JONSWAP-Spektrum mit einer signifikanten Wellenhöhe von 10 m und einer Energieperiode von 13,6 s angetrieben. Der Wind wurde gleichförmig mit einer Geschwindigkeit von 30 m/s aus 315° angesetzt. Beginnend bei NN +6,30 m wurde der Wasserstand in 20-cm-Schritten auf NN +7,70 m erhöht. Dadurch steigt die spektrale signifikante Wellenhöhe von 0,71 m auf 0,80 m (Abb. 61). Die Energieperiode bleibt an der betrachteten Stelle gleich (Abb. 62). Der heutige Bemessungswasserstand (BWSt) liegt bei NN +6,71 m (KNAACK und NIEMEYER, 2007).

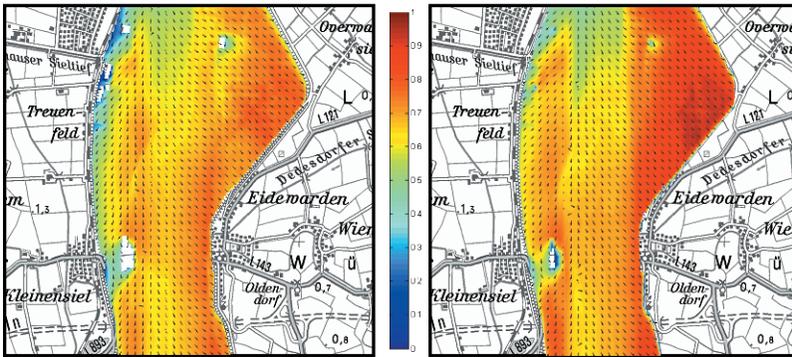


Abb. 61: Spektrale signifikante Wellenhöhen H_{m0} und mittlere Wellenangriffsrichtungen Θ im Modellgebiet (links: RWS = NN +6,30 m, rechts: RWS = NN +7,70 m)

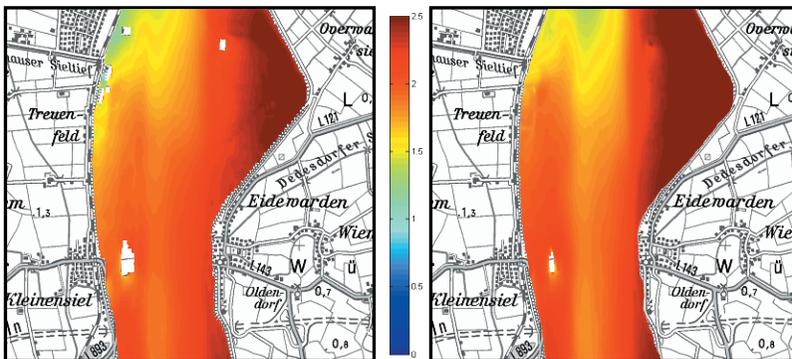


Abb. 62: Energieperioden $T_{m-1,0}$ im Modellgebiet (links: RWS = NN +6,30 m, rechts: RWS = NN +7,70 m)

Das mit SWAN ermittelte eindimensionale Spektrum am Deichfuß wurde an OTT-1D übergeben (Abb. 63). Der Vergleich der Energiedichte der Randszenarien zeigt, dass durch den Anstieg des Wasserstandes deutlich mehr Energie an den Ästuardeich gelangt. Der Unterschied ist zwar nicht so gravierend wie beim scharliegenden Deich, führt aber trotzdem zu einer starken Wellenüberlaufbelastung (Abb. 64).

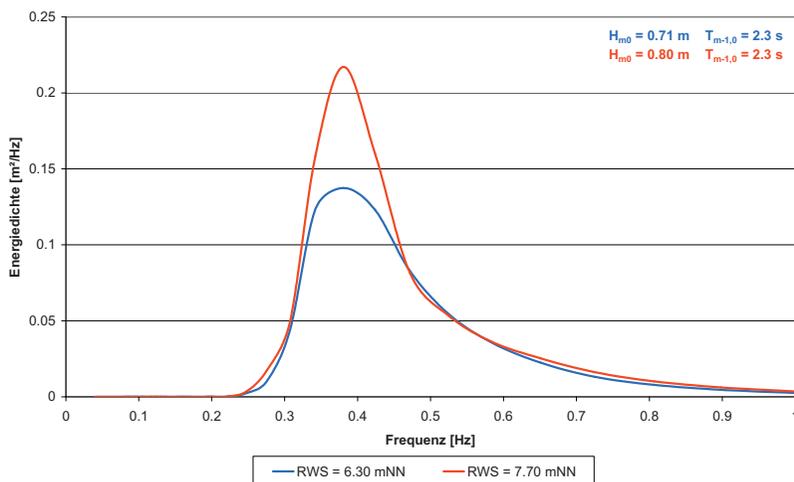


Abb. 63: Energiedichtespektren der Randszenarien am Deichfuß (Ästuardeich)

Für die Sensitivitätsstudie wurden auf dem gesamten Deichkörper verschiedene Rauigkeitsbeiwerte von hydraulisch glatt ($f = 0,01$) bis hydraulisch rau ($f = 0,1$) angesetzt. Dabei kann der Beiwert 0,01 für die Rauigkeit von Gras angenommen werden (HUGHES, 2007). Die Rauigkeit von Beton liegt zwischen 0,01 und 0,02 (HUGHES, 2007; SCHULZ, 1992). Der Wert 0,1 entspricht in etwa einer Bruchsteinaufschüttung (CORNETT und MANSARD, 1994). Betonplatten, Pflastersteine u. ä. werden exemplarisch durch die Rauigkeitsbeiwerte 0,03 und 0,05 abgedeckt. Die räumliche und zeitliche Auflösung wurde im Modell zu 0,1 m bzw. 0,1 s festgelegt. Die Strömungsgrößen wurden im Bereich der Krone alle 50 bis 75 cm ausgegeben; auf den Böschungen alle 100 cm. Die Ausgabegrößen wurden analog zum scharliegenden Deich bestimmt und den Projektpartnern für die Ermittlung der Belastbarkeit zur Verfügung gestellt.

Bei einem Ruhewasserspiegel (RWS) von NN +6,30 m–NN +6,70 m finden keine Wellenüberlaufereignisse statt. Erst ab NN +6,90 m kann bei einer glatten Oberflächenbeschaffenheit (z.B. Gras) das Wasser über die Krone gelangen (Abb. 64). Auch beim Bemessungswasserstand findet damit kein Wellenüberlauf statt. Ursache dafür ist, dass die Deichhöhe an der betrachteten Stelle 12 cm über der Sollhöhe liegt. Im Vergleich zum scharliegenden Deich (Abb. 58) fließt hier bei dem höchsten RWS-Szenario weniger Wasser über die Krone, auch wenn die Krone lediglich 7 cm über dem Wasserspiegel liegt. Hier erzeugt zwar fast jede Welle ein Überlaufereignis, jedoch sind die Wellenhöhen und -perioden wesentlich geringer und damit auch das überlaufende Wasservolumen. Setzt man eine Widerstandsfähigkeit gegen Wellenüberlauf der Grasnarbe ($f = 0,01$) von beispielsweise 10 oder 50 l/(s·m) voraus, könnte der Deich einen Anstieg des Bemessungswasserstands von 60 bis 80 cm schadensfrei überstehen.

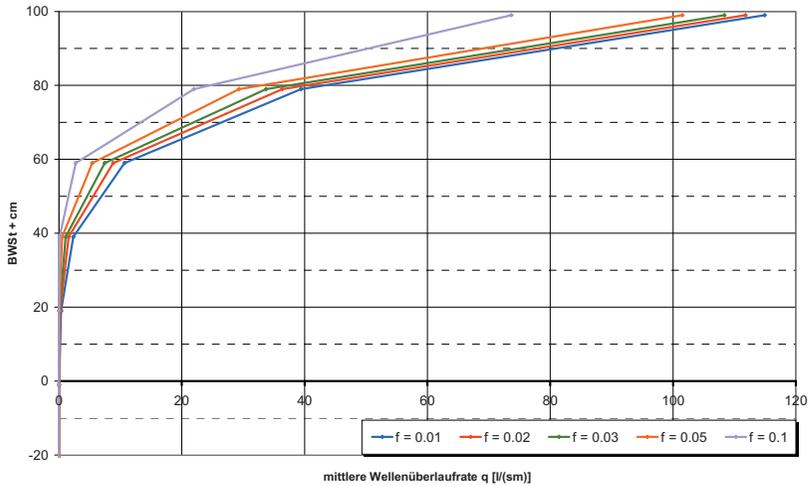


Abb. 64: Effekt steigender Wellenüberlaufraten auf die möglichen Höhen des vom Deich zu kehrenden Bemessungswasserstandes (Beispiel: Ästuardeich bei Dedesdorf)

5.3 Vorlanddeich – Wurster Küste

Das dritte Beispiel behandelt einen Vorlanddeich mit der Höhe NN +8,77 m bei Cappel-Neufeld an der Wurster Küste (Abb. 65). Die Außenböschungsneigung beträgt 1: 6, die Krone ist mit 1,19 m nicht halb so breit wie die Krone der bisherigen Beispiele, und die Binnenböschung ist 1: 3 geneigt (Abb. 66).



Abb. 65: Lage des repräsentativen Vorlanddeichs

Unterhalb einer Höhe von NN +3,30 m beginnt das mehr als 70 m breite Vorland. Der Deich besteht aus einem undrainierten Sandkern mit einer Kleiabdeckung. Am Deichfuß befindet sich ein Kleikeil.

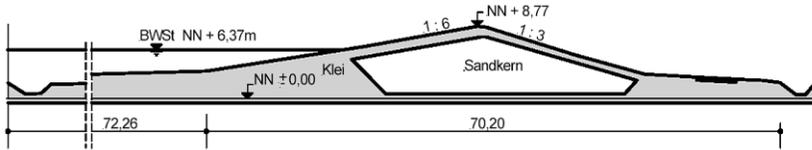


Abb. 66: Querschnitt des Vorlanddeichs an der Wurster Küste

Zur Ermittlung der hydrodynamischen Belastung des Bauwerks wurden mit Hilfe des mathematischen Seegangmodells SWAN die Randbedingungen für OTT-1D berechnet. Die Modellierung erfolgte abgestuft: Im Küstenvorfeld wurde ein großräumiges Modell eingesetzt, das die Steuerung des kleinräumigen, hoch aufgelösten Lokalmodells im Deichvorfeld übernimmt. Mit diesen verbundenen Modellen wurde der Seegang für verschiedene Szenarien beginnend bei NN +6,25 m bis NN +8,25 m in Schritten von 25 cm berechnet. Im Küstenvorfeld wurde das Modell durch ein JONSWAP-Spektrum mit einer Wellenhöhe von 10 m und einer Energieperiode von 13,6 s angetrieben. Der Wind wurde gleichförmig mit einer Geschwindigkeit von 30 m/s aus 315° angesetzt. Die Erhöhung des Wasserstands um 2 m hat einen Anstieg der spektralen signifikanten Wellenhöhe von 79 cm am betrachteten Deichabschnitt zur Folge (Abb. 67); die Energieperiode wächst um 1,5 s (Abb. 68). Bei diesen Wasserständen ist das Vorland überflutet. Daher kann der Seegang mit SWAN bis kurz vor dem Bauwerksfuß bestimmt werden. Wirkungen des Vorlands auf den Seegang wurden durch das Seegangmodell berücksichtigt und fließen mittelbar in die Modellierung mit OTT-1D ein.

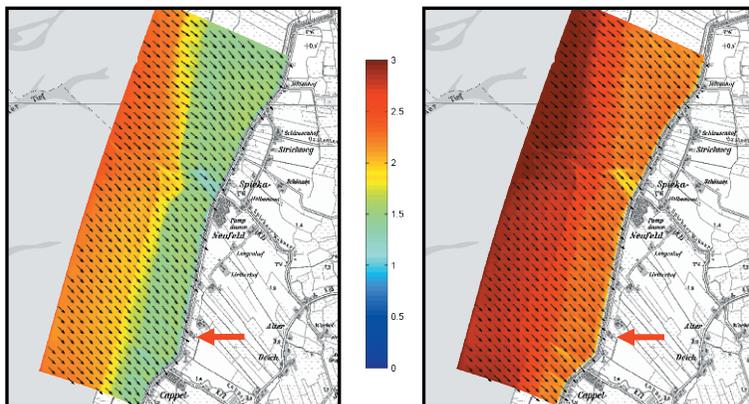


Abb. 67: Spektrale signifikante Wellenhöhen H_{m0} und mittlere Wellenangriffsrichtungen Θ im Modellgebiet vor dem Deich
(links: RWS = NN +6,25 m, rechts: RWS = NN +8,25 m)

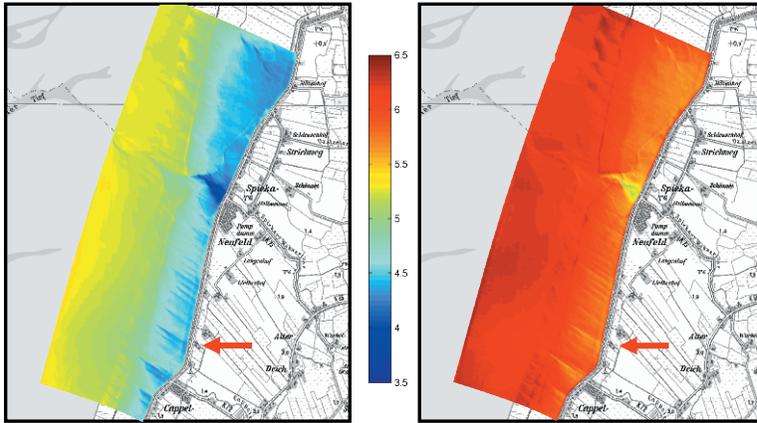


Abb. 68: Energieperioden $T_{m-1,0}$ im Modellgebiet vor dem Deich
(links: RWS = NN +6,25 m, rechts: RWS = NN +8,25 m)

Ähnlich wie beim scharliegenden Deich ist hier ein deutlicher Zuwachs der Energiedichte zwischen den Randszenarien zu verzeichnen (Abb. 69). Im niedrigen Frequenzbereich bildet sich ein relatives zweites Maximum aus.

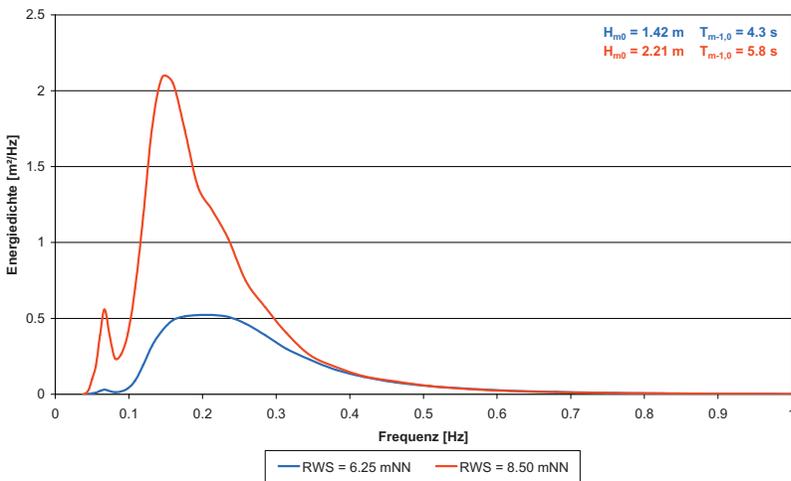


Abb. 69: Energiedichtespektren der Randszenarien am Deichfuß (Vorlanddeich)

Die Rauigkeit des Bauwerkes wurde analog zum Ästuardeich von hydraulisch glatt ($f = 0,01$ – Gras) bis hydraulisch rau ($f = 0,1$ – Bruchstein) gleichförmig über den Querschnitt angesetzt. Die räumliche und zeitliche Auflösung wurde im Modell zu 0,1 m bzw. 0,1 s festgelegt. Die Strömungsgrößen wurden alle 100 cm ausgegeben. Auf der Deichkrone wurden Anfang, Mitte und Ende berücksichtigt. Die Ausgabegrößen wurden analog den beiden vorherigen Beispielen bestimmt.

Die Wellenüberlaufmengen liegen wie auch die Wellenhöhe und Wellenperiode in einer ähnlichen Größenordnung wie beim scharliegenden Deich. Beim Bemessungswasserstand von NN +6,60 m (KRAATZ et al., 2009) setzt langsam der Wellenüberlauf ein, der sich bei einem Ruhewasserspiegel (RWS) von NN +8,00 m in Abhängigkeit von der Rauigkeit auf über 200 l/(s·m) steigert (Abb. 70). Setzt man eine Widerstandsfähigkeit gegen Wellenüberlauf der Grasnarbe ($f = 0,01$) bei einem Wellenüberlauf von beispielsweise 10 oder 50 l/(s·m) voraus, wäre der Deich auch bei einem Anstieg des Bemessungswasserstands von etwa 30 bis 80 cm funktionstüchtig.

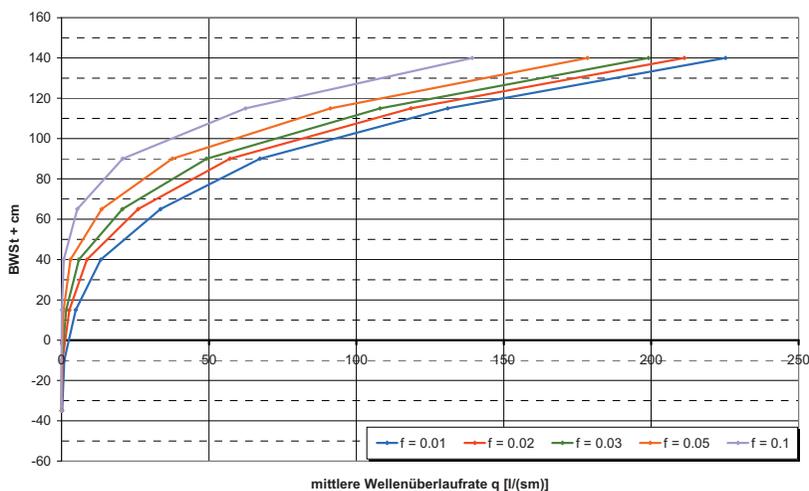


Abb. 70: Effekt steigender Wellenüberlauf rates auf die möglichen Höhen des vom Deich zu kehrenden Bemessungswasserstands (Beispiel: Vorlanddeich bei Cappel-Neufeld)

5.4 Zusammenfassende Bewertung des Konzepts

Die Parameterstudie an den drei untersuchten Deichquerschnitten zeigt, dass durch eine detaillierte Berechnung der hydrodynamischen Belastung in Kopplung mit einer Ermittlung der bodenmechanischen Eigenschaften Belastungsreserven eines Deiches quantifizierbar sind und so bei einem möglicherweise beschleunigten Meeresspiegelanstieg und anderen zu höheren Belastungen führenden Klimaänderungsfolgen (NIEMEYER, 2004, 2005, 2010; KAISER et al., 2011; NIEMEYER et al., 2011b, 2011c) Reserven zur Verfügung stehen (NIEMEYER et al., 2008, 2009, 2011a). Dies gilt grundsätzlich für alle Deiche.

Mit dem bewährten vollspektralen Seegangmodell SWAN der 3. Generation (RIS et al., 1995; HOLTHUISEN et al., 1998; BOOIJ et al., 1999), das weltweit mittlerweile an vielen Küsten angewandt wird, wird der Seegang vor den Bauwerken bestimmt und anschließend als Ausgangsgröße in das mathematische Modell OTT-1D (DODD et al., 1998) übergeben. Die allgemeine Anwendbarkeit und Naturähnlichkeit des Modells OTT-1D in seiner in diesem Forschungsvorhaben modifizierten Form (BERKENBRINK et al., 2011) ist auf Grundlage umfangreicher Datensätze aus hydraulischen Modellversuchen in Wellenkanälen auch für geometrisch stark gegliederte Querschnitte nachgewiesen worden. Es berechnet die Geschwindigkeiten

und Schichtdicken in Abhängigkeit von Geometrie und Rauigkeit auf dem gesamten Deichkörper zuverlässig, woraus weitere Belastungsgrößen wie Wellenüberlauf in gleicher Qualität abgeleitet werden können. Die weitergehende Nutzung dieses Konzepts wird durch die geplante gleichartige Verifikation und Modifikation des Modells OTT-2D möglich werden, da damit auch schräger Wellenangriff einbezogen werden kann.

Bei hinreichender Kenntnis über die bodenmechanischen Kennwerte der Deichabdeckung und des Deichkerns sowie über die Qualität des Bewuchses auf den Böschungen kann mit Hilfe der entwickelten bodenmechanischen Ansätze (RICHWIEN et al., 2010a) eine detaillierte gekoppelte Bemessung vorgenommen werden. Die Beispiele der Parameterstudie zeigen, dass erhebliche Belastungsreserven in Deichen mit geeigneten, gut verdichteten Böden stecken können. Untersuchungen an Deichen in der Natur mit einem Wellenüberlaufsimulator bestätigen die Ergebnisse grundsätzlich (AKKERMANN et al., 2007; VAN DER MEER et al., 2009).

An dem hier untersuchten scharliegenden Deich mit einer entsprechend belastbaren Abdeckung erlaubt bereits eine zulässige Wellenüberlauftrate von 10 l/(s·m) das Zulassen eines um 40 bis 50 cm höheren Bemessungswasserstands ohne bauliche Veränderungen. Bei einer zulässigen Wellenüberlauftrate von 20 l/(s·m) sind es bereits 60 bis 80 cm. Bei dem hier untersuchten Ästuardeich beträgt die Belastungsreserve bei Zulassen derselben Überlauf-toleranz sogar 60 cm für 10 l/(s·m) und 65 cm für 20 l/(s·m). Der untersuchte Vorlanddeich zeigt Reserven von 30 bis 40 cm für 10 l/(s·m) bzw. 45 bis 55 cm für 20 l/(s·m), ohne dass die Binnenböschung durch die Wellenüberlaufbelastung abgleiten würde. Damit werden Größenordnungen abgedeckt, die dem oberen Bereich der Szenarien des Weltklimarates (IPCC, 2007) entsprechen und teilweise sogar darüber liegen.

Die Ergebnisse des Forschungsvorhabens können somit eine Perspektive für die Zukunft mit erheblichem Potenzial bieten, insbesondere im Hinblick auf eine strategische Reserve im Insel- und Küstenschutz bei einem beschleunigten Meeresspiegelanstieg und weitergehenden Klimaänderungsfolgen. Derzeit fehlt aber noch eine hinreichende Absicherung, um die aktuelle Bemessungspraxis entsprechend zu ändern. Vor einer Umsetzung der neu gewonnenen grundsätzlichen Erkenntnisse in die Bemessungspraxis des Insel- und Küstenschutzes bedarf es weitergehender praxisorientierter Untersuchungen zur sicheren Klassifikation des Abdeckbodens Klei bei Gewinnung, Einbau und im bestehenden Bauwerk. Erst wenn eine Methodik entwickelt ist, mit der bei wirtschaftlich vertretbarem Probenentnahme- und Analyseaufwand eine hinreichend sichere Berücksichtigung der Kleiqualität bei der Bemessung möglich wird, kann über eine Einführung entschieden werden.

Weiterhin stellt sich die Frage bei Zulassen größerer Überlauf-toleranzen, ob und wenn inwieweit damit Beeinträchtigungen oder gar Schädigungen im geschützten Bereich zu erwarten sind. Die Verträglichkeit des zu schützenden Bereichs gegenüber größeren Überlauf-mengen ist dabei stets im Einzelfall zu prüfen. Bei potentiellen Schäden ist es angemessen, sie den beim Neubau erreichbaren Einsparungen gegenüberzustellen.

6. Zusammenfassung und Ausblick

Die hydrodynamischen Belastungen von Deichen und zusammengesetzten Deckwerken wurden im Forschungsvorhaben INTBEM mit dem mathematischen Modell OTT-1D berechnet und die Ergebnisse in Vergleich zu gängigen empirischen Bemessungsansätzen gesetzt. Vorab wurden zur Verifizierung der Naturähnlichkeit des Modells Validierungen mittlerer Wellenüberlauftraten, mittlerer Wasserüberdeckungen und mittlerer Geschwindig-

keiten (BERKENBRINK et al., 2010) mit Daten hydraulischer Modellversuche im Großen Wellenkanal vorgenommen, die im Rahmen des KFKI-Forschungsvorhabens „Belastung der Binnenböschung von Seedeichen durch Wellenüberlauf“ an einer ebenen Böschungsgeometrie ausgeführt worden waren. Es zeigte sich, dass die Ergebnisse des mathematischen Modells im Vergleich zu denen empirischer Berechnungsansätze weit weniger streuen und deutlich kleinere mittlere Fehler aufweisen. Es trat zwar – überwiegend in Folge numerischer Dämpfung – zuerst eine systematische Unterschätzung auf, die aber – wie bei Anwendung mathematischer Modellierungen üblich – über entsprechende einheitliche Kalibrierung kompensiert werden kann.

Für die Anwendung auf Fälle der Praxis mussten Erweiterungen im Quellcode vorgenommen werden. Sowohl die Anzahl der Datenpunkte der zeitlichen Auflösung als auch die der Rechenknoten zur räumlichen Auflösung und die der Ausgabepunkte wurden erhöht. Darüber hinaus war es erforderlich, dass Modell so umzugestalten, dass die Binnenböschung keine vergleichbar hohe dauernde Wasserüberdeckung erfährt wie die Außenböschung. Erst damit können die Strömungen auf der Binnenböschung modelliert und ihre Größenordnung bestimmt werden. Wesentlich war es zudem, abschnittsweise unterschiedliche Rauigkeiten für den Deichkörper berücksichtigen zu können.

Aus einer Sensitivitätsanalyse für den Einfluss numerischer Größen wurden Empfehlungen für die zeitliche und räumliche Diskretisierung abgeleitet und in Bezug zur erforderlichen Rechenzeit gesetzt. Da das Modell auf den Flachwassergleichungen beruht, hängt die Ergebnisqualität entscheidend von der Wellensteilheit ab. Bei steilen Wellen geht in der numerischen Lösung virtuell Energie verloren, die sich als numerische Dämpfung niederschlägt. Dies wurde durch eine statistische Anpassung kompensiert.

Die allgemeine Gültigkeit des Modells wurde durch den Vergleich der mittleren Wellenüberlauftrate mit zahlreichen hydraulischen Wellenkanaldaten auch von geometrisch stark gegliederten Querschnitten nachgewiesen. Weiterhin wurden die Ergebnisse mit Ergebnissen anderer derzeit verwendeter Rechenmethoden verglichen.

Die Ergebnisse der Untersuchungen zu den bodenmechanischen Prozessen bei Wellenschlag und Wellenüberlauf und die für die Erfassung dieser Beanspruchungen entwickelten Bemessungsansätze sind in dem Abschlussbericht des Teilvorhabens INTBEM A (RICHWIEN et al., 2010a) und in dem entsprechenden Beitrag in diesem Heft (RICHWIEN et al., 2010b) dargestellt.

Drei gemeinsam mit INTBEM A bearbeitete Bemessungsbeispiele verdeutlichen die praktische Zusammenführung der Ergebnisse der beiden Teilvorhaben und zeigen zugleich auf, welche Reserven die drei untersuchten Deiche in Bezug auf stark erhöhte Bemessungswasserstände haben. Am Beispiel eines existierenden Deiches in der Ostermarsch bei Norden wurde mit dem vollspektralen Seegangmodell SWAN der 3. Generation (RIS et al., 1995; HOLTHUISEN et al., 1998; BOOIJ et al., 1999) der Seegang für unterschiedliche Wasserstände beginnend mit NN +5,0 m bis NN +7,5 m berechnet. Das Modell lieferte die Eingangsgrößen für die Berechnung der hydrodynamischen Belastungen des Deiches mit OTT-1D. Durch den Anstieg des Wasserstandes und der damit einhergehenden höheren Seegangbelastung wurden mittlere Wellenüberlauftraten von mehr als 200 l/(s·m) erreicht. Diese Größe fließt in die Berechnung der Sicherheit gegen hangparalleles Gleiten ein – die Hauptversagensform der Deiche bei der schweren Sturmflut von 1962 –, die in Abhängigkeit unterschiedlicher Böden für den Ostermarscher Deich ermittelt wurde. Nach dem Bewertungsverfahren nach WEISSMANN (2003) sind bis auf den Boden Elisabethgroden 3,5 alle Böden als Deichbaumaterial gut bis sehr gut geeignet. Das Versagen der Binnenböschung wurde über den Ausnutzungsgrad bestimmt, dieser gibt das Verhältnis des Scherwiderstands der Abdeckung zu der

einwirkenden Scherbeanspruchung wieder. Alle betrachteten Böden bis auf den Elisabethgroden 3,5 können mittleren Wellenüberlaufniveaus von mehr als 200 l/(s·m) bei hohem Verdichtungsgrad standhalten.

In Übereinstimmung mit Untersuchungen an realen Deichabschnitten unter Einsatz eines Wellenüberlaufsimulators (AKKERMANN et al., 2007; VAN DER MEER et al., 2009) konnte nachgewiesen werden, dass – bei entsprechender Kleiqualität – erheblich höhere Überlaufmengen als in der bisher geübten Bemessungspraxis – und auch als in den genannten Naturexperimenten technisch realisierbar – zugelassen werden können. Hieran wird das Potenzial einer gekoppelten hydrodynamisch-bodenmechanischen Bemessung für Sicherheit und Wirtschaftlichkeit im Insel- und Küstenschutz besonders deutlich. Allein bei zulässigen Überlaufmengen von 10 bis 20 l/(s·m) sind Kompensationen des Meeresspiegelanstiegs möglich, die im oberen Bereich oder sogar oberhalb der Szenarien für den globalen Meeresspiegelanstieg des Weltklimarats liegen.

7. D a n k s a g u n g

Die Autoren danken dem Bundesministerium für Bildung und Forschung (BMBF) und dem Kuratorium für Forschung im Küsteningenieurwesen (KFKI) für die Finanzierung des Forschungsvorhabens „Integrierte Bemessung von See- und Ästuardeichen“ mit den Förderkennzeichen 03KIS061 und 03KIS062. Außerdem bedanken wir uns bei unseren Kollegen der Universität Duisburg-Essen vom Institut für Grundbau und Bodenmechanik für die gute Zusammenarbeit. Weiterhin danken wir dem Leichtweiß-Institut der TU Braunschweig – insbesondere Dr.-Ing. Andreas Kortenhaus – für die Bereitstellung der Versuchsdaten aus der versuchstechnischen Bearbeitung der Belastungssituation der Deckwerke von Norderney und Baltrum. Wir danken außerdem Dr.-Ing. Karl-Friedrich Daemrich für die Versuchsdaten zur Ermittlung der Streuung mittlerer Wellenüberlaufniveaus in hydraulischen Modelluntersuchungen von Seedeichen sowie André Jansen und Bart Spelt von Rijkswaterstaat und Ester Groenendaal von Deltares für die Bereitstellung der Versuchsdaten aus den Naturversuchen in Petten. Besonderer Dank gilt HR Wallingford und Nick Dodd für die Entwicklung des mathematischen Modells OTT-1D.

8. S c h r i f t e n v e r z e i c h n i s

- AKKERMANN, G. J.; VAN GERVEN, K. A. J.; SCHAAP, H. A. and VAN DER MEER, J. W.: ComCoast – Workpackage 3: Development of Alternative Overtopping-Resistant Sea Defends, Rijkswaterstaat, Delft, 2007.
- BERKENBRINK, C.; KAISER, R. and NIEMEYER, H. D.: Prototype Overtopping Measurements and Model Verification. In: Proc. 31st Int. Conf. o. Coast. Eng. J. Mc Kee Smith (ed.). Bd. 4. Hamburg, 3009–3019, 2009.
- BERKENBRINK, C.; KAISER, R. and NIEMEYER, H. D.: Mathematical Modelling of Wave Overtopping at Complex Structures: Validation and Comparison. In: Proc. 32nd Int. Conf. o. Coast. Eng. J. Mc Kee Smith (ed.). Shanghai/China. Wiley, New Jersey/Singapore, 2011.
- BERKENBRINK, C.; KAISER, R.; WITTING, M. und NIEMEYER, H. D.: Abschlussbericht INTBEM B – Mathematische Modellierung der hydrodynamischen Belastungen von Deichen. Norderney, 2010.
- BOOIJ, N.; RIS, R. C. and HOLTHUIJSEN, L. H.: A Third-Generation Wave Model for Coastal Regions – Part I: Model Description and Validation – J. Geophys. Research, 104, C4, 1999.

- CORNETT, A. M. and MANSARD, E.: Wave Stresses on Rubble Mound Armour. In: Proc. 24th Int. Conf. o. Coast. Eng., Vol. 4, 986–1000, 1994.
- DODD, N.: Numerical model of wave run-up, overtopping and generation. ASCE (ed.), J. Water-Ways, Port, Coastal and Ocean Eng. Div., Vol. 124, Ww2, 1998.
- DODD, N., GIARRUSSO, C. C. and NAKAMURA, S.: ANEMONE: OTT-1D – A User Manual. Report TR 50 – HR Wallingford, 1998.
- EAK: Empfehlungen für Küstenschutzwerke, Fachausschuss für Küstenschutzwerke der DGGT und der HTG. Die Küste, 65, 2002.
- EUROTOP-MANUAL: Wave Overtopping of Sea Defences and Related Structures: Assessment Manual. Die Küste, 73, 2007.
- HIBBERD, S. and PEREGRINE, D. H.: Surf and Run-Up on a beach: a uniform bore. Journal of Fluid Mechanics 95, Part 2, 323–345, 1979.
- HOLTHUIJSEN, L. H.; RIS, R. C. and BOOIJ, N.: A Verification of the Third-generation Model “SWAN”. 5th Intern. Workshop Wave Hindcast and Forecast, Melbourne/Fl. USA, 1998.
- HUGHES, S. A.: Estimation of Overtopping Flow Velocities on Earthen Levees due to Irregular Waves. US Army Corps of Engineers, Second Draft, 2007.
- HUNDT, C.: Maßgebende Sturmfluthöhen für das Deichbestick an der schleswig-holsteinischen Nordseeküste. Die Küste, 3, 1954.
- HUNT, A.: Design of Seawalls and Breakwaters. Journal of the Waterways and Harbours Division. 123–152, 1959.
- IPCC (Intergovernmental Panel on Climate Change) SOLOMON, S. et. al.: Summary for Policy-makers. Climate Change 2007: The Physical Science Basis. Contribution of Working Group I to the Fourth Assessment Report of the IPCC. Cambridge University Press, United Kingdom and New York, NY, USA, 2007.
- KAISER, R. und NIEMEYER, H. D.: Bemessungsseegang für die Deckwerke am Weststrand von Baltrum. Gutachten NLWKN, Forschungsstelle Küste 03/06, Norderney, 2006.
- KAISER, R. und NIEMEYER, H. D.: Bemessungsseegang für die Deckwerke am Weststrand von Baltrum. Kurzgutachten NLWKN, Forschungsstelle Küste, Norderney, 2008.
- KAISER, R.; KNAACK, H.; MIANI, M. and NIEMEYER, H. D.: Examination of Climate Change Adaptation Strategies for Coastal Protection. In: Proc. 32nd Int. Conf. o. Coast. Eng. J. Mc Kee Smith (ed.). Shanghai/China. Wiley, New Jersey/Singapore, 2011.
- KAISER, R.; WEILER, B. and NIEMEYER, H. D.: Evaluation of Coastal Design Waves for Coastal Protection Structures in the Wadden Sea. Proc. 27th Int. Conf. Coast. Eng., Sydney/Australia; ASCE (ed.), New York, 2001.
- KNAACK, H.; KAISER, R.; HARTSUIKER, G.; MAYERLE, R. und NIEMEYER, H. D.: Ermittlung der Bemessungswasserstände für die Unterweser mit mathematischen Modellen. Forschungsber. NLWKN, Forschungsstelle Küste 01/06, Norderney, 2006.
- KNAACK, H. und NIEMEYER, H. D.: Ermittlung des rechnerischen Besticks an der Unterweser bei Berücksichtigung des neu festgesetzten Vorsorgemaßes für säkularen Anstieg und Klimaänderungen, Kurzgutachten NLWKN, Forschungsstelle Küste (unveröffentlicht), 2007.
- KORTENHAUS, A.; BRÜHL, M. und BRINKMANN, F.: Theoretische und versuchstechnische Bearbeitung der Wellenüberlauf- und Belastungssituation der Strandmauer am Weststrand von Norderney. NORWEST – Modellversuche für den Ist-Zustand. 2. Zwischenbericht, Leichtweiß-Institut für Wasserbau, Braunschweig, 2004.
- KRAATZ, S.; KAISER, R.; KNAACK, H. u. NIEMEYER, H. D.: Überprüfung der Sturmflutsicherheit im Deichverband Land Wursten. Gutachten 02/09, NLWKN-Forschungsstelle Küste (unveröffentlicht), 2009.
- LAG (Länderarbeitsgruppe): Bemessungswasserstände entlang der Elbe. Die Küste, 47, 1988.
- LÜDERS, K.: Bericht der Arbeitsgruppe Küstenschutzwerke im Küstenausschuss Nord- und Ostsee. Die Küste, 12, 1964.
- LÜDERS, K. und LEIS, G.: Niedersächsisches Deichgesetz – Kommentar. Wasser und Boden, Hamburg, 1964.
- ML (Ministerium für Ernährung, Landwirtschaft und Forsten): Generalplan Küstenschutz Niedersachsen. Referatsgr. Wasserwirtschaft, Hannover, 1973.
- NIEMEYER, H. D.: Zur Abschätzung des maximalen Wellenaufbaus an Seedeichen aus der Einmessung von Teekgrenzen. Die Küste, 29, 1976.
- NIEMEYER, H. D.: Seegangsmessungen auf Deichvorländern. Forschungsstelle für Insel- und Küstenschutz, Bd. 28, Norderney, 1976.

- NIEMEYER, H. D.: Über den Seegang an einer inselgeschützten Wattküste. BMFT-Forschungsbericht MF 0203, Norderney, 1983.
- NIEMEYER, H. D.: Überprüfung der Bestickhöhen von Deichstrecken an der Unterems. Dienstber. Forschungsstelle Küste, 05/97. In: NIEMEYER, H. D. u. KAISER, R., 1999: Untersuchungen zur Deichsicherheit an der Unterems. Arb. Forschungsstelle Küste, Norderney, 1997.
- NIEMEYER, H. D.: Bemessung von See- und Ästuardeichen in Niedersachsen. Die Küste, 64, 2001.
- NIEMEYER, H. D.: Sturmflutschutz an Niederrückküsten – Sind alternative Strategien sinnvoll? In: Kulturlandschaft Marsch, Natur – Geschichte – Gegenwart, Schriftenr. Landesmuseum Natur und Mensch, M. Fansa (ed.), Oldenburg, 2005a.
- NIEMEYER, H. D.: Coastal Protection of Lowlands: Are Alternative Strategies Purposeful for Changing Climate? In: Proc. 14th Biennial Coastal Zone Conference, New Orleans/La., July 17–21, 2005b.
- NIEMEYER, H. D.: Protection of Coastal Lowlands: Are Alternative Strategies a Match to Effects of Climate Change? In: Proc. 17th IAHR-APD Conference Auckland/Neuseeland, 2010.
- NIEMEYER, H. D.; BERKENBRINK, C.; MIANI, M.; RITZMANN, A.; DISSANAYAKE, P.; KNAACK, H.; WURPTS, A. and KAISER, R.: Coastal Protection of Lowlands: Are Alternative Strategies a Match to Effects of Climate Change? Proc. 5th Short Conf. Appl. Coast. Res., Aachen, 2011c.
- NIEMEYER, H. D.; BRANDT, G.; GÄRTNER, J.; GLASER, D.; GRÜNE, J.; JENSEN, J. und KAISER, R.: Naturuntersuchungen von Wattseegang an der deutschen Nordseeküste. Berichte der Forschungsstelle Küste, Bd. 40, Norderney, 1995.
- NIEMEYER, H. D. und KAISER, R.: Ermittlung der Bestickhöhen für die Verstärkung des Südstrandpolderdeiches auf Norderney. Dienstber. NLÖ – Forschungsstelle Küste 01/1999, Norderney, 1999.
- NIEMEYER, H. D.; KAISER, R. and BERKENBRINK, C.: Increasing Dyke Overtopping Security as a Countermeasure to Accelerating Sea-level Rise, Chinese-German Joint Symposium on Hydraulic and Ocean Engineering, 2008.
- NIEMEYER, H. D.; KAISER, R. and BERKENBRINK, C.: Increasing Dyke Overtopping Security as a Countermeasure to Accelerating Sea-level Rise. Proc. 33rd IAHR-Congress Vancouver/Canada, 2009.
- NIEMEYER, H. D.; KAISER, R. and BERKENBRINK, C.: Increased Overtopping Security of Dykes: A Potential for Compensating Future Impacts of Climate Change. In: Proc. 32nd Int. Conf. o. Coast. Eng. J. Mc Kee Smith (ed.). Shanghai/China. Wiley, New Jersey/Singapore, 2011a.
- NIEMEYER, H. D.; KAISER, R.; KNAACK, H.; DISSANAYAKE, D.; MIANI, M.; ELSEBACH, J.; BERKENBRINK, C.; HERRLING, G. and RITZMANN, A.: Evaluation of Coastal Protection Strategies for Lowlands in Respect of Climate Change. In: Proc. 34th IAHR-Congress, Brisbane/Australien, 2011b.
- NIEMEYER, H. D.; KAISER, R.; KNAACK, H. und WITTING, M.: Ergebnisse der Untersuchungen zur Sturmflutsicherheit an der Unterweser (Bremerhaven und Bremen). Dienstber. NLÖ – Forschungsstelle Küste 09a/2003, Norderney, 2003a.
- NIEMEYER, H. D.; KAISER, R.; KNAACK, H. und WITTING, M.: Ergebnisse der Untersuchungen zur Sturmflutsicherheit an der Unterweser (Niedersächsischer Teil). Dienstber. NLÖ – Forschungsstelle Küste 09b/2003, Norderney, 2003b.
- NIEMEYER, H. D.; KAISER, R. und WEILER, B.: Bemessungsseegang für die Deckwerke am Nordweststrand von Norderney. Dienstber. NLÖ – Forschungsstelle Küste 06/2000, Norderney, 2000.
- NIEMEYER, H. D.; SCHULZ, D.; KAISER, R.; MÖLLER, J.; SCHÜTTRUMPF, H.; PULLEN, T. and VAN GENT, M.: Validation of Mathematical Modelling of Wave Overtopping on Dykes. Proc. ICCE 2002, Cardiff, 2003c.
- OUMERACI, H. und KORTENHAUS, A.: Theoretische und versuchstechnische Bearbeitung des Wellenüberlaufs und der Wellenbelastung des Deckwerks auf Baltrum – Abschlussbericht – (Vorentwurf). LWI Bericht Nr. 953, Braunschweig, 2007.

- OUMERACI, H.; SCHÜTTRUMPF, H.; MÖLLER, J. and KUDELLA, M.: Loading of the Inner Slope of Seadikes by Wave Overtopping – Results from Large Scale Model Tests. LWI Bericht Nr. 858, Braunschweig, 2001.
- OUMERACI, H.; SCHÜTTRUMPF, H.; KORTENHAUS, A.; KUDELLA, M.; MÖLLER, J. und MUTTRAY, M.: Untersuchungen zur Erweiterung bzw. zum Umbau des Deckwerks am Nordstrand von Norderney (Abschlussbericht). LWI Bericht Nr. 853, Braunschweig, 2000.
- OUMERACI, H.; SCHÜTTRUMPF, H.; KORTENHAUS, A.; KUDELLA, M.; MÖLLER, J. und MUTTRAY, M.: Untersuchungen zur Erweiterung bzw. zum Umbau des Deckwerks am Nordstrand von Norderney (Abschlussbericht) – Anlagenband (Entwurf). LWI Bericht Nr. 853, Braunschweig, 2000.
- OUMERACI, H.; SCHÜTTRUMPF, H.; MÖLLER, J. and KUDELLA, M.: Loading of the Inner Slope of Seadikes by Wave Overtopping – Results from Large Scale Model Tests. LWI Bericht Nr. 858, Braunschweig, 2001.
- OWEN, M. W.: Design of Seawalls Allowing for Wave Overtopping. Report EX 924, Hydraulic Research, Wallingford, U.K., 1980.
- RICHARDSON, S. R.; INGRAM, D. M.; MINGHAM, C. G. and CAUSON, D. M.: On the Validity of the Shallow Water Equations for violent Wave Overtopping. Waves 2001 4th Int. Symp. on Ocean Measurement and Analysis, San Francisco, California, 2001.
- RICHWIEN, W.; POHL, C. und VAVRINA, L.: Abschlussbericht INTBEM A – Analyse bodenmechanischer Prozesse zur funktionalen Optimierung von Deichelementen. Hannover, Oberhausen, Hamburg, 2010a.
- RICHWIEN, W.; POHL, C. und VAVRINA, L.: Bemessung von Deichen gegen Einwirkungen aus Sturmfluten. Die Küste, 77, 2010b.
- RIS, R. C.; HOLTHUIJSEN, L. H. and BOOIJ, N.: A Spectral Model for Water Waves in the Nearshore Zone. Proc. 24th Intern. Conf. of Coastal Eng., Kobe/Japan, ASCE (ed.), New York, 1995.
- SCHÜTTRUMPF, H.: Wellenüberlaufströmung bei Seedeichen – Experimentelle und theoretische Untersuchungen. Dissertation, Leichtweiß-Institut für Wasserbau, Braunschweig, 2001.
- SCHÜTTRUMPF, H.; MÖLLER, J. and OUMERACI, H.: Overtopping flow parameters on the inner slope of Seadikes, Proc. 28th Int. Conf. Coast. Eng., Vol. 2, 2116–2127, 2002.
- SCHULZ, K. P.: Maßstabeffekte beim Wellenauflauf auf glatten und rauen Böschungen. In: Mitteilungen des Leichtweiß-Instituts für Wasserbau, 120, 140–239, Braunschweig, 1992.
- TAW – Technische Adviescommissie voor de Waterkeringen: Technical report, wave run-up and overtopping at dikes. Delft, Niederlande, 2002.
- WASSING, F.: Model Investigations of Wave Run-up carried out in the Netherlands during the last twenty Years. Proc. 6th Int. Conf. on Coastal Eng., 700–714, Gainesville, 1957.
- WEISSMANN, R.: Die Widerstandsfähigkeit von Seedeichbinnenböschungen gegenüber ablaufendem Wasser. Universität Essen, Mitteilungen aus dem Fachgebiet für Grundbau und Bodenmechanik, Heft 30, Essen, 2003.
- WITTING, M. und NIEMEYER, H. D.: Mathematische Modellierung von Wellenauf- und überlauf. Die Küste, 71, 2007.
- WITTING, M.; NIEMEYER, H. D. und KAISER, R.: Optimierung von Deichprofilen – Mathematische Modellierung von Wellenauf- und -überlauf. NLÖ – Forschungsstelle Küste, Norderney, 2004.
- VAN DER MEER, J. W. and DE WAAL, J. P.: Invloed van scheve golfval en richtingspreiding op golfploop en overslag. WL|Delft Hydraulics, Rapp. H 638, 1990.
- VAN DER MEER, J. W. and DE WAAL, J. P.: Waterbeweging op taluds. WL|Delft Hydraulics, Rapp. H 1256, 1993.
- VAN DER MEER, J. W.; STEENDAM, G. J.; DE RAAT, G. and BERNARDINI, P.: Further Developements on the Wave Overtopping Simulator. In: Proc. 31st Int. Conf. o. Coast. Eng. (ed.) J. McKee Smith. Bd. 4. Hamburg, 2957–2696, 2009.
- VAN GENT, M. R. A.: Wave Interaction with permeable Coastal Structures. Dissertation, Delft Hydraulics Press, 1995.
- VAN GENT, M. R. A.: Wave Run-up and Overtopping for Double Peaked Wave Energy Spektra. – WL|Delft Hydraulics, Rapp. H 3551, 1999.
- VAN GENT, M. R. A. and DOORN, N.: Numerical model simulations of wave propagation and wave run-up on dikes with shallow foreshores. Proc. Coastal Dynamics, 2001.

Sedimentation in Hamburger Hafenbecken – Ursachen und Maßnahmen zur Verminderung –

Von HERMANN CHRISTIANSEN

Zusammenfassung

In allen Hafenbecken, Kanalabzweigungen oder anderen seitlichen Abzweigungen im Tidebereich sandiger Küsten oder Gewässer treten Sedimentationen auf. Zur Aufrechterhaltung der Schiffbarkeit müssen diese Ablagerungen unter teilweise hohen Kostenaufwendungen gebaggert und entsorgt werden. Am Beispiel der Hamburger Hafenbecken werden die Ursachen für die Sedimentablagerungen beschrieben und Möglichkeiten aufgezeigt, diese Sedimentationen zu vermindern. Die meisten der gewonnenen Erkenntnisse sind generell gültig und lassen sich daher auch auf andere Tidehäfen übertragen.

Schlagwörter

Hafenbecken, Tidebereich, Sedimentation, Sedimentationsursachen, Sedimentationsverminderung

Summary

Harbour basin, access channels or other bifurcations in sandy tidal areas suffer from sedimentation. Permanent dredging including dumping or land disposal at mostly high costs is necessary to safeguard ship manoeuvres. The situation in Hamburg Harbour is chosen to list up reasons for sedimentation and possibilities for its reduction. Most of the insights can be transferred to other tidal harbours world wide.

Keywords

Harbour basin, tidal area, sedimentation, reason of sedimentation, reduction of sedimentation

Inhalt

1. Einleitung	118
2. Geometrische Einflussgrößen	119
2.1 Allgemeines	119
2.2 Hafenbeckengröße	119
2.3 Einfahrtsbreite	120
2.4 Uferausbildung im Bereich Strom/Hafeneinfahrt	122
2.5 Sohlhöhendifferenz Strom/Hafenbecken	122
2.6 Strombereich vor der Hafeneinfahrt	123
2.7 Fazit Geometrie	124
3. Hydrologische Einflüsse	125
3.1 Allgemeines	125

3.2 Tidehub	125
3.3 Flutstromdauer	125
3.4 Flutstromgeschwindigkeit/Tideanstieg	125
4. Einfluss der Schwebstoffeigenschaften	126
4.1 Schwebstoffkonzentration	126
4.2 Absinkverhalten der Schwebstoffe	128
5. Einflüsse der Unterhaltungsmaßnahmen	129
5.1 Allgemeines	129
5.2 Baggerung und Unterbringung an Land	129
5.3 Baggerung und Umlagerung im Gewässer	130
5.4 Wasserinjektionsbaggerung	131
5.5 Bauliche Verminderungsmaßnahmen	132
6. Sonstige Einflussgrößen auf die Sedimentation	133
6.1 Schiffsverkehr	133
6.2 „Scheinbare“ Ursachen	133
7. Ergebnisse	134
8. Danksagung	134
9. Schriftenverzeichnis	134

1. Einleitung

Wie in allen Tidehäfen der Welt sind Baggerarbeiten zur Aufrechterhaltung der für die Schifffahrt erforderlichen Wassertiefen auch in Hamburg eine Daueraufgabe, die einen erheblichen Kostenfaktor darstellt. Dabei anfallendes, mit Schadstoffen aus dem großen Einzugsgebiet der Elbe belastetes Baggergut muss mit erheblichem Aufwand an Land behandelt und deponiert werden. Geringer belastete Sedimente werden seit einigen Jahren unter Beachtung ökologischer Erfordernisse jeweils im Winterhalbjahr in der Elbe innerhalb Hamburgs und seit Mitte 2005 in Teilmengen auch im Bereich der Nordsee (Tonne E3) umgelagert.

Ein wichtiger Beitrag zur Reduzierung der Kosten besteht darin, möglichst hohe Sedimentmengen in Suspension oder als Geschiebe im Strom zu belassen und die Ablagerungen in Seitenräumen, wie z.B. den Hafenbecken, auf ein Minimum zu beschränken. Der Strom verfügt wegen seiner turbulenten hydrodynamischen Eigenschaften über natürliche Fähigkeiten Sedimente immer wieder aufzuwirbeln, lange in Suspension zu halten und überschüssige Anteile bei hoher Oberwasserführung auch stromab zu transportieren. Unvermeidbare, meist sandige, unbelastete Restsedimentationen im Strom lassen sich dort baggertechnisch einfacher und weniger kostenaufwendig aufnehmen. Hafenbecken sind „relative“ Stillwasserzonen, aus denen einmal abgesetzte überwiegend schlickige Sedimente nicht durch natürliche Strömungskräfte wieder entfernt werden können. Die dann erforderlichen Baggerungen, ggf. notwendige Behandlung und Unterbringung der gebaggerten Sedimente, sind teurer und ökologisch problematischer.

Das Ziel der vorliegenden Untersuchung ist daher, die Wirkung aller nach heutigem Kenntnisstand maßgebenden Einflussgrößen auf die Sedimentation in den Hamburger Hafenbecken (siehe Abb. 1) zu beschreiben, um daraus Maßnahmen abzuleiten, diese Ablagerungsmengen so gering wie möglich zu halten. Die meisten der gewonnenen Erkenntnisse sind generell gültig und lassen sich daher auch auf andere Tidehäfen übertragen.

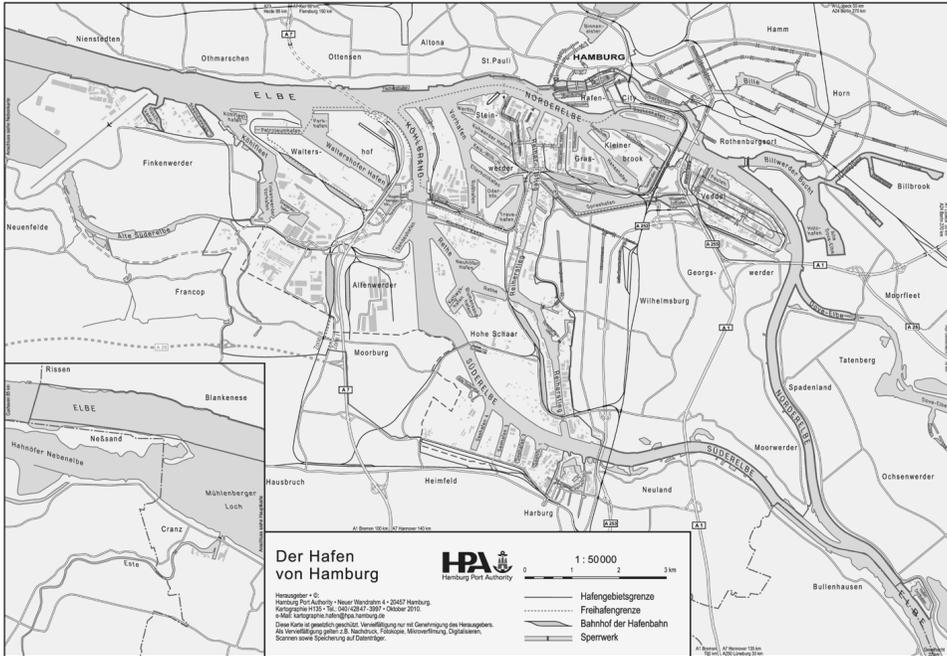


Abb. 1: Lageplan Hamburger Hafen

2. Geometrische Einflussgrößen

2.1 Allgemeines

Die Sedimentmenge, die sich in einem Hafenbecken absetzen kann (CHRISTIANSEN, 1996), ist abhängig von der:

- Flächengröße des Hafenbeckens,
- Einfahrtsbreite,
- Ausgestaltung der Ufer im Übergangsbereich Strom/Hafeneinfahrt,
- Sohlhöhenlage zwischen Strom und Hafenbecken,
- Formgebung des Strombereiches vor der Hafeneinfahrt.

2.2 Hafenbeckengröße

Mit zunehmender Hafenbeckengröße (siehe Abb. 2) nimmt die Sedimentationsmenge generell zu, weil das Potential absetzbarer Schwebstoffe mit dem Tidefüllvolumen (Hafenbeckenfläche \times Tidehub) anwächst (siehe auch Abb. 5, Kap. 2.3).

Hafenbeckengröße

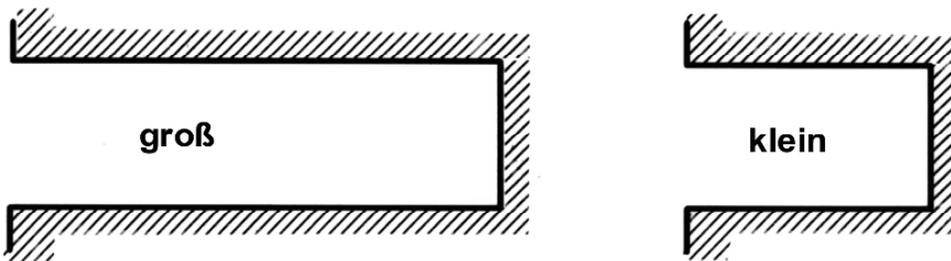


Abb. 2: Große oder kleine Hafenbecken

2.3 Einfahrtsbreite

Mit zunehmender Einfahrtsbreite (siehe Abb. 3) nimmt die Sedimentationsmenge zu. Über die vergrößerte Kontaktfläche zwischen Strom und Hafenbecken wird zum einen über Dichteausgleichsströmung mehr Schwebstoff aus dem Fluss in das Hafenbecken eingetragen (siehe Abb. 4). Grundsätzlich gilt dabei, dass dieser Austausch immer vom Niveau hoher Konzentrationen (Strom) zu dem geringerer Konzentrationen (Hafenbecken) abläuft.

Hafeneinfahrt

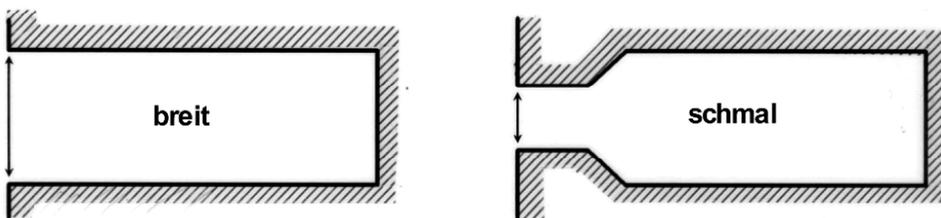


Abb. 3: Breite oder schmale Hafeneinfahrt

Zum anderen wird über die vergrößerte Kontaktfläche mehr Strömungsenergie auf den Wasserkörper in der Hafeneinfahrt übertragen. Dadurch kann sich eine größere und schneller drehende Strömungswalze ausbilden, die zu verstärkten Sedimentablagerungen führt. Der Effekt, der diese Ablagerungen bewirkt, wird auch als „Teetasseneffekt“ bezeichnet: versetzt man den Inhalt einer Teetasse in horizontale Rotation, so sammeln sich die Teeblätter am Boden im Zentrum der Drehbewegung.

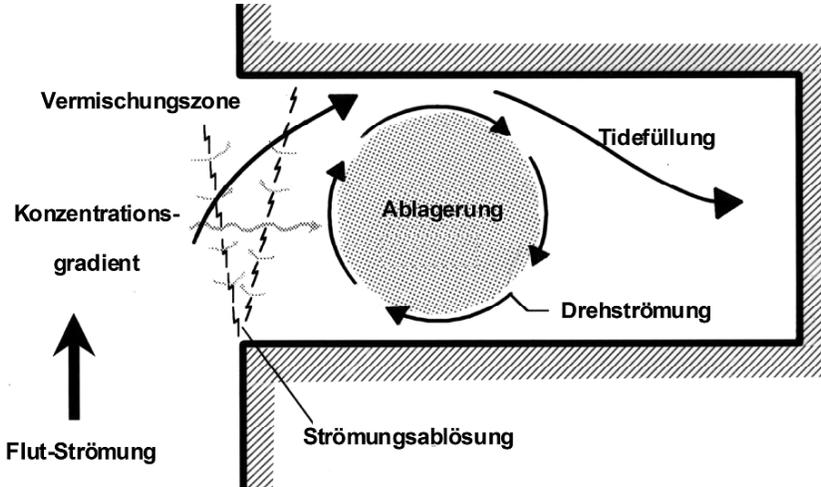


Abb. 4: Strömungs-, Sedimenttransport- und Ablagerungsprozesse in der Hafeneinfahrt

Bei ausreichender Hafenbeckengröße (siehe Kap. 2.2) treten Drehströmungen nur bei Flutstrom auf. Bei Ebbe wirkt das aus dem Hafenbecken ausströmende Wasser als „Störstrom“, mit dem die Ausbildung einer Ebbstromwalze unterbunden wird. Bei Hafenbecken mit großer Einfahrtsbreite und geringer Beckenlänge (Beispiel Sandauhafen) ist dagegen die Ausströmwirkung bei Ebbe so gering, dass sich auch bei Ebbe eine Walze ausbilden kann, die in entgegengesetzter Richtung dreht als die Walze bei Flut. Sie bewirkt ebenso wie die Drehströmung bei Flut eine zusätzliche Sedimentation. Dadurch erhöhen sich die Ablagerungen.

Basierend auf verfügbaren Daten bis 1995 kann aus der nachfolgenden generalisierten Darstellung abgelesen werden, in welcher Größenordnung die Hafeneinfahrtsbreite die Gesamtsedimentation in Hafenbecken beeinflusst (siehe Abb. 5).

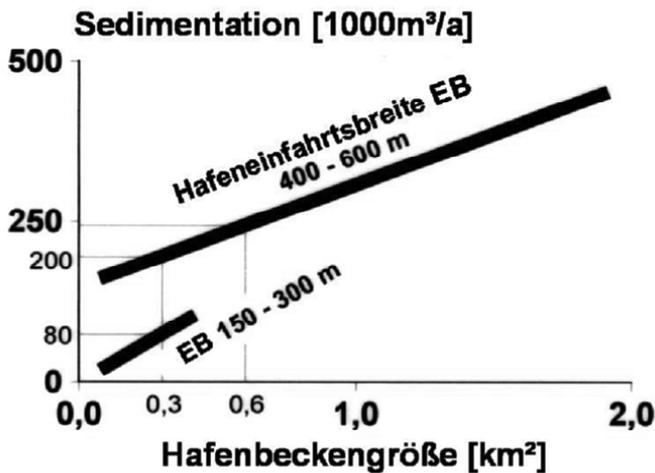


Abb. 5: Sedimentation in Hamburger Hafenbecken unterschiedlicher Größen und Einfahrtsbreiten (generalisiert nach Daten HPA bis 1995)

Aus dem Beispiel wird deutlich, dass bei gleicher Hafenbeckengröße (hier 0,3 km²) die Sedimentation bei Hafenbecken mit großer Einfahrtsbreite (400 m bis 600 m) um ein Vielfaches größer ist (200.000 m³/a statt 80.000 m³/a) als bei denen mit Einfahrtsbreiten von nur 150 m bis 300 m. Im Verhältnis dazu ergibt eine Verdoppelung der Hafenbeckengröße z.B. von 0,3 km² auf 0,6 km², bei unveränderter Einfahrtsbreite, „nur“ eine Sedimentationszunahme von 200.000 auf 250.000 m³/a.

2.4 Uferausbildung im Bereich Strom/Hafeneinfahrt

Eine steile und sehr raue Uferausbildung im Strombereich vor der Hafeneinfahrt (s. Abb. 6 (a)) erhöht die Sedimentation im Hafenbecken. Zum einen liegt bei steilen Ufern der Strom mit höheren Geschwindigkeiten unmittelbar an der Hafeneinfahrt und kann mit größerer Energie die Walzenströmung in erhöhte Rotation versetzen. Zum anderen verstärken größere Rauigkeiten die Turbulenzbildung in der Hafeneinfahrt. Dies trägt zu weiterer Intensitätserhöhung der Walzenbildung bei. Außerdem werden durch größere Turbulenzen mehr Schwebstoffe aufgewirbelt und über die Drehströmung und die Dichtenausgleichsströmung verstärkt in das Hafenbecken eingetragen.

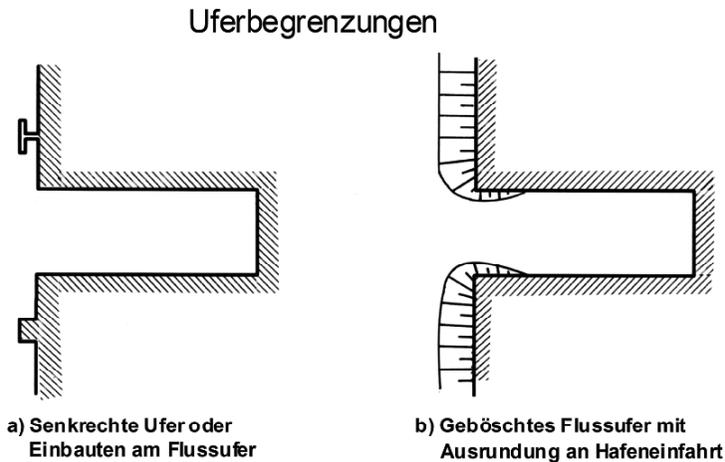


Abb. 6: Uferausbildung vor der Hafeneinfahrt

Diese nachteiligen Wirkungen reduzieren sich, wenn das Ufer im Strombereich geböschet, unverbaut und an der Hafeneinfahrt ausgerundet ist (siehe Abb. 6 b)

2.5 Sohlhöhendifferenz Strom/Hafenbecken

Je geringer die Höhendifferenz zwischen der Sohle von Hafenbecken und Gewässer ist oder wenn das Hafenbecken gar tiefer liegt als das Gewässer (Abb. 7 a), desto leichter können mit dem Flutstrom sohnah hohe Schwebstoffkonzentrationen, „fluid mud“ oder Geschiebe in das Hafenbecken eingetragen werden und dort sedimentieren. Je höher das Hafenbecken gegenüber der Flusssohle liegt (Abb. 7 b), umso geringer wird dieser Eintrag.

Sohlhöhen Fluss- Hafen

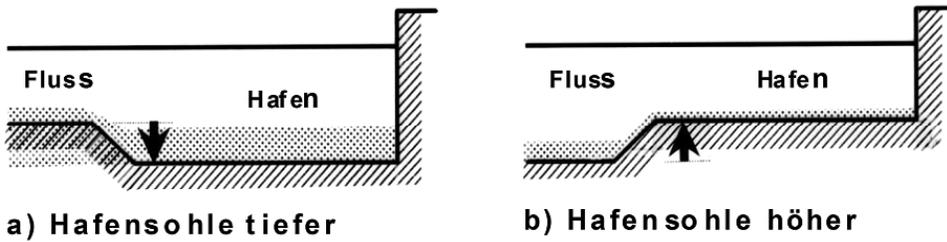


Abb. 7: Höhenlage Hafenbecken in Relation zur Flusssohle

2.6 Strombereich vor der Hafeneinfahrt

Aus mehreren Gründen ist es sinnvoll, den Gewässerquerschnitt vor einer Hafeneinfahrt seitlich und auch nach unten hin zu vergrößern (siehe Abb. 8):

- Mit einer Vertiefung vor der Hafeneinfahrt wird z.B. der in Kap. 2.5 beschriebene Vorteil erreicht, dass weniger Sedimente sohlnah in das Hafenbecken eingetragen werden, weil die Sohle des Gewässers tiefer liegt als die des Hafenbeckens.
- Durch eine Aufweitung (Vertiefung und zusätzliche Ausbuchtung am gegenüberliegenden Ufer) reduziert sich die Strömungsgeschwindigkeit im Strom, damit die Intensität der Walzenströmung in der Hafeneinfahrt und folglich die Sedimentation im Hafenbecken.
- Tiefgehende Schiffe, die vor der Hafeneinfahrt drehen, wirbeln durch die vergrößerte „under-keel clearance“ weniger Sedimente auf, wodurch der Eintrag dieser Sedimente in das Hafenbecken vermindert wird.

Mit einer Verbreiterung des Stromquerschnittes vor der Hafeneinfahrt werden letztlich auch die nautischen Bedingungen bei Drehmanövern großer Schiffe verbessert:

- Es steht mehr Raum für die Manöver zur Verfügung.
- Die vergrößerte Wassertiefe vermindert den Drehwiderstand der Schiffe und verbessert damit ihr Drehverhalten.
- Die Strömungsgeschwindigkeit vor der Hafeneinfahrt ist geringer und erleichtert somit die Ein- und Auslaufmanöver.

Das Ausmaß der Aufweitung kann nach hydrodynamisch-morphologisch sinnvoll erscheinenden Größenordnungen bzw. den nautischen Anforderungen vorgenommen werden. Ist die vorgenommene Aufweitung zu groß, wird sie sich nachfolgend durch natürliche Sedimentation auf das Maß verkleinern, das mit den hydrologischen Randbedingungen im dynamischen Gleichgewicht steht. Sieht dieser Gleichgewichtszustand eine völlige Wiederauffüllung der Aufweitung vor, werden regelmäßige Unterhaltungsbaggerungen dann im Aufweitungsbereich in dem Maße auszuführen sein, wie es die nautischen Bedingungen erfordern.

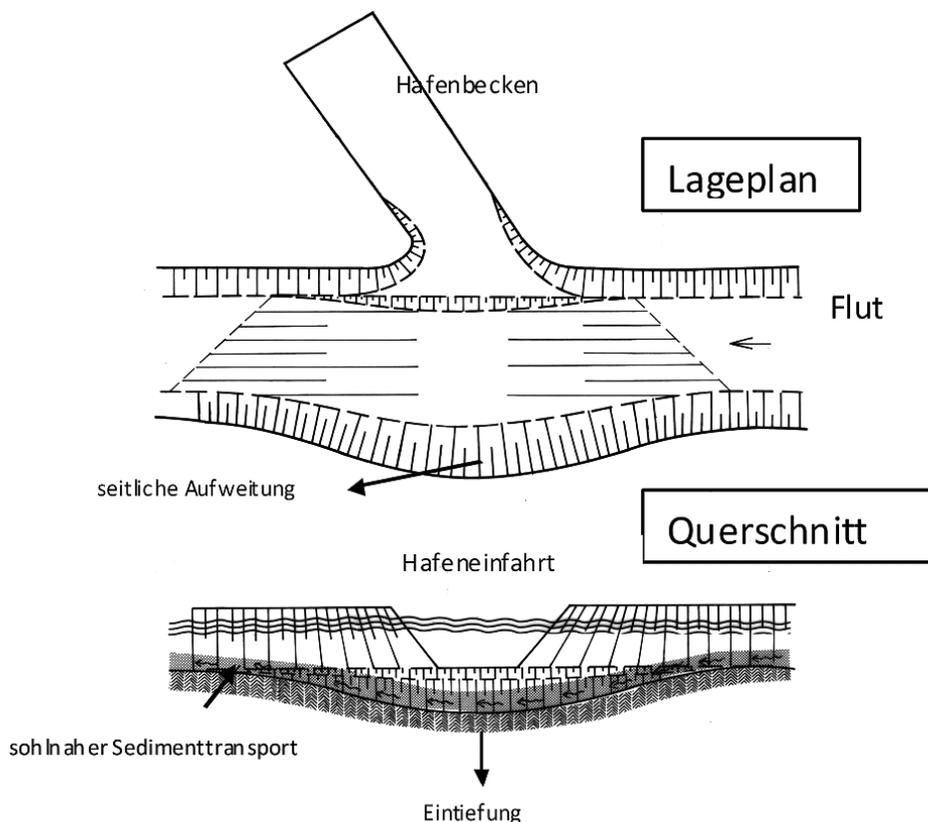


Abb. 8: Aufweitung des Gewässerquerschnitts vor einer Hafeneinfahrt

Durch regelmäßiges Monitoring der Sedimentationen im Strombereich und in den Hafenbecken lässt sich letztlich der Erfolg der Maßnahme ableiten. Bei Kosten-Nutzen-Betrachtungen der jeweiligen Mehr- oder Mindersedimentationen, sind dabei die einfacher durchzuführenden Maßnahmen mit entsprechend geringeren Kosten für die Unterhaltung im Strom- im Verhältnis zu den aufwendigeren Maßnahmen im Hafenbeckenbereich – zu berücksichtigen.

2.7 Fazit Geometrie

Für jedes Hafenbecken liegen mit der vorhandenen Geometrie und sonstigen natürlichen Randbedingungen die mittleren Sedimentationsmengen mehr oder weniger fest.

Besteht nun die Forderung, die Sedimentationen in Hafenbecken zu vermindern, muss zunächst geprüft werden, ob die geometrischen Verhältnisse optimiert werden können.

Eine erfolgreich getestete Maßnahme, bestehende geometrische Verhältnisse z.B. durch strömungsführende Leitwände in der Hafeneinfahrt zu verbessern, wird in Kap. 5.5 näher beschrieben.

3. Hydrologische Einflüsse

3.1 Allgemeines

Aus umfangreichen Messungen und auch aus den Erfahrungen der Baggerei ist bekannt, dass zwischen dem Oberwasserabfluss der Elbe und der Sedimentation im Hamburger Hafen ein enger Zusammenhang besteht. Bei geringem Oberwasserabfluss ist die Menge der zu baggernden Sedimente deutlich höher als bei hohem Oberwasserabfluss. Wenig Oberwasser bedeutet sinnbildlich vereinfacht „weniger Druck von oben“ und dadurch aus dem Tideinfluss von der Nordsee her verstärkter flutstromorientierter Eintrag von Sedimenten in die Hafenecken. Ein weiterer Effekt ist dabei auch die näher nach Hamburg verlagerte sog. „Trübungszone“ (siehe dazu Kap. 4.1). Dadurch erhöhen sich in starkem Maße die Schwebstoffkonzentrationen und in Folge dann die Sedimentationen in den Hafenecken.

Bei hoher Oberwasserführung verstärken sich dagegen die ebbstromorientierten Wirkungen, d.h. mehr Sedimente werden, auch aus dem Hamburger Bereich, weiter stromab transportiert. Der Rücktransport bei der nachfolgenden weniger intensiven Flut (kürzere Dauer und geringere Strömung) reduziert sich und damit der Eintrag in die Hafenecken. Die unmittelbare Folge unterschiedlicher Oberwasserabflüsse sind Änderungen physikalischer Parameter wie Tidehub, Flut- und Ebbstromdauer und damit der Strömungsverhältnisse, die als Variable den Feststofftransport im Strom und damit auch den Sedimenteintrag in die Hafenecken steuern. Die Wirkung dieser hydrologischen Einflussgrößen wird nachfolgend beschrieben.

3.2 Tidehub

Eine Erhöhung des Tidehubes erhöht das Tidefüllvolumen in einem Hafenecken und damit die Menge der in diesem Wasservolumen vorhandenen absetzbaren Schwebstoffe, d.h. die Sedimentation nimmt zu.

3.3 Flutstromdauer

Die Flutstromdauer ist die Zeitspanne, in der mit dem einströmenden Flutwasser sowohl Schwebstoffe als auch Geschiebe an der Flusssohle (Sand) und/oder sohnah hohe Konzentrationen an Schlick oder „fluid mud“ in das Hafenecken gelangen und sich dort absetzen können. Die Flutstromdauer verlängert sich, wenn der Oberwasserabfluss in der Elbe gering ist und damit der „geringe Druck von oben“ einen verstärkten Einfluss der Tidedynamik aus der Nordsee zulässt. Entsprechend umgekehrt sind die Verhältnisse bei hohem Oberwasser, wo z.B. von Oberstrom bis vor die Harburger Seehäfen überhaupt kein Flutstrom mehr auftritt. Bei geringem Oberwasser und verlängerter Flutstromdauer gelangt auch die Trübungszone weiter stromauf nach Hamburg und erhöht dort die Schwebstoffkonzentration (siehe auch Kap. 4.1).

3.4 Flutstromgeschwindigkeit/Tideanstieg

Die Flutstromgeschwindigkeit erhöht sich immer dann, wenn der Tideanstieg steiler wird (Verhältnis Tidehub zu Flutstromdauer). Diese Situationen treten z.B. im Winter bei

starken Ostwindlagen Abb. 9 a auf, wenn besonders im Hamburger Bereich die Wasserstände bei Tideniedrigwasser stärker abfallen als die bei Tidehochwasser.

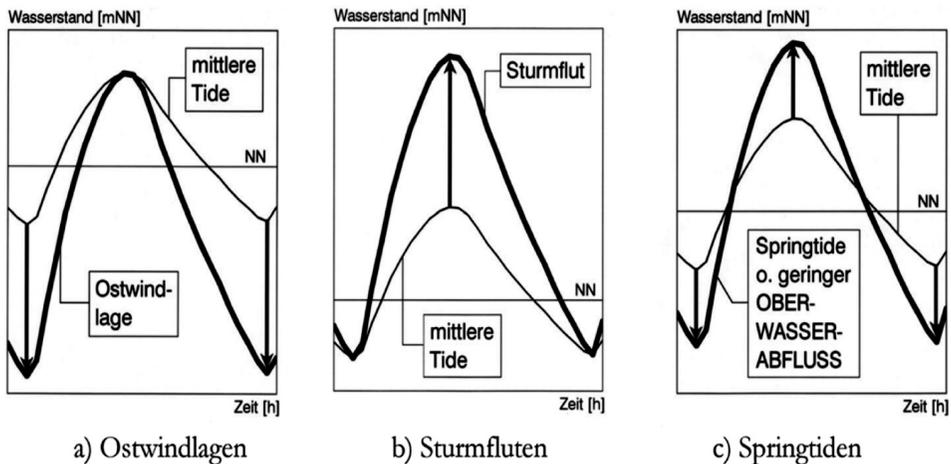


Abb. 9: Verstärkter Tideanstieg bei Ostwindlagen, Sturmfluten oder Springtiden

Diese besonderen Situationen treten ebenfalls auf, wenn sich nach normalen Tideniedrigwasserverhältnissen durch zunehmende starke Westwinde erhöhte Sturmflutwasserstände einstellen (Abb. 9 b). Daneben erhöht sich der Tidehub astronomisch bedingt bei Springtiden oder geringen Oberwasserabflüssen (Abb. 9 c).

Eine Erhöhung der Flutstromgeschwindigkeiten wirkt sich in zweierlei Weise aus. Zum einen verstärken sich dadurch die Kräfte, die die Walzenströmung antreiben, d.h. durch mehr Walzenumdrehungen eine erhöhte Sedimentablagerung bewirken. Zum anderen werden bei verstärkter Strömung auch mehr sohlnahe Sedimente erodiert und transportiert und in die Walzenströmung eingespeist und damit dem Potential absetzbarer Schwebstoffe im Tidefüllvolumen hinzugefügt.

Alle strombaulichen Maßnahmen, die geeignet sind den Tideanstieg und damit die Flutströmung zu reduzieren, tragen folglich zu einer Verminderung der Sedimentation in den Hafenbecken bei.

4. Einfluss der Schwebstoffeigenschaften

4.1 Schwebstoffkonzentration

Einer der Hauptfaktoren, der die Sedimentation in den Hafenbecken beeinflusst, ist die Schwebstoffkonzentration im Gewässer. Je höher das Potential an Schwebstoffen ist, das mit dem Flutstrom in das Hafenbecken gelangt, umso mehr nimmt die Sedimentation im Hafenbecken zu.

Abb. 10 zeigt, dass die mittleren Schwebstoffkonzentrationen beim Einlaufen der Flut in den Hamburger Hafenbereich (Referenzstation Nienstedten) bei Oberwasserabflüssen $< 500 \text{ m}^3/\text{s}$ erheblich höher sind (Mittelwert bei Flut: $73 \text{ g}/\text{m}^3$) als bei Abflusswerten $> 900 \text{ m}^3/\text{s}$ (Mittelwert bei Flut: $30 \text{ g}/\text{m}^3$).

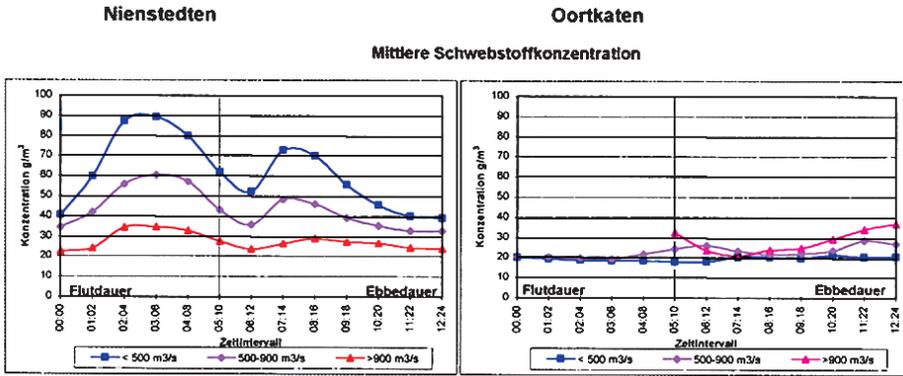


Abb. 10: Mittlere Schwebstoffkonzentrationen im Tideverlauf für verschiedene Oberwasserabflussklassen (Mittel aus 41 Messkampagnen bei Nienstedten (Strom-km 631) und 15 bei Oortkaten (Strom-km 608) von 1980 bis 1990)

Die Erhöhung der Schwebstoffkonzentrationen bei geringerem Oberwasser wird verursacht durch das verstärkte Vordringen der „Trübungswolke“ in den Hamburger Elbeabschnitt. Ursache dafür ist die bereits beschriebene stärker einwirkende Tidedynamik von der Nordsee her stromauf nach Hamburg. Bei geringen Oberwasserabflüssen werden zeitgleich von Oberstrom her (Referenzstation Oortkaten) mit dem Ebbstrom etwas geringere Konzentrationen von 20 g/m^3 (Mittelwert) in das Hamburger Stromspaltungsgebiet eingetragen als bei höheren Abflüssen (Mittelwert 28 g/m^3). Diese Differenz ist jedoch relativ gering und kompensiert bei weitem nicht die Konzentrationserhöhung von Unterstrom her.

Messungen der Wassergütestelle-Elbe (siehe Abb. 11), die seit 1979 regelmäßig monatlich bei vollem Ebbstrom durchgeführt wurden, belegen die vorgenannten Zusammenhänge.

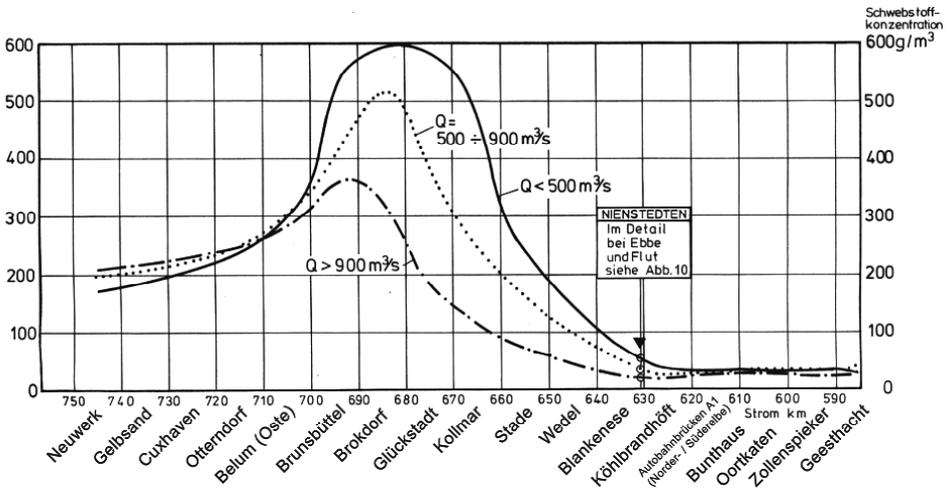


Abb. 11: Mittlere Schwebstoffkonzentrationen bei Ebbstrom für verschiedene Oberwasserabflussklassen Q (generalisiert dargestellt nach Daten der Wassergütestelle-Elbe von 1979 bis 1994)

Die in Abb. 11 dargestellten Ganglinien der Schwebstoffkonzentrationen zeigen die Verhältnisse im Elbeabschnitt von Cuxhaven bis Geesthacht bei vollem Ebbstrom. Die mittleren Schwebstoffkonzentrationen in Höhe Nienstedten (km 631) stimmen gut überein mit den von HPA gemessenen und auf Abb.10 dargestellten Werten. Mit dem Flutstrom verlagert sich die Trübungswolke weiter stromauf, und die Schwebstoffkonzentrationen erhöhen sich entsprechend (s. Abb. 11). Der steile Anstieg der Schwebstoffkonzentrationen stromab von km 630 macht deutlich, dass eine Verlagerung der Trübungswolke weiter stromauf zwangsläufig zu höheren Sedimentationen im Hamburger Hafen führt. Dies erklärt für Hamburg die Dringlichkeit, bei allen strombaulichen Maßnahmen in der Elbe darauf zu achten, dass eine solche Verlagerung möglichst vermieden wird.

4.2 Absinkverhalten der Schwebstoffe

Das Absinkverhalten der Schwebstoffe ist eine weitere Größe, die Einfluss auf die Sedimentation hat. Je schneller Schwebstoffteilchen absinken, umso höher wird der Anteil der Schwebstoffe, die sich auf der Sohle eines Hafenbeckens absetzen können! Die messtechnische Bestimmung von Sinkgeschwindigkeiten des Schwebstoffes unter natürlichen turbulenten Strömungsverhältnissen im Gewässer ist bisher nicht gelungen. Aus Messmethoden im Labor, durch sog. Owenrohrmessungen oder mit dem INSSEV (IN-Situ Settling Velocity) Instrument nach MANNING und DYER (2002) im Feld (allerdings ohne die Möglichkeit, natürliches turbulentes Fließverhalten simulieren zu können) sind jedoch grundsätzliche Erkenntnisse abzuleiten. Danach erhöhen sich die Sinkgeschwindigkeiten, wenn:

- der mineralische Anteil hoch, d.h. gleichzeitig der organische Anteil (Glühverlust) gering ist,
- der Fraktionsanteil grober Schwebstoffpartikel hoch bzw. der der feineren Fraktionen (z.B. mit Korndurchmessern $< 63 \mu\text{m}$) entsprechend klein ist,
- die durch Bakterien und Algen bewirkte Bildung von Schleimstrukturen gering ist und somit nicht zum sog. Fallschirmeffekt der eingebundenen mineralischen Partikel führt (GREISER, 1988)
- durch Flockenbildung größere Aggregate entstehen,
- durch Erhöhung der Wassertemperatur die Viskosität des Wassers geringer wird.

Aus den bereits genannten Messungen von HPA ergibt sich, dass der mineralische Anteil der bei Nienstedten (Strom-km 631) mit der Flut eingetragenen Schwebstoffe mit 82 % deutlich höher liegt als der des bei Oortkaten (Strom-km 608) bei Ebbe zuströmenden Materials mit einem Anteil von nur rd. 70 %. Die Schwankung dieser Werte bei unterschiedlichen Oberwasserwerten ist relativ gering.

Messungen von HARMS und NEHLS aus 1993/94 (HARMS und NEHLS, 1995) weisen sogar noch größere Unterschiede auf. Danach betrug der Mineralkornanteil bei Nienstedten (Flut) 87 % bei geringem Oberwasserabfluss (350–500 m^3/s) und nur 58 % bei hohem Oberwasser (1500 m^3/s). Bei Oortkaten (Ebbe) lagen die Werte bei 58 % für geringen Abfluss und 44 % für hohen Abfluss. Auf Grund ihres höheren Mineralkornanteiles haben somit die Flutschwebstoffe generell höhere Sinkgeschwindigkeiten. Bei geringerem Oberwasser ist dieses Verhältnis stärker ausgeprägt als bei höherem Abfluss.

Der Korngrößenanteil der gröberen Fraktion ($> 63 \mu\text{m}$) unterscheidet sich bei Nienstedten im Flutstrom mit 19 % nur geringfügig von dem bei Oortkaten beim Ebbstrom mit 15 %.

Deutliche Unterschiede bei verschiedenen Oberwasserverhältnissen konnten bisher nicht festgestellt werden.

Der Aufbau von Biomasse durch Mikroorganismen ist abhängig vom „Nahrungsangebot“ an gelösten und partikelgebundenen Substanzen, d.h. damit auch von dem Anteil an organischer Schwebstoffsubstanz (Glühverlust). Er nimmt besonders stark zu bei den ersten Frühjahrshochwässern. Die Wassertemperaturen erreichen dann auch schon Werte, die für eine gute Entwicklung der Bakterien und Algen sorgen. Durch Wachstum der Mikroorganismen erfolgt im Frühjahr eine verstärkte Biomasse- und Schleimstrukturproduktion, wodurch der Glühverlust und die Schwebefähigkeit der Feststoffe ansteigen. Im Sommer dagegen geht die Biomassenentwicklung zurück, weil das Nahrungsangebot sinkt, so dass selbst wärmere Wassertemperaturen, die an sich einer mikrobiellen Entwicklung förderlich wären, keinen Wachstumseffekt bewirken können. Es entstehen kompaktere, biomasseärmere Schwebstoffe mit höheren Sinkgeschwindigkeiten.

Damit ist wiederum die Wirkungskette Oberwasser, Mikroorganismenwachstum, Glühverlust, Sinkgeschwindigkeit, Sedimentation geschlossen, d.h. wenig Oberwasser im Sommer führt wegen geringer Biomassenentwicklung zu höheren Sinkgeschwindigkeiten der Schwebstoffe und somit höherer Sedimentation. Im Winter, wenn praktisch keine Biomassenentwicklung auftritt, ist diese Einflussgröße auf die Sedimentation damit auch unabhängig vom Oberwasser. Bei einer Temperaturerhöhung, die z.B. durch die Einleitung von Kühlwasser entsteht, ist bei entsprechendem Nahrungsangebot damit zu rechnen, dass es im Einflussbereich der höheren Wassertemperaturen zu verstärkter Sedimentation durch schneller absinkende Schwebstoffe kommt.

5. Einflüsse der Unterhaltungsmaßnahmen

5.1 Allgemeines

Auch die Art bzw. Technik, mit der Unterhaltungsmaßnahmen durchgeführt werden, hat Einfluss auf die Sedimentation in den Hafenbecken. Die Unterhaltung der Hafenbecken wird in folgender Weise durchgeführt:

- Baggerung und Unterbringung an Land
- Baggerung und Umlagerung im Gewässer
- Wasserinjektionsbaggerung
- Bauliche Verminderungsmaßnahmen

5.2 Baggerung und Unterbringung an Land

Beim Baggern, z.B. mit Eimerkettenbaggern, wird je nach Eigenschaft des gebaggerten Materials, Füllgrad in den Eimern und Umlaufgeschwindigkeit der Eimerkette ein Anteil von bis zu 30 % des von der Sohle aufgenommenen Materials wieder aus den Eimern ausgeschwemmt. Ein Teil davon sinkt in unmittelbarer Nähe der Baggerstelle wieder zu Boden. Ein anderer Teil wird während der Ebbephase als Schwebstoff oder sohlnahe hochkonzentrierte Suspension („fluid mud“) in die Elbe verdriftet. Ein so mit Sedimenten angereicherter Wasserkörper erreicht bei der nachfolgenden Flutphase erneut angrenzende Hafenbecken. Welche Hafenbecken ein oder sogar mehrere Male von einem solchen mit Sedimenten ange-

reicherten Wasserkörper erreicht werden und einen zusätzlichen Sedimenteintrag bewirken, ist von der Lage der Hafengebiete und der Oberwasserführung abhängig. Am Parkhafen z.B. würden Anteile eines mit Schwebstoff angereicherten und in die Elbe austretenden Wasserkörpers noch bei 8 nachfolgenden Flutphasen erneut an der Parkhafen-Einfahrt vorbeiströmen, wenn der Oberwasserabfluss 300 m³/s beträgt. Bei Oberwasserabflüssen von 1000 m³/s wäre das nur noch 2-mal der Fall.

Im Verlaufe der Tiden wird der in den Strom eingetragene Schwebstoff wegen seiner erhöhten Sinkgeschwindigkeiten relativ schnell absinken und sich in den sohnahen Fluid Mud einfügen. Für diesen Fluid Mud gelten deutlich kürzere Transportwege bei Ebbe und Flut als zuvor für Schwebstoff beschrieben. Weiterhin muss davon ausgegangen werden, dass dieses Material wegen der im seeschiffstiefen Hamburger Elbeabschnitt herrschenden Flutstromdominanz für den Sedimenttransport Hamburg auch nicht stromab verlässt, sondern in diesem Strombereich verbleibt bzw. zurück in die Hafengebiete verfrachtet wird. Nur bei ausreichend hoher Oberwasserführung (ca. > 1400 m³/s) kann damit gerechnet werden, dass ein höherer Anteil von Sedimenten, die durch Baggerungen in einem Hafengebiete in den Strom ausgetragen werden, auch als Schwebstoff weiter stromab transportiert werden.

Beim Baggern mit Hopperbaggern sind inzwischen Saugtechniken entwickelt worden, bei denen das Baggergut nahezu mit „in situ“ Konsistenz und ohne Verluste dem Laderaum des Hoppers zugeführt werden kann. Beim Baggern und Unterbringen des Baggerguts an Land wird verständlicherweise diese Materialmenge vollständig dem Gewässer entzogen.

5.3 Baggerung und Umlagerung im Gewässer

Abb. 12 zeigt, dass bis 1987 die Baggermengen im Hamburger Hafen relativ konstant waren. Bis zum 12-m-Ausbau lagen sie knapp unter und nach dem 13,5-m-Ausbau bei etwas über 2 Mio. m³/a. Das gesamte Baggergut wurde bis 1987 aus dem Gewässer entnommen.

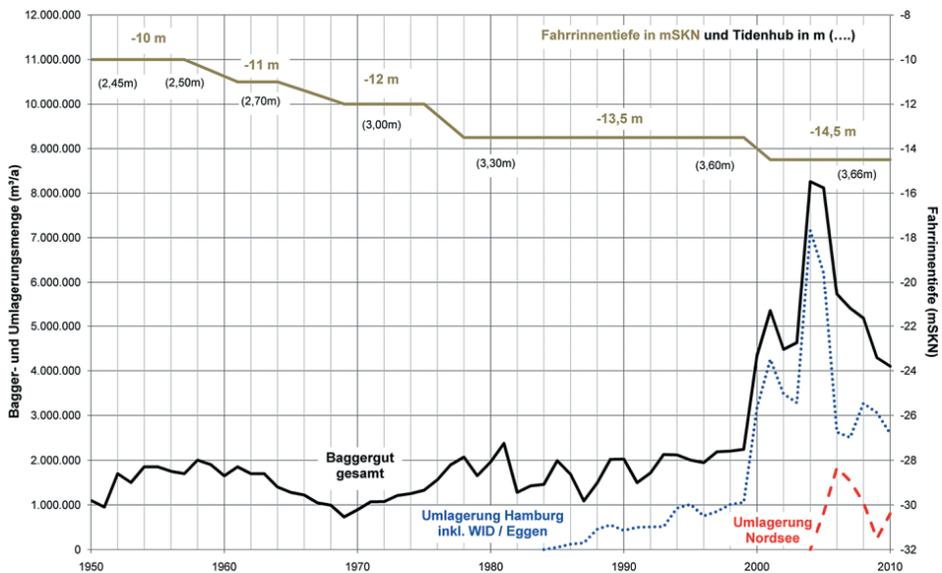


Abb. 12: Bagger- und Umlagermengen für den Hamburger Hafen seit 1950

Ab 1988 wurden erstmals Teilmengen des Baggergutauflommens im Elbebereich durch Wasserinjektionen oder Eggen umgelagert. Ab 1996 wurden auch größere Mengen an Baggergut nach Neßsand an der Landesgrenze unterhalb von Hamburg umgelagert. Bis 1999 lagen die Umlagerungsmengen i.M. bei rd. 1 Mio. m³/a. In den Folgejahren mussten sie immer mehr gesteigert werden bis auf rd. 6 bis 7 Mio. m³ in 2004/2005. Rechnet man die Mengen, welche an Land behandelt und untergebracht wurden, hinzu, so ist folgende Entwicklung eingetreten:

Die Baggermengen von rd. 2 Mio. m³/a aus der Zeit vor Beginn der Umlagerungen sind nach den Umlagerungen auf 8 Mio. m³ bis 2005 angestiegen!

Die Zunahme erklärt sich dadurch, dass die Baggermengen, die durch „normale“ hydrologisch bedingte Absetzvorgänge entstehen, durch umgelagertes und rücktransportiertes Sediment immer wieder zusätzlich angereichert und dann erneut gebaggert und umgelagert werden mussten (Kreislaufbaggerung). Dabei wirkt ungünstig verstärkend, dass umgelagerte und durch turbulente Strömungen wieder aufgewirbelte Sedimente auf Grund des geringeren Organikanteiles sehr viel schneller wieder absinken als „natürlicher“ Schwebstoff. Beim Wiedereintreffen mit der Flut in Hamburg haben deshalb rücktransportierte Umlagerungen auch einen höheren Anteil an den Sedimentationsvorgängen im Hafen als „natürlicher“ Schwebstoff. Das unterschiedliche Absetzverhalten der Schwebstoffe ist für das Verständnis der Sedimentationsvorgänge in Hafenbecken ein äußerst wichtiges Kriterium!

Möglicherweise haben sich die dargestellten Verhältnisse durch den 14,5-m-Ausbau der Elbe weiter verstärkt. Es muss davon ausgegangen werden, dass der Stromaufwärts-Transport von Sedimenten, das sogenannte „tidal pumping“, zugenommen hat. Das Ausmaß des „tidal pumping“ ist oberwasserabhängig, d.h. es verstärkt sich, je geringer der Oberwasserabfluss ist. Die vorgenannten Verhältnisse machen deutlich, dass es dringend geboten war, die Umlagerung von Hamburger Baggergut an der Landesgrenze mengenmäßig zu reduzieren. Auf Abb. 12 wird deutlich, wie sich ab 2005/2006 durch Umlagerungen von Teilmengen des Hamburger Baggerguts in der Nordsee die Situation in Hamburg deutlich verändert hat.

Die Baggermengen haben sich von 2005 bis 2010 von 8 Mio. m³/a auf 4 Mio. m³/a wieder halbiert!

Der Wert von 4 Mio. m³/a ließe sich weiter reduzieren, wenn die Umlagerungen in Hamburg vermindert und die in größerer Entfernung stromab erhöht werden.

Die Abhängigkeiten von Baggermengen, Ort der Umlagerungen und Kosten zeigen die Notwendigkeit, eine Optimierungsstrategie weiter voranzutreiben, bei der das Gewässersystem als Ganzes betrachtet wird.

5.4 Wasserinjektionsbaggerung

Bei der Wasserinjektionsbaggerung werden die Ablagerungen an der Hafensohle so fluidisiert, dass sie selbst bei fehlendem Gefälle unter der Schwerkraft des Dichtestromes ins Fließen geraten. Besteht zwischen dem Hafenbecken und dem Strom ein entsprechendes Gefälle Richtung Strom, begünstigt dies noch den Abtransport der fluidisierten Sedimente zum Strom hin. Dies gilt jedoch vorrangig für feinen Schlick. Sandige Sedimente verbleiben zum größeren Anteil im Hafenbecken.

Von den schlickigen Hafensedimenten, die so als „fluid mud“ in den Strom zurückgeführt werden können, wird allerdings mit dem Flutstrom auch immer wieder ein Anteil zurückbefördert. Dieser Anteil ist deutlich höher als der aus der zuvor beschriebenen Rück-

fracht aus Umlagerungen an der Landesgrenze, weil Handlungsort und Hafenbecken näher beieinander liegen. Im Übrigen wird auf die Darstellungen in Kap. 5.2 und 5.3 verwiesen.

5.5 Bauliche Verminderungsmaßnahmen

Als derzeit einzige wirksame und erprobte bauliche Verminderungsmaßnahme soll hier kurz auf die sog. **Strömungsumlenkwand** hingewiesen werden. Die Wirkung dieser konstruktiven Maßnahme zielt darauf ab, den sohnah hohen Schwebstoff-, „fluid mud“- und Geschiebeeintrag durch einen Unterwasser-Damm in den Hauptstrom abzulenken und gleichzeitig die Walzenbildung in der Hafeneinfahrt und damit den „Teetasseneffekt“ abzubauen (siehe Abb. 13).

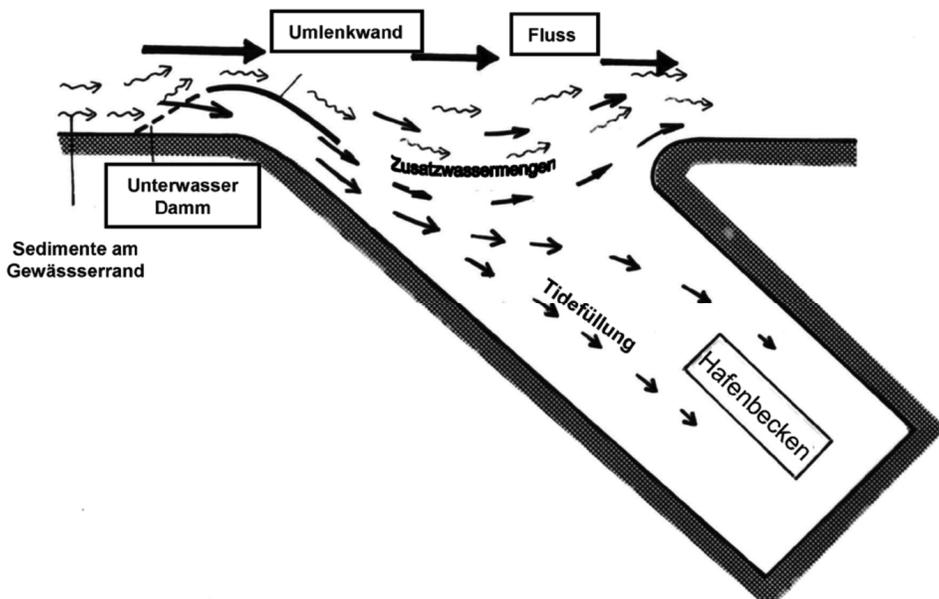


Abb. 13: Strömungs- und Sedimenttransportverhältnisse an einer Hafeneinfahrt mit Umlenkwand

Die Tidefüllung des Hafenbeckens erfolgt allein über den Kanal zwischen Umlenkwand und Ufer mit schwebstoffärmerem Wasser des Wasserkörpers oberhalb des Unterwasser-Dammes. Eine gleichfalls über den Kanal mit eingetragene Zusatzwassermenge strömt zurück in den Strom und verhindert dabei den unerwünschten Eintrag von Sedimenten in der Hafeneinfahrt.

Die Strömungsumlenkwand ist somit keine aktive Maßnahme der Unterhaltung im klassischen Sinne, sondern vielmehr ein passives Bauwerk, dessen Wirkung auf eine nachhaltige Verminderung der Unterhaltungsaufwendungen abzielt.

Die bisherigen Beobachtungen (CHRISTIANSEN, 1997) haben gezeigt, dass mit der Umlenkwand am Köhlfleet eine Sedimentationsverminderung von rd. 40 % erreicht werden konnte, ohne dass es in benachbarten Hafenbecken nachweislich zu entsprechenden Erhöhungen gekommen ist.

6. Sonstige Einflussgrößen auf die Sedimentation

6.1 Schiffsverkehr

In den letzten Jahren hat der Verkehr mit tiefgehenden Schiffen auf der Elbe stark zugenommen. Schiffe mit geringer Kieflfreiheit wirbeln Sedimente auf, z.T. bis an die Wasseroberfläche. Dieses Material wird zum Teil im Nachlauf des Schiffes mitbewegt oder verlässt den Einflussbereich des Schiffes und wird dann von der Tideströmung weiterbefördert.

Die tideabhängige Fahrt tiefgehender Schiffe erfolgt im Bereich von Glückstadt bis Hamburg sowohl für einlaufende wie für auslaufende Schiffe immer bei auflaufendem Wasser. Dadurch kann aufgewirbeltes Sediment per „tidal pumping“ nach Hamburg transportiert werden und trägt dann auch zu erhöhter Sedimentation in den Hafenbecken bei. Bei geringem Oberwasserabfluss verstärkt sich dieser Effekt.

Es ist geplant, diesen sogenannten „residuellen Sedimenttransport durch Schiffe“ mit Hilfe von Messprogrammen quantitativ zu erfassen. 2006 durchgeführte Messungen waren nicht erfolgreich. Unter Verwendung dieser Erkenntnisse werden zurzeit von der Hamburg Port Authority (HPA) zusammen mit dem Danish Hydraulic Institute (dhi) und wissenschaftlichen Einrichtungen Untersuchungen zu schiffsinduzierten Sedimenttransporten durchgeführt. Hierbei werden mit verbesserten Messmethoden und unter Verwendung von zu entwickelnden hydro-numerischen Modellen Sensitivitätsanalysen zum „residuellen Sedimenttransport durch Schiffe“ vorgenommen.

Weiterhin stellen tiefgehende Schiffe, die im Hamburger Hafen überwiegend bei Flut in die Hafenbecken eindrehen oder auslaufen, mit dem zeitweilig ins Gewässer ragenden Schiffsteil einen „Störkörper“ für die Gewässerströmung dar. Durch die dabei entstehen sohnlahen Turbulenzen wird zusätzlich Sohlenmaterial aufgewirbelt und in das Hafenbecken eingetragen. Drehmanöver innerhalb der Hafeneinfahrt erzeugen ähnlich starke Materialaufwirbelungen. Bei Flutstrom setzt sich dann aufgewirbeltes Sediment wieder in der Linse unter der Strömungswalze ab, oder wird tiefer in das Hafenbecken hineinverfrachtet. Bei Ebbe kann ggf. ein geringer Teil des aufgewirbelten Materials in den Strom zurückverfrachtet werden.

Hafenbecken, in denen die Ein- und Auslaufmanöver überwiegend während der Flutphase stattfinden, werden somit zusätzlich durch Sedimentation beaufschlagt. Treten diese Schiffsverkehre weiterhin verstärkt im Sommer auf, d.h. in Zeiten mit überwiegend geringer Oberwasserführung, erhöht sich dieser Effekt.

6.2 „Scheinbare“ Ursachen

Grundsätzlich werden alle Aussagen zu Sedimentationen in Hafenbecken aus Vermessungsplänen abgeleitet. Berechnet werden die Sedimentationsmengen aus der Höhendifferenz der vermessenen Hafensohle über den Zeitraum der Vermessungen. Mengen, die wegen fehlender Vermessungsplanintervalle so nicht zu ermitteln sind, werden über Regressionsfunktionen aus der Beziehung Sedimentation zu Oberwasser eingerechnet. Dabei hat sich nun Folgendes gezeigt:

Werden Vermessungen z.B. nach Wasserinjektionsbaggerungen zu früh durchgeführt und diese Vermessungsdaten mit denen aus einer nachfolgenden Vermessung für Sedimentationsberechnungen verwendet, so ergeben sich rechnerisch zu geringe Sedimentationen oder bei kurzen Zeitintervallen sogar „scheinbare Erosionen“. Das liegt daran, dass die kurz nach Wasserinjektionsbaggerungen vermessene noch „weiche“ Sohle nachfolgend durch Konsolidierung stärker absinkt als durch Neusedimentation wieder anwächst, was rechnerisch den

Effekt einer Erosion vortäuscht. Zur Vermeidung dieser Fehleinschätzung sollten nur Vermessungspläne für Sedimentationsermittlungen verwendet werden, die später als ca. 2 Wochen nach Abschluss von Wasserinjektionsbaggerungen aufgenommen wurden.

7. Ergebnisse

In der vorliegenden Studie sind alle derzeit bekannten Parameter, die einen Einfluss auf die Sedimentation in den Hamburger Hafenbecken haben, aufgeführt und bewertet worden.

Darüber hinaus wird beschrieben, in welcher Weise sich die Wirkungen der Einflussgrößen bei unterschiedlichen Oberwasserabflüssen der Elbe verändern.

Bei den Überlegungen, die Baggermengen sinnvoll zu minimieren, zeichnen sich folgende Möglichkeiten mit nachhaltiger Wirkung ab:

- Konstruktive Maßnahmen, mit denen die Hafeneinfahrtsgeometrie und der Strombereich vor der Hafeneinfahrt strömungstechnisch optimal ausgebildet werden.
- Strombauliche Maßnahmen mit dem Ziel, den Tidehub bzw. Tideanstieg und damit das „tidal pumping“ zu dämpfen.
- Die Optimierung der Bagger- und Umlagerungsstrategie für das Gesamtsystem Tideelbe.

In der Rangfolge des jeweiligen Kosten-Nutzen-Grades sollten alle aufgeführten Möglichkeiten der Baggergutverminderung realisiert werden. Alternativen zu dieser Handlungsempfehlung sind derzeit nicht erkennbar.

8. Danksagung

Allen Besatzungsmitgliedern der Messschiffe Nige Wark und Reinhard Woltmann sowie den Mitarbeitern und Kollegen aus der Gewässerkunde des Strom- und Hafenbau Hamburg (heute Hamburg Port Authority) möchte ich für die aktive Mitarbeit bei der Erstellung und Auswertung der umfangreichen Datensätze danken.

Persönlich danke ich meinem ehemaligen Abteilungsleiter und stellvertretenden Amtsleiter beim Strom- und Hafenbau Herrn Dr.-Ing. Harald Göhren dafür, dass er mich trotz anfänglicher Skepsis am erfolgreichen Ergebnis stets darin gefördert hat, an der Entwicklung von Lösungen zur Verminderung der Sedimentation in Hafenbecken zu arbeiten.

Den Fachkollegen vom Kuratorium für Forschung im Küsteningenieurwesen (KFKI), vom Franzius-Institut in Hannover, vom Leichtweis-Institut in Braunschweig und des internationalen Expertenkreises der Estuary Study Group (ESG) möchte ich dafür danken, dass sie über drei Jahrzehnte durch umfangreiche Diskussionen und Anregungen der vorliegenden Arbeit einen gewissen Reifegrad verliehen haben.

9. Schriftenverzeichnis

- CHRISTIANSEN, H.: The main factors causing harbour siltation and measures for its reduction. Report of the Second Workshop on Dredging and Surveying, Leer, Germany, 1996.
- CHRISTIANSEN, H.: Erfahrungen mit der Strömungsumlenkung. *Hansa* 134, 70–73, 1997.
- GREISER, N.: Zur Dynamik von Schwebstoffen und ihren biologischen Komponenten in der Elbe bei Hamburg. Diss. *Hamburger Küstenforschung* 45, 1988.
- HARMS, H. und NEHLS, R.: Bestimmung der Sedimentherkunft im Hamburger Hafen aus stromabliegenden Elbabschnitten. Hamburg, 1995.
- MANNING, A. J. and DYER, K. R.: The use of optics for in-situ determination of flocculated mud characteristics. In: *J. Optics A: Pure and Applied Optics*, 4, 71–81, 2002.

Zur Beschreibung der rheologischen Eigenschaften von Flüssigschlick

Von ANDREAS MALCHEREK

Zusammenfassung

Die Bewältigung der zunehmenden Verschickungsprobleme in den deutschen Küstengewässern erfordert einen vermehrten Einsatz numerischer Modelle. Die Simulation der Dynamik von Flüssigschlick benötigt zunächst aber eine quantitative und nicht nur qualitative Beschreibung der rheologischen Eigenschaften dieser besonderen Fluide. Um die prinzipielle Form eines solchen Gesetzes zu finden, werden zunächst die Ergebnisse einer eingehenden Literaturrecherche vorgestellt, die dann durch theoretische Entwicklungen zu einem analytischen Modell der Flüssigschlickrheologie erweitert werden. Der so entstandene Ansatz wird dadurch validiert, dass die Rheologie von mit Sedimenten aus Ems und Weser hergestellten Flüssigschlick reproduziert wird.

Schlagwörter

Flüssigschlick, Rheologie, Viskosität, Weser, Ems, Fließgrenze, Nautische Sohle

Summary

In order to handle the immense fluid mud problems in German coastal waters the applicability of numerical models needs to be enhanced. Here not only a qualitative but also quantitative description for the rheological behavior of fluid mud is crucial. Therefore a literature review is presented and the outcoming approaches are combined with new theoretical approaches to form an analytical model describing the rheology of fluid mud. This approach is validated taking sediment samples from the Ems and the Weser estuary and using them to mix fluid mud of different water contents. The rheological behavior is measured and the results are fitted with the new fluid mud rheological law.

Keywords

Fluid mud, rheology, Ems estuary, Weser estuary, viscosity, yield stress, nautical depth

Inhalt

1. Einleitung	136
2. Grundlagen der deskriptiven Rheologie	138
2.1 Das viskose Verhalten der Flüssigkeiten	139
2.2 Strukturviskosität	141
2.3 Shear Thickening	143
2.4 Die Fließgrenze	144
2.4.1 Das Herschel-Bulkley-Modell (1926)	145
2.4.2 Bestimmung der Fließgrenze	146

2.5	Thixotropie	146
2.5.1	Das Moore-Modell (1959)	147
2.5.2	Das Worrall-Tuliani-Modell (1964)	147
3.	Die Rheologie granularer Suspensionen	149
3.1	Der Einfluss des Feststoffgehalts	150
3.1.1	Ein einfaches mechanisches Modell	150
3.1.2	Die Arbeit von A. Einstein (1906)	152
3.2	Partikel-Partikel-Interaktionen	153
3.3	Nichtsphärische Partikel	153
3.4	Der Einfluss der Korngröße	155
4.	Sedimentologische und rheologische Eigenschaften der Ems- und Weserschlick	157
4.1	Der mikroskopische Eindruck	159
4.2	Korngrößenverteilungen, Glühverlust und Trockendichte	162
4.3	Rheometrie der Schlickproben	164
5.	Rheologische Modellierung der Schlickproben	167
5.1	Surface Fitting mit MATLAB	167
5.2	Weiterentwicklung des Worall-Tuliani-Modells zur Beschreibung von Flüssigschlick	167
5.2.1	Die Fließgrenze von Schlick	168
5.2.2	Die strukturabhängige Viskosität	168
5.2.3	Die Flockendynamik	169
5.2.4	Parameterfitting für das erweiterte Worall-Tuliani-Modell	169
5.2.5	Validierung der Worrall-Tuliani-Funktion für Schlick	170
5.3	Verifikation des korngrößenabhängigen rheologischen Modells	170
6.	Die rheologische Definition der nautischen Sohle	171
7.	Der Transport von Flüssigschlick in Rohren	173
8.	Zusammenfassung und Empfehlungen	175
9.	Danksagung	175
10.	Verzeichnis der verwendeten Symbole (nach Reihenfolge)	176
11.	Schriftenverzeichnis	177

1. Einleitung

Eine der größten Herausforderungen im heutigen Küsteningenieurwesen stellt die erhebliche Zunahme der Verschlickung der Küstengewässer dar: Dass Häfen als strömungsberuhigte Zonen ganz natürlich zur Verschlickung neigen, ist hinlänglich bekannt (NASNER, 1997). Mit der Tideems verschlickt nun aber auch ein ganzes Ästuar, welches in keiner Weise eine strömungsberuhigte Zone darstellt. Die Frage, ob diese Verschlickung ursächlich durch die zunehmenden Vertiefungen ausgelöst wurde, wird somit auch zur Schicksalsfrage für weitere Fahrrinnenvertiefungen in den anderen deutschen Ästuaren.

Das Phänomen Verschlickung ist eng mit den grundlegenden Prozessen des Feststofftransports verbunden: Durch die strömungsinduzierte Turbulenz werden Feststoffe mit einer Dichte größer als die des Wassers in Schwebelagerung transportiert. In strömungs- und turbulenzberuhigten Zonen verliert das Wasser die Fähigkeit, Feststoffe in Suspension zu halten, womit diese zu Boden absinken und dort eine hochkonzentrierte, aber fließfähige Schicht bilden, den Flüssigschlick. Wird dieses Material nicht wieder suspendiert, konsolidiert es schließlich zu festem Boden. Ist ein konsolidierter Endzustand erreicht, müssen solche Materialakkumulationen sehr aufwendig abgetragen bzw. durch in situ Conditioning soweit wieder verflüssigt werden, dass diese durch die Strömung oder gravitationelle Effekte abtransportiert werden können (WURPTS, 2005). Vor Erreichen des konsolidierten Zustands haben diese hochkonzentrierten Schichten die Eigenschaften einer Flüssigkeit, die sich aber

erheblich von denen eines Newtonschen Fluids unterscheiden. Man bezeichnet diese Flüssigschlickschichten englisch als Hyperconcentrated Benthic Layers (HBL) oder Fluid Mud.

Flüssigschlickschichten können sich auch zeitweise in strömungsberuhigten Phasen wie der Stromkenterung in der tiefen Rinne eines Ästuars entwickeln. Hier sind sie aber oftmals nur eine flüchtige Erscheinung, da sie im Zuge des kommenden Tidedestiegs oder -falls zumeist wieder in die Trübungszone (MALCHEREK, 1995) remobilisiert werden. Eine Anführung der Baggerkosten aus dem Jahresbericht für Nassbaggerunterhaltungsarbeiten im Küstenbereich (Arbeitskreis Nassbaggerei, 2004) infolge Verschlickung in den Ästuaren Ems, Weser und Elbe verdeutlicht den hohen Kostenaufwand durch Flüssigschlick. An der Ems entstanden im Jahre 2003 allein durch Verschlickung Baggerungskosten von 16 Mio. EUR. Im selben Zeitraum sind an der Weser Baggerkosten von 0,22 Mio. EUR und an der Elbe 3,5 Mio. EUR für die Baggerung von Schlick ausgegeben worden. Die Kosten für Baggerung und Verbringung des entnommenen Materials sind stark von lokalen und regionalen Gegebenheiten abhängig und beziehen sich nur auf Baggerarbeiten der Wasser- und Schifffahrtsämter.

Entwickeln sich Flüssigschlickschichten dauerhaft in der tiefen Rinne eines Ästuars, so kann es zu einer erheblichen Änderung der Tidedynamik kommen, die sich aus den Prozessen des Eindringens der Tidewelle, der Dämpfung und deren Reflektion zusammensetzt (siehe z. B. MALCHEREK, 2010). So kann der Schlick in der Wassersäule die Strömung laminarisieren, wodurch die Dämpfung der Tidewelle wesentlich geringer ausfällt als bei einer turbulenten Strömung. Dieser Effekt ist dann mit einer Tidehuberhöhung im Vergleich zu schlickfreien Ästuaren verbunden.

Die Bildung von Flüssigschlickschichten ist allerdings nicht nur für die Unterhaltung von Wasserstraßen und Häfen von Bedeutung. Sammeln sich Schlickschichten an Stränden an, so werden Wellen fast vollständig gedämpft. Hierdurch können weitere Feinsedimente am Strand angelagert werden, da die säubernde Wirkung des Seegangs verlorengegangen ist, wodurch die Verschlickung noch verstärkt wird. Dieser Effekt hat eine besondere wissenschaftliche Aufmerksamkeit am Casino Beach im Süden Brasiliens erlangt, dessen Schlickaufkommen aus der Patoslagune kommt, die in einem anderen BMBF-Projekt (PUTZAR, 2010) untersucht wurde. Hier entstehen Lücken mit sehr ruhiger Wasseroberfläche von nur wenigen hundert Metern in der sonst sehr starken Brandung einzig durch Schlickablagerungen.



Abb. 1: Die Verschlickung der Kutterhäfen im Land Wursten (hier Dorum) bereitet große Probleme

Die Erforschung

- der rheologischen Eigenschaften der Flüssigschlicke,
- der diese Eigenschaften bestimmenden Parameter und
- der Methoden zur numerischen Simulation der Dynamik von Flüssigschlickten

sind vordringliche Aufgaben, um einerseits die Morphodynamik der Küstengewässer grundlegend zu verstehen und andererseits die mit der Fahrwasser- und Hafenschlickung verbundenen Unterhaltungskosten zu reduzieren.

Dieser Artikel soll mit den wesentlichen Ergebnissen des KFKI-Projekts MudSimA (03KIS066) das fachliche Rüstzeug bereitstellen, welches zur Beschreibung der Rheologie von Flüssigschlickten als ein erster Schritt im Rahmen einer Lösungsstrategie erforderlich ist. Ein detaillierter Projektbericht ist in MALCHEREK (2011) veröffentlicht. Dazu werden im folgenden Abschnitt als Datenbasis die Ergebnisse der sedimentologischen und rheologischen Analysen von Schlickten aus Ems und Weser vorgestellt. Da das rheologische Fachwissen nicht nur Spezialisten vorbehalten sein sollte, sondern durch KfKI-Projekte auch in die Ämter vor Ort getragen werden soll, werden in den darauf folgenden Abschnitten die Grundlagen dargestellt, wie rheologisches Verhalten beschrieben wird. Theoretische Ansätze aus der Rheologie granularer Suspensionen werden dann eingehender diskutiert, sofern sie für die Rheologie von Flüssigschlickten benötigt werden.

Hierauf aufbauend wird ein neues Modell entwickelt, welches die Rheologie der Flüssigschlicke als Funktion des Feststoffgehalts und der Scherrate beschreibt. Zudem wird hierzu ein Messverfahren und der Auswertalgorithmus für die gewässerkundliche Praxis vorgestellt. Der Artikel schließt mit Beispielen der Anwendung der rheologischen Erkenntnisse.

2. Grundlagen der deskriptiven Rheologie

Die Rheologie beschäftigt sich mit dem Verhalten von allen Materialien, die fließfähig sind, d. h. auch Flüssigschlickten. Während man z. B. bei der Verhaltensforschung an leidensfähigen Wesen vor allem passive Methoden, d. h. die Beobachtung anwendet, kann die Rheologie sich gleich auf die aktiven Methoden stürzen: Sie erzwingt vom Probanden, d. h. dem fließfähigen Stoff, durch eine von außen aufgebrachte Belastung ein gewisses Verhalten, d. h. eine Bewegung. Die deskriptive Rheologie versucht dabei, den Zusammenhang zwischen äußerer Belastung und der Bewegung als Reaktion zunächst einmal qualitativ und quantitativ zu beschreiben. Hiernach setzt dann die theoretische oder Mikrorheologie an, die das beobachtete Verhalten durch theoretische Modelle von dem, was in dem Fluid passiert, erklären möchte. Solche mikrorheologischen Modelle beschäftigen sich dann z. B. mit dem Geschehen in granularen Suspensionen, denen wir uns noch zuwenden werden.

Die äußere Belastung wird in rheologischen Verhaltensexperimenten durch eine Scherspannung aufgebracht. Auf diese reagiert ein Fluid mit einer kontinuierlichen Ausweichbewegung, die mit einer relativen Bewegung der Fluidschichten untereinander verbunden ist, wodurch sich diese aneinander reiben. Zur Überwindung dieser als Viskosität bezeichneten inneren Reibung ist Energie erforderlich, die dem Mechanismus der äußeren Belastung natürlich entzogen wird, wodurch er müde werden und aufgeben soll.

Eine Flüssigkeit wendet im Bild der Verhaltensforschung bleibend also die Strategie der Zermürbung an, um äußeren Belastungen sicher nicht im ersten Moment, aber langfristig zu widerstehen und wieder zur Ruhe zu kommen.

Ganz anders verhält sich da ein Festkörper: Er reagiert auf eine äußere Belastung wie eine Scherspannung durch eine kurzfristige Verformung, die allerdings nicht dauerhaft anhält, sondern innere Widerstände mobilisiert und so der äußeren Belastung standhält. Hier würde der Verhaltensforscher also lediglich eine Verformung bzw. Deformation beobachten, nicht aber eine kontinuierliche Ausweichbewegung.

Beim ideal-elastischen Festkörper ist diese Deformation proportional zur belastenden Spannung: Dies bedeutet dann natürlich auch, dass die Deformation sich vollständig zurückbildet, sobald die Belastung verschwindet. Damit entzieht der Festkörper in einem Scharmützel aus Be- und Entlastung dem belastenden System keine Energie: Der elastische Festkörper ist damit strategisch weniger erfolgreich als die Flüssigkeit, wenn es darum geht, den Belaster zur Aufgabe zu zwingen.

Diese Strategie ist allerdings auch für einen Festkörper nicht immer erfolgreich: Ist die äußere Belastung so groß, dass die inneren Widerstände dieser nicht mehr standhalten können, dann muss auch der Festkörper kapitulieren, er beginnt sich plastisch zu verformen.

Das trennende Bild von den viskosen Flüssigkeiten auf der einen und den elastischen Festkörpern auf der anderen Seite wird in der heutigen Materialwissenschaften allerdings nicht mehr vertreten: So weiß man, dass Flüssigkeiten auf der molekularen Ebene aus Bereichen mit Festkörperstrukturen aufgebaut sind, sich also auch wie solche verhalten. Aber auch Festkörper reagieren schon bei geringen Belastungen mit dauerhaften Deformationen. Auf der Landkarte der Materialien gibt es also eine ‚Straße der Rheologie‘, die Flüssigkeiten und Festkörper kontinuierlich miteinander verbindet und deren Stoffeigenschaften als viskoelastisch bezeichnet werden.

In der Hydromechanik spielt die Rheologie keine große Rolle, da die molekulare Viskosität des Wassers durch turbulente Effekte überdeckt wird. Die Beschreibung der chaotischen Geschwindigkeitsschwankungen durch Turbulenzmodellierung nimmt hier also die Rolle ein, die die Rheologie bei zähfließenden Fluiden inne hat. Bei den zähfließenden Fluiden werden die Mechanismen, wie ein Stoff eigentlich fließt, nicht mehr durch turbulente Effekte überlagert. Man muss sich daher auch mit der inneren Struktur eines Fluids beschäftigen. Und damit kommen mikromechanische, elektrochemische oder sogar biologische Eigenschaften mit ins Spiel.

2.1 Das viskose Verhalten der Flüssigkeiten

Das grundlegende Verhaltensexperiment zur Beschreibung von Flüssigkeiten ist der sogenannte Couetteversuch, welcher in der Abb. 2 skizziert ist. Eine Testflüssigkeit befindet sich dabei zwischen zwei Platten, von denen die untere ruht und die obere sich mit der Geschwindigkeit u_0 bewegt. Der Spaltabstand ist dabei so klein, dass sich ein lineares Geschwindigkeitsprofil (Couetteströmung) einstellt.

Um diese Bewegung aufrecht zu erhalten, ist eine Kraft F_x erforderlich, die auf das Fluid als Scherspannung

$$\tau = \frac{F_x}{A_z}$$

wirkt.

Werden die Versuchsbedingungen so eingestellt, dass sich zwischen den zwei Platten eine laminare Strömung einstellt, dann steigt die Fließgeschwindigkeit zwischen der unteren und der oberen Platte linear an und man definiert den Quotienten

$$\dot{\gamma} = \frac{\partial u}{\partial t} = \frac{u_0}{h}$$

als Scherrate.

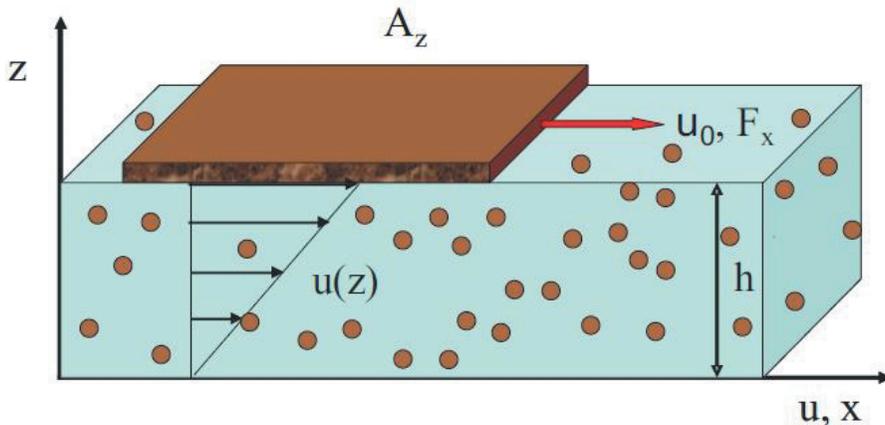


Abb. 2: Zur Definition der rheologischen Grundgrößen: Die Scherrate ist die sich über die Flüssigkeitssäule einstellende Geschwindigkeitssteigung

$$\dot{\gamma} = \frac{u_0}{h},$$

die Scherspannung ist die zur Aufrechterhaltung der Bewegung erforderliche Kraft pro Grundfläche

$$\tau = \frac{F_x}{A_z}.$$

Das Ergebnis dieses Versuchs lässt sich durch die graphische Auftragung der Scherspannung über die Scherrate darstellen, man bezeichnet die sich ergebende Funktion als **Fließkurve**.

Da die Schubspannung immer aber mit der Scherrate steigen sollte, ist auch der Quotient dieser beiden Größen interessant. Man bezeichnet ihn als scheinbare dynamische Viskosität

$$\mu = \frac{\tau}{\dot{\gamma}}$$

und die sich ergebende Auftragung dieser Größe über die Scherrate als **Viskositätskurve**. In der Literatur taucht manchmal auch der Begriff ‚wahre Viskosität‘ auf. Sie ist als

$$\mu = \frac{\partial \tau}{\partial \dot{\gamma}}$$

definiert und beschreibt die Zunahme der Scherspannung mit der Scherrate.

Die Viskosität ist also ein Maß dafür, welche Spannung bzw. welcher Impulsfluss erforderlich ist, um eine Scherströmung aufrechtzuerhalten. Sie hängt natürlich von vielen Parametern wie dem Fluid und dessen Inhaltsstoffen oder der Temperatur ab.

Ist die Viskosität nicht von der Deformations- oder Scherrate abhängig, dann spricht man von einem Newtonschen Fluid. Das wichtigste Newtonsche Fluid ist Wasser. Es hat eine Viskosität von etwa $\mu = 0.001 \text{ Pa s}$ bei Zimmertemperatur.

In der Fließkurve eines Newtonschen Fluids steigt die erforderliche Scherspannung linear mit der Scherrate (Abb. 3). Noch langweiliger ist die Viskositätskurve, denn sie ist für alle Scherraten eine Konstante.

Die Konstanz der Viskosität bezieht sich allerdings nur auf die Abhängigkeit von der Scherrate, da die Viskosität z. B. immer temperaturabhängig ist.

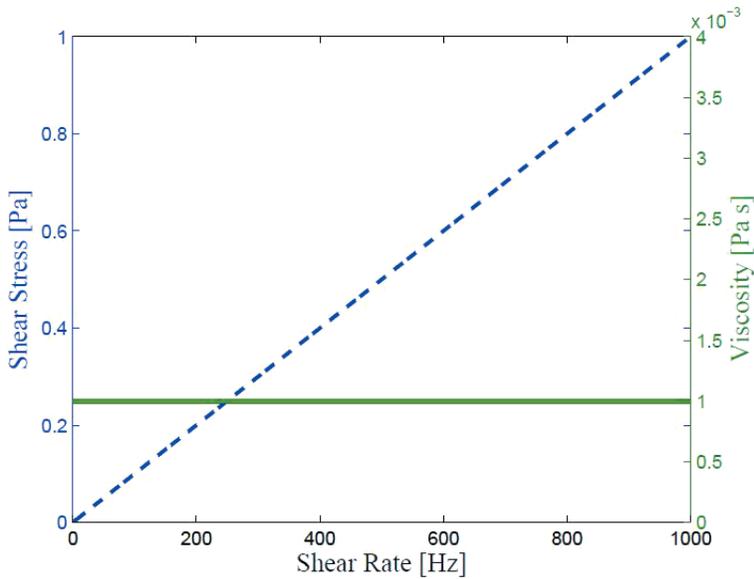


Abb. 3: Die Fließkurve eines Newtonschen Fluids steigt linear mit der Scherrate an, während die Viskositätskurve einen konstanten Wert (hier $\mu = 0.001 \text{ Pa s}$ für Wasser) annimmt

2.2 Strukturviskosität

Im Unterschied zu einem Newtonschen Fluid nimmt die Viskosität von Flüssigschlitten bei zunehmenden Scherraten (WIT, 1995) ab. Diesen Effekt bezeichnet man als Strukturviskosität oder scherverdünnendes Verhalten, da sich die strukturellen Eigenschaften des Inhaltsstoffes mit den wirkenden Scherspannungen ändern. Die Abb. 4 erläutert, was man dabei unter strukturellen Eigenschaften zu verstehen hat. Sie zeigt die vier wichtigsten Ursachen von strukturviskosem Verhalten auf, die im Folgenden vorgestellt werden sollen.

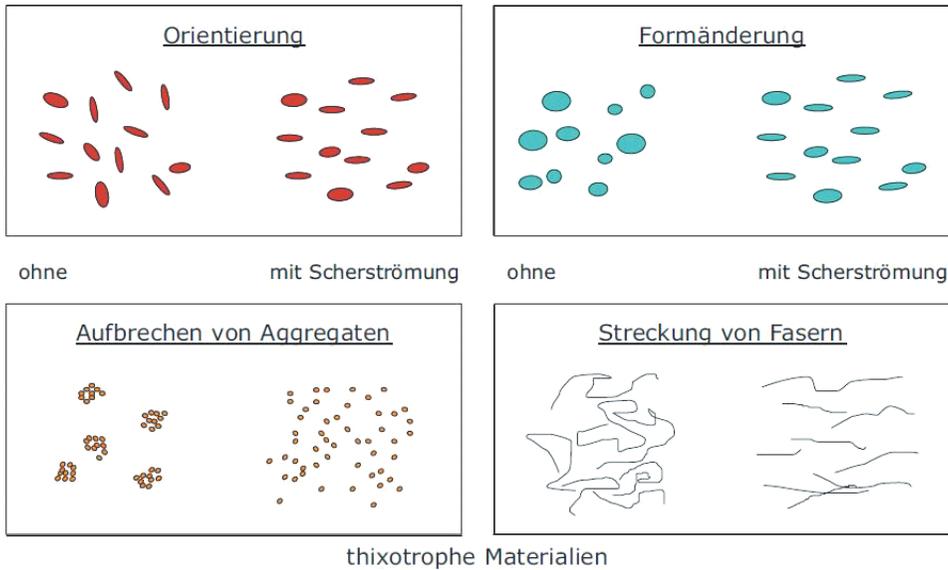


Abb. 4: Ursachen von Strukturviskosität

In einer granularen Suspension nicht-sphärischer Partikel ist der Strömungswiderstand des Einzelpartikels umso größer, je größer die Angriffsfläche des Partikels ist. Nicht-sphärische Partikel ordnen sich in einer Scherströmung so, dass die längste Achse sich parallel zur Geschwindigkeit orientiert. In diesem Fall ist auch die Angriffsfläche und damit auch der Strömungswiderstand am kleinsten. Durch die Ausrichtung nicht-sphärischer Partikel im Geschwindigkeitsfeld reduziert sich also die scheinbare Viskosität des Fluids. Um den Einfluss dieses Effektes abzuschätzen, sollten Flüssigschlickproben auch mikroskopisch analysiert werden. In der Regel weicht die Form der Partikel allerdings nur wenig von der Sphärizität ab.

Derselbe Effekt kann natürlich bei Gasblasen auftreten, auch wenn diese im unbelasteten Zustand sphärisch sind. Dieser Effekt spielt in der Flüssigschlickrheologie allerdings keine Rolle.

Sind in einem Fluid fadenartige Strukturen biologischen Ursprungs eingebunden, so werden diese in einer Scherströmung auseinandergezogen und ausgerichtet. Auch hierdurch wird die scheinbare Viskosität des Fluids reduziert.

Aggregate aus kleineren Partikeln und Flocken halten nur einer gewissen Scherspannung stand, bevor sie zerbrechen. Da die vielen kleineren Partikel einen geringeren Strömungswiderstand als die großen Aggregate haben, wird so auch die Viskosität verringert. Der Effekt der Flockenbildung, auch Koagulation oder Flockulation genannt, spielt bei kohäsiven Sedimenten und damit in der Flüssigschlickdynamik eine entscheidende Rolle (BURBAN, 1989), (VAN LEUSSEN, 1988, 1994), (LICK, 1992, 1993a, 1993b).

Das rheologische Verhalten von strukturviskosen Fluiden wird im einfachsten Fall durch das Gesetz von Ostwald-de-Waele beschrieben, welches

$$\tau = K\dot{\gamma}^n$$

lautet. Die Abnahme der Viskosität wird darin durch eine gebrochene Potenz kleiner als eins modelliert. Dieses Gesetz ist allerdings deshalb physikalisch nicht sinnvoll, da die scheinbare Viskosität

$$\mu = \frac{\tau}{\dot{\gamma}} = K\dot{\gamma}^{n-1}$$

mit zunehmender Scherrate gegen null geht, man dann also immer weniger Energie aufwenden muss, um das Fluid weiter zu scheren (siehe Abb. 5).

Das Gesetz befriedigt zudem deshalb nicht, weil die Dimension des Parameters K von der Potenz n abhängt.

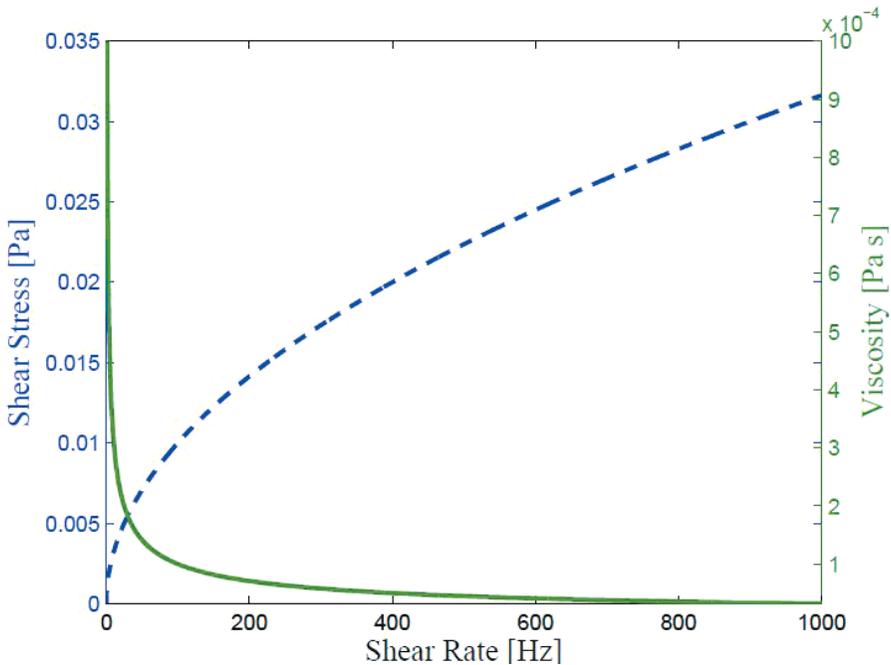


Abb. 5: Viskositäts- und Fließkurve nach dem Gesetz von Ostwald-de-Waele für $K = 0.001 \text{ (Pa s)}^2$ und $n = 0,5$. In einer doppelt-logarithmischen Darstellung würden sich beide Kurven zu Geraden verformen. Ein solches strukturviskoses Verhalten ist also nur mit linearen Achsen sofort erkennbar

2.3 Shear Thickening

Der zur Strukturviskosität gegenteilige Effekt bezeichnet man als Shear Thickening, d. h. die Zunahme der Viskosität mit zunehmender Scherrate. Shear Thickening setzt ab einer gewissen kritischen Scherrate $\dot{\gamma}_{crit}$ ein. Diese nimmt nach Barnes (BARNES, 1989) mit abnehmendem Partikeldurchmesser zu. Je größer der Feststoffgehalt in der Suspension, desto später setzt Shear Thickening ein.

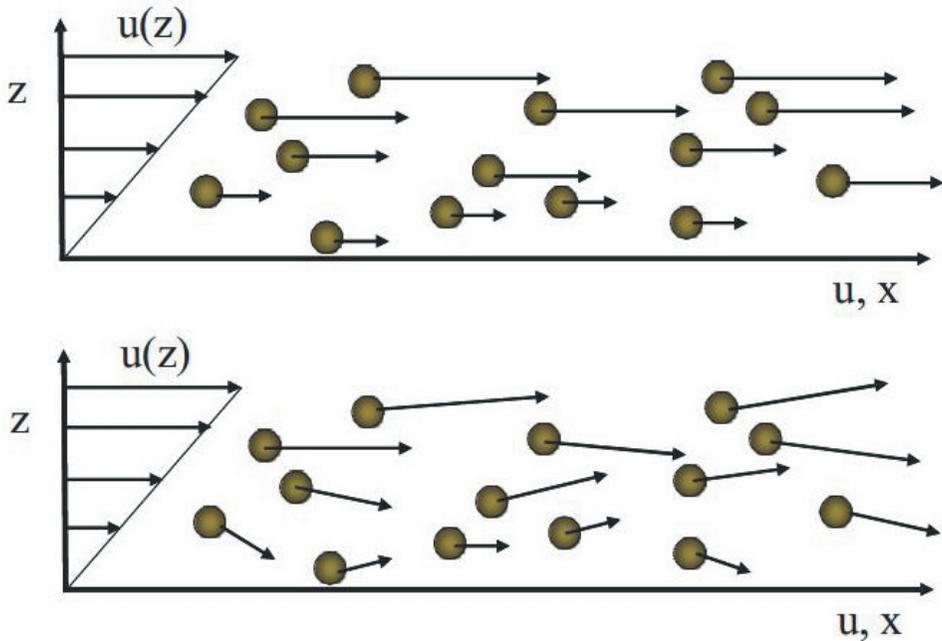


Abb. 6: In einer granularen Suspension ohne Shear Thickening bewegen sich die Partikel laminar in Richtung der Hauptströmung. Ist die Turbulenz im Trägerfluid zwischen den Partikeln hinreichend groß, so beginnen auch diese sich senkrecht zur Hauptströmungsrichtung fluktuierend zu bewegen, wodurch der Impulsaustausch und damit die Viskosität erhöht wird

Als Ursache des Shear Thickenings wird in der Regel das Einsetzen der Turbulenz zwischen den Partikeln angesehen. Diese führt dazu, dass auch die Partikel, die bei kleinen Scherraten den mittleren Geschwindigkeiten folgen, sich also in einer Geschwindigkeitslamelle bewegen, nun auch fluktuierende Geschwindigkeitsanteile senkrecht zur Hauptströmung bekommen. Hierdurch erhöht sich der Impulsaustausch in Richtung des Geschwindigkeitsgradienten und damit die Viskosität.

2.4 Die Fließgrenze

Belastet man einen Festkörper wie im Couetteversuch durch eine Scherspannung, so verformt er sich elastisch und verbleibt dann in dieser neuen Position. Erhöht man die Scherspannung zunehmend, dann wird eine Grenze erreicht, ab der der Stoff sich irreversibel verformt. Dabei können verschiedene Verhaltensfälle auftreten: Bei einer plastischen Verformung zerbricht der Körper an Bruchkanten, die sich dann so verkeilen, dass der Körper der Belastung nun widerstehen kann. In anderen Fällen wird Material von der Oberfläche des Körpers abgelöst, welches durch die Scherspannung forttransportiert wird. Man spricht in diesem Fall von Erosion oder Abrasion. Beim Fließen stellt sich ein Bewegungsbild wie in Abb. 2 ein, d. h. alle Bereiche des Körpers beginnen sich untereinander gleichmäßig zu verformen.

In der Rheologie der Flüssigschlicke betrachtet man nur dieses Verhalten, wobei die

Fließgrenze mit τ_y (y für engl. yield stress) bezeichnet wird. Sie kann prinzipiell in jedes explizite rheologische Gesetz der Form $\tau = f(\dot{\gamma})$ durch

$$\tau = \tau_y + f(\dot{\gamma})$$

eingebraucht werden.

Im Gesetz von Bingham (BINGHAM, 1916) wird ein Stoff nach dem Überschreiten der Fließgrenze zu einem Newtonschen Fluid. Die inneren Spannungen in einem Bingham'schen Fluid berechnen sich also nach:

$$\tau = \mu_B \dot{\gamma} + \tau_y$$

Unterhalb der Fließgrenze τ_y ist ein Bingham'sches Fluid kein Fluid, sondern verhält sich wie ein elastischer Festkörper, der auf die äußeren Belastungen mit reversiblen Verformungen reagiert.

Die Viskosität eines Fluids mit Fließgrenze ist wieder der Quotient aus Scherspannung und Scherrate, hier also:

$$\mu = \mu_B + \frac{\tau_y}{\dot{\gamma}}$$

Sie darf nicht mit der Binghamviskosität μ_B verwechselt werden, die nur ein Parameter des Binghamgesetzes ist. Im elastischen Bereich unterhalb der Fließgrenze ist die Scherrate null und damit die Viskosität eines elastischen Körpers unendlich groß.

Die Fließgrenze ist sicherlich eine Funktion der Feststoffkonzentration im Fluid. Bingham nahm dabei eine lineare Beziehung zwischen Konzentration und Fließgrenze an, er hat ein solches Verhalten für Mischungen von Lithoponen in Leinöl bei Konzentrationen über 50 % gemessen.

Das Bingham'sche Modell ist heute sehr kritisch zu betrachten und sollte auch nicht verwendet werden, obwohl es einen historischen Meilenstein in der Rheologie gesetzt hat. Das größte Problem besteht in der Unstetigkeit des prognostizierten Verhaltens eines Stoffes, der bei Belastungen unterhalb der Fließgrenze sich wie ein Festkörper verhält und dann beim Erreichen dieses Grenzwerts sehr abrupt zu einem Fluid wird.

2.4.1 Das Herschel-Bulkley-Modell (1926)

W. H. Herschel und R. Bulkley haben 1926 später in einem Aufsatz die Konsistenz einer Lösung von Gummi in Benzol untersucht. Verwendet haben sie dabei die Kapillarröhrenmethode zur Messung der Viskosität. Hier wird das Fluid über einen Trichter durch eine Kapillare gegossen. Gemessen wird dabei die Ausflusszeit in Abhängigkeit von der Füllhöhe über dem Trichter. Hieraus wird dann mit dem Hagen-Poiseuilleschen Gesetz die Viskosität bestimmt.

Das Herschel-Bulkley-Modell (HERSCHEL, 1926) geht wie das Bingham'sche Modell von einer Schwelle für die Schubspannung aus, ab der sich das Fluid zu bewegen beginnt. Danach steigt die erforderliche Schubspannung allerdings nicht linear, sondern gebrochen rational mit der Deformationsrate:

$$\tau = \tau_y + q\dot{\gamma}^\alpha$$

Für den Zusammenhang zwischen der Gummikonzentration im Lösungsmittel Benzol

und dem Schermodul bekommen die Autoren nichtlinearen, eher quadratischen Zusammenhang heraus.

Auch wenn das Herschel-Bulkley-Modell verschiedentlich zur Beschreibung der rheologischen Eigenschaften von Flüssigschlick angewendet wurde (WIT, 1995), gelten dieselben Vorbehalte wie für das Ostwald-de-Waele-Gesetz: Die Parameter sind nicht einheitenkonform, und die Viskosität konvergiert für große Scherraten gegen null.

2.4.2 Bestimmung der Fließgrenze

Die Fließgrenze ist experimentell schwierig zu bestimmen, da es laut Definition die Scherspannung bei gegen null gehender Scherrate bedeutet. Daher hängen die Ergebnisse oft von der Art der rheologischen Messung ab (NGUYEN, 1992).

Grundsätzlich wird in einem Rheometer der Zusammenhang zwischen Scherspannung und Scherrate gemessen. Dabei ist es hier aber entscheidend, ob man die Scherspannung als Funktion der Scherrate oder umgekehrt misst.

Im ersten Fall spricht man von einem **CSR-Rheometer** (CSR – Controlled Shear Rate). Hier wird eine Scherrate eingestellt und die dazu erforderliche Scherspannung gemessen. Dieses Prinzip ist aber für Bingham'sche Fluide ungeeignet, da man hier die für eine Bewegung erforderliche Scherspannung ja erst bestimmen will.

Bei einem **CSS-Rheometer** (CSS – Controlled Shear Stress) wird eine Scherspannung eingestellt und die dadurch produzierte Scherrate bestimmt. Nur bei diesem Messprinzip stellt sich bei Scherspannungen unterhalb der Fließgrenze keine Scherung d. h. Rotation ein.

Bei den indirekten Methoden werden die rheometrischen Daten zur Scherrate null extrapoliert. Ein besseres Verfahren besteht darin, die Gültigkeit eines rheologischen Modells anzunehmen und die Fließgrenze dann durch Curve Fitting zu bestimmen. In einigen Experimenten bekommt man auch eine direkte Messung der Fließgrenze.

Für die gewässerkundliche Erfassung der Schlickrheologie wird daher dringend empfohlen, die Fließgrenze mit einem Rheometer im CSS-Modus zu bestimmen.

2.5 Thixotropie

Durch die zunehmende Belastung eines scherverdünnenden Fluids mit einer Scherspannung werden innere Strukturen desselben zerstört: So zerbrechen Flocken im Fluid, oder es reißen Fasern. Der Wiederaufbau dieser Strukturen durch elektrochemische oder biologische Prozesse braucht, wie jede Heilung von Wunden, Zeit.

Wird die Scherrate in einem Rheometer von ihrem höchsten Wert wieder heruntergefahren, dann wird die so gemessene Kurve nicht mit der bei Belastungszunahme übereinstimmen, da die Strukturen nun ja zerstört sind. Wird die Scherrate dann reduziert, so ist zur Aufrechterhaltung dieses Zustandes nun eine geringere Scherspannung erforderlich, da viele Bindungen schon gebrochen sind. Als Thixotropie bezeichnet man die dadurch entstehende Hysterese in der rheologischen Kurve eines Fluids.

Es erfordert dann eine gewisse Zeit als auch eine Freiheit von Scherbelastung, dass die strukturellen Bindungen wiederhergestellt werden.

2.5.1 Das Moore-Modell (1959)

Eine Erweiterung des Bingham'schen rheologischen Modells ist das Moore-Modell (MOORE, 1959). Es nimmt eine Abhängigkeit der kritischen Schubspannung und der Viskosität von der inneren Struktur des Fluids an. Dabei wird davon ausgegangen, dass sowohl die Viskosität als auch die kritische Spannung gemeinsam mit zunehmender Festigkeit wachsen oder mit abnehmender Festigkeit fallen.

Moore führte dazu einen Strukturparameter $\lambda_s \in [0, 1]$, der eins ist, wenn alle Partikel sich zu den größtmöglichen Flocken verbunden haben, die Strukturbildung also maximal ist. Für $\lambda_s = 0$ haben sich im Fluid keine Kornaggregate wie Flocken gebildet.

Moore und Davies nehmen nun an, dass sich sowohl das Schermodul als auch die Viskosität als lineare Interpolation des Strukturparameters in der Form

$$\tau = (\tau_y + \lambda_S \tau'_y) + (\mu_\infty + \lambda_S \mu') \dot{\gamma}$$

darstellen lassen.

2.5.2 Das Worrall-Tuliani-Modell (1964)

W. E. Worrall und S. Tuliani (WORRALL, 1964) entwickelten das Modell von Moore und Davis so weiter, dass sie der Änderung einer Struktur dargestellt durch den Parameter λ_s auch eine gewisse Zeit zusprachen. Ähnlich wie im Moore-Modell nehmen sie an, dass man die Schubspannung aus drei Anteilen bestimmen muss:

$$\tau = \tau_y + \mu_\infty \dot{\gamma} + \Delta\mu \dot{\gamma} \lambda_S$$

Somit hat die Viskosität den Wert μ_∞ , wenn alle inneren Strukturen gebrochen sind, und den Wert $\mu_\infty + \Delta\mu$, wenn alle inneren Bindungen aufgebaut sind.

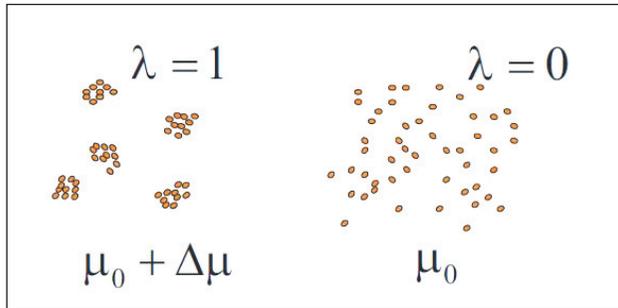


Abb. 7: Das Moore- und das Worrall-Tuliani-Modell kennen zwei Zustände eines Schlicks: Für $\lambda = 0$ sind alle Aggregate zerbrochen, für $\lambda = 1$ liegen alle Aggregate in ihrer maximalen Flockengröße vor

Für die zeitliche Änderungen des Strukturanteils nehmen sie nun eine dynamische Gleichung der Form

$$\frac{d\lambda_S}{dt} = b_{floc} (1 - \lambda_S) - \alpha_{break} \dot{\gamma} \lambda_S$$

an. Darin stellt der erste Term auf der rechten Seite das Wachstum von Bindungen, der zweite Term die Zerstörung durch die Scherrate dar.

Somit ist die Gleichgewichtsrates von Bindungen bei einer gegebenen Scherrate

$$\frac{d\lambda_S}{dt} = 0 \Rightarrow \lambda_S = \frac{b_{floc}}{\alpha_{break} \dot{\gamma} + b_{floc}}$$

Erhöht man die Scherrate in einer rheologischen Messung nur hinreichend langsam, so dass der Anteil der inneren Bindungen immer im Gleichgewicht mit der Scherrate ist, dann ergibt sich für die erforderliche Scherspannung:

$$\tau = \tau_y + \mu_{\infty} \dot{\gamma} + \frac{\Delta\mu b_{floc} \dot{\gamma}}{\alpha_{break} \dot{\gamma} + b_{floc}}$$

Das Worrall-Tuliani-Modell beschreibt die rheologischen Eigenschaften eines Fluids durch insgesamt vier Parameter. Es nimmt einen starken linearen Anstieg der erforderlichen Schubspannung bei kleinen Deformationsraten und einen geringeren, aber linearen Anstieg bei größeren Deformationsraten an. Zwischen diesen beiden Bereichen der Deformationsrate findet ein nichtlinearer Übergang statt (siehe Abb. 8).

Worrall und Tuliani entwickelten ihr Modell für Tonsuspensionen in der Keramikindustrie. Sie bekamen für das Verhältnis der Parameter:

$$\frac{b_{floc}}{\alpha_{break}} \cong 25 \dots 80 \text{ Hz}$$

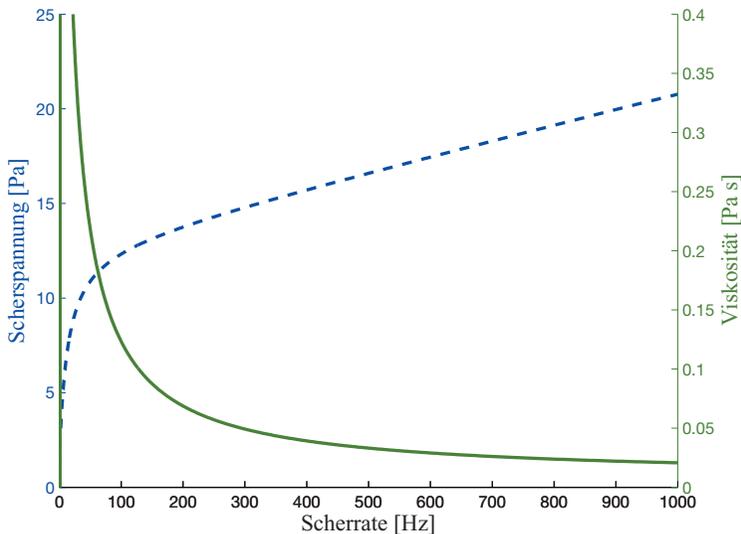


Abb. 8: Viskositäts- und Fließkurve nach dem Gesetz von Worrall-Tuliani. Die Scherrate wird so langsam erhöht, dass der Strukturparameter sich im Gleichgewicht befindet

Zusammenfassend scheint das Worrall-Tuliani-Modell also die besten Voraussetzungen zu haben, die rheologischen Eigenschaften von Flüssigschlick zu beschreiben, da es die Prozesse

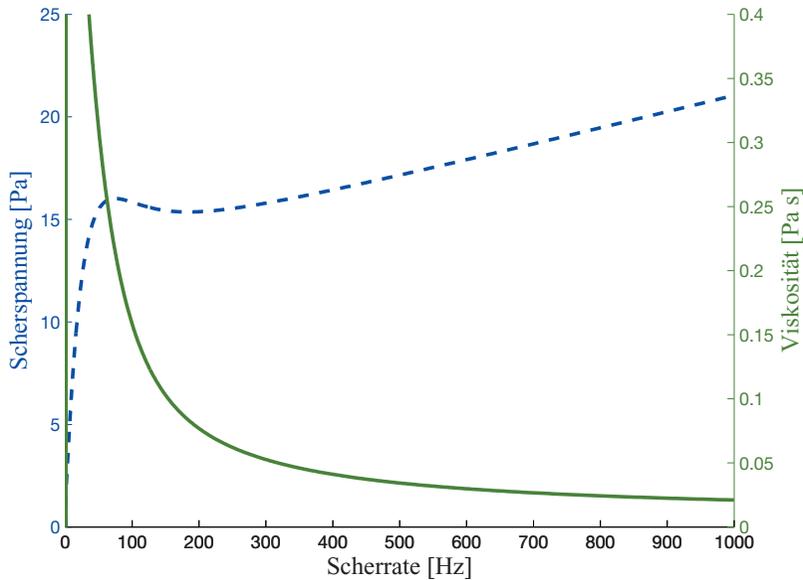


Abb. 9: Viskositäts- und Fließkurve nach dem Gesetz von Worrall-Tuliani. Die Scherrate wird so schnell erhöht, dass der Strukturparameter sich nicht mehr im Gleichgewicht befindet

- der Fließgrenze
- der Strukturviskosität
- und der Thixotropie

berücksichtigt.

Alle diese rheologischen Modelle machen aber keine Aussage über die Rolle des Feststoffgehalts, der natürlich entscheidend die Eigenschaften eines Flüssigschlicks bestimmt.

3. Die Rheologie granularer Suspensionen

Nach der rein phänomenologisch-rheologischen Beschreibung wollen wir uns nun der einfachsten physikalischen Modellvorstellung zu den Fließvorgängen in einem Schlick zuwenden: der granularen Suspension. Danach besteht ein Flüssigschlick zum großen Teil aus Wasser und einer granularen festen Phase. Die rheologischen Eigenschaften einer solchen granularen Suspension hängen also von

- der inneren Reibung im Trägerfluid Wasser selbst, beschrieben durch dessen Viskosität μ_0 ,
- dem Strömungswiderstand des Trägerfluids an den suspendierten Partikeln,
- und bei größeren Partikelkonzentrationen der Kontaktreibung zwischen den Partikeln

ab.

In diesem Kapitel soll zunächst basierend auf der bahnbrechenden Arbeit von Einstein von der Umströmung eines Einzelpartikels auf die rheologischen Eigenschaften einer Gesamtheit von Partikeln geschlossen werden. Hierauf aufbauend werden die Partikel-Partikel-Interaktionen, Elliptizität und die Paarbildung als mögliche Ursachen der Abweichung von den Einsteinschen Ergebnissen vorgestellt.

3.1 Der Einfluss des Feststoffgehalts

Die wichtigste Kenngröße einer granularen Suspension charakterisiert das Verhältnis von Wasser zu suspendiertem, in Schwebelage befindlichen Feststoff, dargestellt durch den volumetrischen Feststoffanteil ϕ . Seinem Einfluss auf die Rheologie soll dieser Abschnitt gewidmet sein.

3.1.1 Ein einfaches mechanisches Modell

Wir betrachten dazu die in Abb. 2 dargestellte Scherströmung in einer Suspension aus sphärischen Partikeln. Man kann nun in einer ersten Näherung annehmen, dass sich die zur Bewegung der Platte erforderliche Kraft aus der viskosen Kraft des Trägerfluids und den Strömungswiderstandskräften an den N in der Suspension gelösten Partikeln zusammensetzt. Die dabei zu verrichtende Arbeit ist das Produkt aus Widerstandskraft und Geschwindigkeit:

$$W = F_x u_0 = \tau_{xz} A_z u_0 = \mu \dot{\gamma} A_z u_0$$

Die Arbeit, die mit der Überwindung des Strömungswiderstands der Flüssigkeit an den Partikeln verbunden ist, bekommt man aus der Widerstandsformel für Kugeln bei kleinen Reynoldszahlen nach Stokes

$$F_W = 3\pi\mu_0 du_r$$

wobei u_r die relative Anströmgeschwindigkeit des Partikels ist.

Ist n die Partikeldichte pro Volumen $A_z h$ der Couette-Strömung, dann ist die zur Überwindung des Strömungswiderstandes an allen Partikeln erforderliche Arbeit:

$$W_W = N F_W u_r = n A_z h 3\pi\mu_0 du_r^2$$

Bleibt zu beantworten, wie groß die Relativgeschwindigkeit des Partikels in der Scherströmung ist. Dazu betrachten wir die Anströmung eines Partikels durch die lineare Scherströmung in Abb. 10. Das Partikel bewegt sich mit der auf es treffenden mittleren Anströmgeschwindigkeit fort, daher ist die Relativgeschwindigkeit von Partikel und Strömung in dessen Zentrum null, nicht aber an dessen Rändern. Auf der oberen Partikelsphäre wird im

Mittel die Relativgeschwindigkeit $\frac{d}{4} \frac{\partial u}{\partial z}$ vorherrschen, auf der unteren Partikelhälfte $-\frac{d}{4} \frac{\partial u}{\partial z}$.

Für die energetischen Betrachtungen können wir also eine Relativgeschwindigkeit ansetzen, die sich aus den beiden Beträgen in oberer und unterer Kugelhälfte ergibt:

$$u_r = \frac{d}{2} \frac{\partial u}{\partial z} = \frac{d}{2} \dot{\gamma}$$

In der Gesamtarbeit ist nun noch der viskose Widerstand der Trägerflüssigkeit zu berücksichtigen:

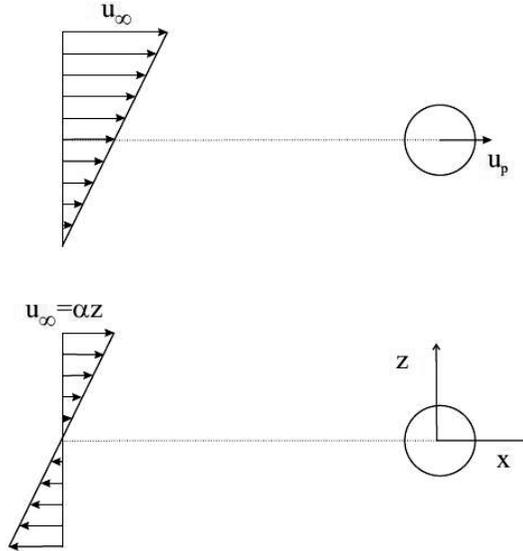


Abb. 10: Ein Partikel in einer Scherströmung (oben) bewegt sich mit der mittleren Anströmgeschwindigkeit. Im rechten Bildteil ist die Anströmung in einem Bezugssystem dargestellt, welches sich mit dem Partikel bewegt

$$W_{\text{ges}} = \mu_0 \dot{\gamma} A u_0 + n A h 3 \pi \mu_0 d \frac{d^2}{4} (\dot{\gamma})^2 = \mu_0 \dot{\gamma} A u_0 + n A h 3 \pi \mu_0 d \frac{d^2}{4} \dot{\gamma} \frac{u}{h}$$

Im letzten Term wurde der Geschwindigkeitsgradient durch das lineare Geschwindigkeitsprofil ersetzt. Klammert man nun gemeinsame Größen aus, dann bekommt man:

$$W_{\text{ges}} = A u_0 \mu_0 \dot{\gamma} \left(1 + n h 3 \pi d \frac{d^2}{4} \frac{1}{h} \right)$$

Ersetzt man die Teilchenzahldichte durch den Feststoffanteil $\phi = n \frac{\pi}{6} d^3$ ein, so ergibt sich:

$$W_{\text{ges}} = A u_0 \mu_0 \dot{\gamma} \left(1 + \frac{9}{2} \phi \right)$$

bzw. für die Viskosität einer granularen Suspension:

$$\mu = \mu_0 \left(1 + \frac{9}{2} \phi \right)$$

Die Viskosität der Suspension steigt also linear mit der Konzentration der suspendierten Partikel. Sie ist nach diesem Ergebnis nicht abhängig von der Partikelgröße oder deren Verteilung, der Partikelform oder Art des Dispergierzustands.

3.1.2 Die Arbeit von A. Einstein (1906)

Der große Nachteil der vorgestellten elementaren mechanistischen Betrachtungsweise ist die Unkenntnis der Relativgeschwindigkeit zwischen Fluid und Partikel und damit die Abschätzung des Strömungswiderstandes am Einzelpartikel. Genau diesen Anteil hat Einstein untersucht, indem er eine reine Scherströmung am Partikel angenommen hat.

Betrachten wir nun ein Partikel in einer Scherströmung, welches sich aber mit dem mittleren Geschwindigkeitsfeld fortbewegt. Die Situation ist in Abb. 10 skizziert. Das Partikel wird sich mit der mittleren auf es wirkenden Geschwindigkeit fortbewegen, die genau im Mittelpunkt der Kugel angenommen wird. Damit wirkt auf das sich mitbewegende Partikel nur eine reine Scherströmung, wie im unteren Teil des Bildes dargestellt.

Albert Einstein (EINSTEIN, 1906) hat für diese Art von Partikelumströmung für den Spezialfall einer sogenannten schleichenden Strömung eine analytische Lösung gefunden, deren graphische Darstellung in Abb. 10 zu sehen ist. Eine schleichende Strömung hat sehr kleine, gegen null gehende Reynoldszahlen. Für sie kann man in den Navier-Stokes-Gleichungen die nichtlinearen, advektiven Terme vernachlässigen (MALCHEREK, 2001).

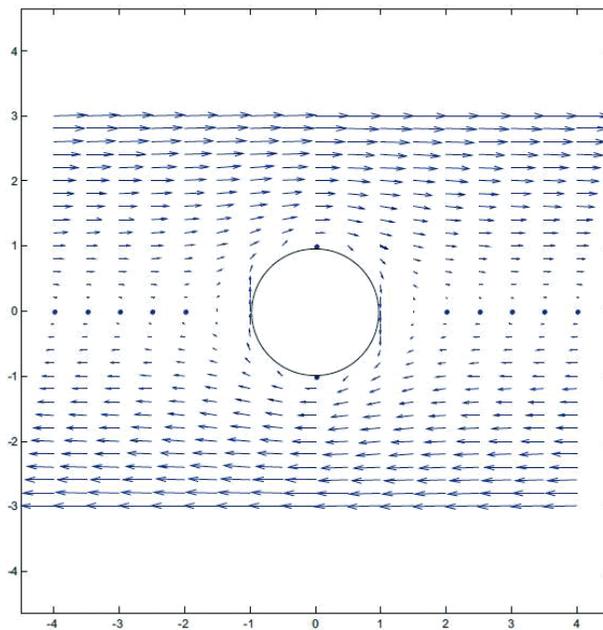


Abb. 11: Schleichende Umströmung eines Partikels in einer Scherströmung nach der analytischen Lösung von EINSTEIN (1906)

Dieses Geschwindigkeitsfeld kann man nun bezüglich seines Impulsflusses (der die Viskosität beinhaltet) mit dem originären Geschwindigkeitsfeld ohne sphärischem Partikel vergleichen. Fügt man nun eine Suspension aus Partikeln zusammen, die das Strömungsfeld beeinflussen, bekommt man mit der Einsteinsche Lösung den Strömungswiderstand auf das Partikel und für die Viskosität der Suspension:

$$\mu = \mu_0 \left(1 + \frac{5}{2} \phi \right) \text{ für } \phi < 0.04$$

Man bezeichnet den Faktor $A = 5/2$ hierin auch als **intrinsische Viskosität**. Man beachte, dass unsere einfache, vielleicht noch nachvollziehbare mechanische Herleitung ein ähnliches Ergebnis erbracht hat wie die Einsteinsche Vorgehensweise.

Es hat sich gezeigt, dass mit den Einsteinschen Ansätzen bei Suspensionen mit breiten Partikelgrößenverteilungen meist zu niedrige Viskositäten berechnet werden.

3.2 Partikel-Partikel-Interaktionen

Die Arbeit von Einstein legen die Umströmung eines einzigen Partikels zugrunde. Die Viskosität der granularen Suspension wird aus der Multiplikation der Einzelpartikeleffekte auf die entsprechende Teilchenzahldichte hochgerechnet. Dies kann natürlich nur für kleine Teilchenzahlkonzentrationen richtig sein, da hier noch keine Wechselwirkungen zwischen den Partikeln stattfinden.

Diese Wechselwirkungen zwischen den Partikeln beginnen nicht erst mit dem Zusammenstoß zweier Partikel, sondern schon dort, wo das durch das eine Partikel gestörte Geschwindigkeitsfeld auf ein zweites Partikel wirkt.

Für diesen Fall haben BATCHELOR und GREEN (1972) die theoretische Lösung

$$\mu = \mu_0 \left(1 + \frac{5}{2} \phi + 7,6 \phi^2 \right)$$

für die Viskosität der granularen Suspension angegeben.

Bei noch größeren Feststoffanteilen geht das Fluid in einen festen Stoff über; die scheinbare Viskosität nimmt dann beliebig hohe Werte an, so dass kein Fließen mehr möglich ist.

Eine Realisierung dieser Idee ist der pragmatische Ansatz von EILERS (EILERS, 1941):

$$\mu = \mu_0 \left(1 + \frac{1}{2} \frac{A\phi}{1 - \frac{\phi}{\phi_{\max}}} \right) \text{ mit } A = \frac{5}{2}$$

Er liefert für $\phi = \phi_{\max}$ eine unendlich hohe Viskosität, ϕ_{\max} ist also die Volumenkonzentration, bei der die Suspension zu einem festen Stoff wird. Eilers hat für ϕ_{\max} den Wert 0,74 angenommen.

Auch wenn Eilers und Einstein der Form nach sehr unterschiedlich sind, geht der Ansatz von Eilers in den von Einstein über, wenn ϕ gegen null geht.

3.3 Nichtsphärische Partikel

Die ideale Form der Kugel wird in einem Schlick von keinem Partikel angenommen. Natürlich ist es unmöglich, den Einfluss der unendlich vielen Abweichungen von der Sphärizität auf die Rheologie granularer Suspensionen zu untersuchen. Wichtig ist es dennoch, die möglichen Effekte der Nichtsphärizität zu kennen.

Weicht deren Gestalt von der Kugelförmigkeit ab, dann sind die Partikel in einem ruhenden Fluid in keiner Weise bezüglich ihrer Orientierung geordnet. Mit dem Aufbau einer Scherströmung beginnen sich die Partikel so im Geschwindigkeitsfeld zu orientieren, dass sich ihre lange Achse in Strömungsrichtung ausrichtet, so dass ihr Strömungswiderstand minimiert wird. Die Viskosität des Fluids nimmt damit so lange ab, bis alle Partikel sich im Strömungsfeld vollständig ausgerichtet haben.

Der erste Schritt der Lösung dieses komplizierten Problems bestand in der Untersuchung des Geschwindigkeitsfeldes um ein rotationsellipsoidales Partikel. Dieses Problem ist für eine schleichende Scherströmung 1922 von Jeffery (JEFFERY, 1922) für die schleichende Strömung gelöst worden. Die ausgeschriebene Darstellung der Lösung nimmt auch unter Zuhilfenahme vieler Abkürzungen drei Papierseiten ein.

Dabei wird vom Partikel angenommen, dass dieses im Äquatorialschnitt kreisförmig (Radius a) ist und die senkrecht dazu liegende Achse (Radius b) einen anderen Wert haben

kann. Der Wert $p = \frac{a}{b}$ gibt dann das Verhältnis der beiden Achsen zueinander an. Für **prolate**

Partikel (pfeifenförmig) ist $p > 1$ und für **oblate Partikel** (scheibenförmig) ist $p < 1$. Der Zusammenhang mit dem bekannten Corey-Shape-Faktor ist:

$$\text{CSF} = \frac{1}{\sqrt{p}}$$

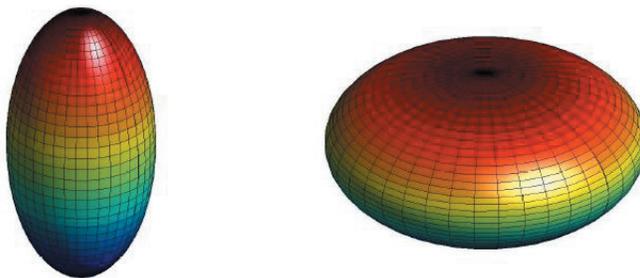


Abb. 12: Beispiel eines prolaten (links) und eines oblaten (rechts) Rotationsellipsoids

Im sogenannten Jeffery-Peterlin-Saito-Ansatz (SCHERAGA, 1955) wird dann auch die Ausrichtung zur Strömungsrichtung berücksichtigt. Sie wird durch eine Verteilungsfunktion $F(\theta, \phi, t)$ beschrieben. Die zeitliche Entwicklung dieser Verteilungsfunktion wird durch zwei Prozesse bestimmt: Zunächst werden die Partikel durch die angreifenden Strömungskräfte gedreht, d. h. sie erhalten eine Rotationsgeschwindigkeit $\vec{\omega}$. Gleichzeitig treiben aber durch die Brownsche Molekularbewegung ausgelöste diffusive Kräfte die Partikel wieder in die Gleichverteilung der Richtungen zurück. Dieser Prozess sei durch eine Winkeldiffusionskonstante Θ beschrieben. Die Winkelverteilungsfunktion der einzelnen Partikel ergibt sich also durch die Lösung der Transportgleichung:

$$\frac{\partial F}{\partial t} + \text{div}(\vec{\omega}F - \Theta \text{grad}F) = 0$$

Kennt man daraufhin die Verteilung der Ausrichtung der Partikel im Geschwindigkeitsfeld, können die hydromechanischen Kräfte auf das Partikel bestimmt werden.

Eine solche Theorie ist natürlich nicht mehr analytisch lösbar. Hier wurde die Lösung auf verschiedene Integrale zurückgeführt, die dann numerisch lösbar sind. Deren Lösung wurde 1954 auf dem 35 Tonnen schweren Mark-I-Computer des Harvard Computation Laboratory durchgeführt, wodurch die in Abbildung 13 dargestellten Werte für die intrinsische Viskosität prolater Partikel als Funktion des Verhältnisses von Scherrate $\dot{\gamma}$ zu Winkel-diffusionskoeffizient Θ ergeben.

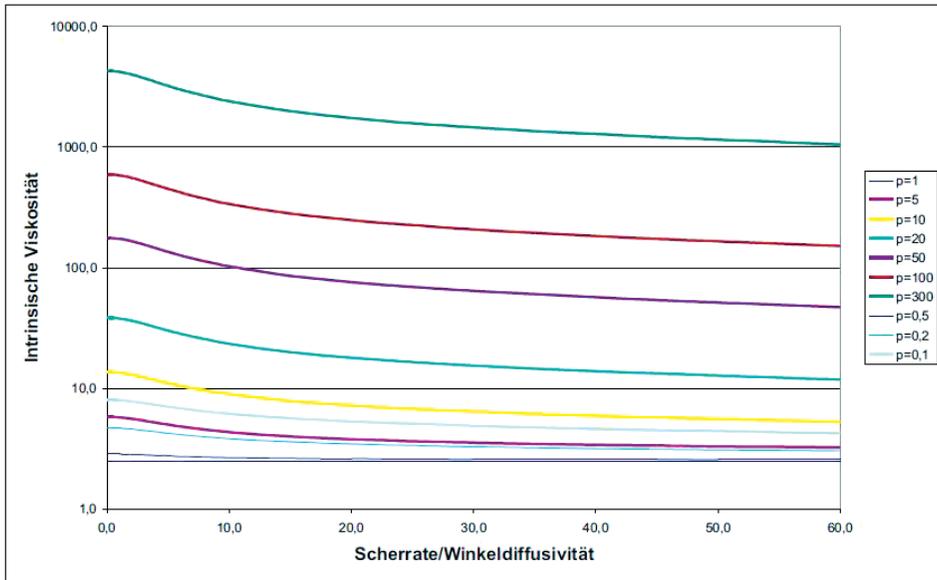


Abb. 13: Intrinsische Viskosität A von Rotationsellipsoiden kann je nach Abweichung von der Kugel-form sehr hoch werden. Sie ist zudem von der Scherrate abhängig.

Die Ergebnisse zur intrinsischen Viskosität von Rotationsellipsoiden zeigen,

1. dass die Kornform einen erhebliche Einfluss auf die intrinsische Viskosität hat.
2. dass eine Abweichung von der sphärischen Gestalt immer mit scherverdünnendem Verhalten verbunden ist. Die intrinsische Viskosität nimmt dabei allerhöchstens um einen Faktor vier bei zunehmender Scherrate ab.

Zu jeder rheologischen Untersuchung eines Schlicks sollten daher mikroskopische Analysen gehören, um eine Aussage über die Kornform zu machen.

3.4 Der Einfluss der Korngröße

Der fundamentalen Bedeutung des Strömungswiderstand einer Kugel gerecht werdend, wurden in der Geschichte der Hydromechanik Verbesserungen des Stokesschen Ansatzes gesucht, die auch für größere Reynoldszahlen gelten. Die wichtigste analytische Verbesse-

nung für die Umströmung einer Kugel wurde dabei von OSEEN (1927) veröffentlicht. Hier- nach bekommt der Strömungswiderstand die Form:

$$F_w = 3\pi\mu_0 d u_r \left(1 + \frac{3}{16} \frac{d u_r \rho_0}{\mu_0} \right)$$

Diese Gleichung bleibt bis zu Reynoldszahlen von etwa fünf gültig. Im Unterschied zu Stokes steigt der Widerstand zunächst linear, dann aber quadratisch mit der Anström- geschwindigkeit.

Wir wollen diese Formel erstmalig dazu verwenden, die Viskosität einer granularen Sus- pension zu bestimmen. Dazu betrachten wir wieder die Energie, die erforderlich ist, eine Suspension mit $N = nAh$ Partikeln zu scheren

$$W_w = N F_w u_r = nAh 3\pi\mu_0 d u_r \left(1 + \frac{3}{16} \frac{d u_r \rho_0}{\mu_0} \right) u_r$$

und ersetzen hier wieder die Relativgeschwindigkeit zwischen Partikel und Fluid u_r durch die grobe Abschätzung $\frac{\dot{\gamma}d}{2}$:

$$W_w = nAh 3\pi\mu_0 \frac{d^3}{4} \dot{\gamma}^2 \left(1 + \frac{3}{32} \frac{d^2 \dot{\gamma} \rho_0}{\mu_0} \right)$$

Zu dieser Arbeit muss wieder die Arbeit zur Überwindung der viskosen Kräfte im Trä- gerfluid addiert werden:

$$W_{ges} = \mu_0 \frac{\partial u}{\partial z} A u_0 + nAh 3\pi\mu_0 \frac{d^3}{4} \dot{\gamma}^2 \left(1 + \frac{3}{32} \frac{d^2 \dot{\gamma} \rho_0}{\mu_0} \right)$$

Das Ausklammern gemeinsamer Terme liefert

$$W_{ges} = A\mu_0 u_0 \frac{\partial u}{\partial z} \left(1 + n3\pi \frac{d^3}{4} \left(1 + \frac{3}{32} \frac{d^2 \dot{\gamma} \rho_0}{\mu_0} \right) \right)$$

und somit für die Viskosität einer granularen Suspension:

$$\mu = \mu_0 \left(1 + \frac{9}{2} \phi \left(1 + \frac{3}{32} \frac{\rho_0}{\mu_0} d^2 \dot{\gamma} \right) \right)$$

Dieser neue Ansatz prognostiziert verschiedene Effekte:

1. Ein Shear Thickening, welches aus dem quadratischen Wachsen des Strömungswider- stands mit der Relativgeschwindigkeit und somit der Scherrate resultiert.
2. Bei gleicher Feststoffkonzentration steigt die Viskosität quadratisch mit dem Korn- durchmesser.
3. Er bietet mit dem Korndurchmesser damit auch eine Ausgangsbasis zur Entwicklung von Modellen zur Beschreibung von Strukturviskosität.

Wir wollen diesen Ansatz so erweitern, dass er auch die anderen Effekte der Flüssig-schlickrheologie berücksichtigt:

1. Es wird eine Fließgrenze τ_y eingeführt.
2. Weichen Partikel von der Kugelförmigkeit ab, dann muss der Vorfaktor 9/2 durch die intrinsische Viskosität A beschrieben werden.
3. Zur Berücksichtigung von Partikel-Partikel-Interaktionen nach Batchelor wird der intrinsischen Viskosität ein im Feststoffgehalt quadratischer Term $B\phi^2$ hinzugefügt.
4. Ferner wollen wir annehmen, dass thixotrope Effekte im Flüssigschlick vor allem auf die Bildung und Zerstörung von Flocken zurückzuführen sind. Dazu führen wir einen variablen Flockendurchmesser d ein, der mit dem Strukturparameter λ_s in der Form

$$d = d_0 + \lambda_s \Delta d = d_0 + \frac{b_{floc}}{\alpha_{break} \dot{\gamma} + b_{floc}} \Delta d = d_0 + \frac{1}{\alpha_{struk} \dot{\gamma} + 1} \Delta d$$

beschrieben wird. Damit nimmt man eine maximale Flockengröße $d_0 + \delta d$ an.

Damit bekommt man das rheologische Gesetz:

$$\mu = \frac{\tau_y}{\dot{\gamma}} + \mu_0 \left(1 + (A\phi + B\phi^2) \left(1 + \frac{3}{32} \frac{\rho_0}{\mu_0} \left(d_0 + \frac{1}{\alpha_{struk} \dot{\gamma} + 1} \Delta d \right)^2 \dot{\gamma} \right) \right)$$

Es enthält zur Beschreibung der rheologischen Eigenschaften von Flüssigschlickern folgende wohl definierte Parameter:

1. Die Fließgrenze τ_y , die natürlich ebenfalls eine Funktion des Feststoffgehalts ist.
2. Die Viskosität $\mu_0 = 0.001$ Pas und die Dichte $\rho_0 = 1000 \frac{kg}{m^3}$ von Wasser.
3. Die intrinsische Viskosität A und den Batchelorfaktor B , die durch einen Fit an die rheometrischen Daten des Schlicks bestimmt werden müssen.
4. Der Korndurchmesser des schlickbildenden Feststoffs. Dieser kann als Mittel- oder Medianwert aus der Korngrößenverteilung gewonnen werden.
5. Die maximale Flockengröße Δd , die ebenfalls durch Fit an die rheologischen Daten bestimmt werden kann.

Natürlich ist davon auszugehen, dass die komplexen rheologischen Eigenschaften eines realen Schlicks mit den komplexen biologischen Prozessen mit diesem Ansatz nur näherungsweise beschrieben werden. Die tatsächliche Anwendbarkeit ist also im Folgenden noch zu validieren.

4. Sedimentologische und rheologische Eigenschaften der Ems- und Weserschlicke

Um das rheologische Verhalten der Flüssigschlicke auch quantitativ zu beschreiben, wurden während einer Messkampagne im Zeitraum vom 27. August bis zum 11. September 2008 Proben an der Ems (Abb. 14) und an der Weser (Abb. 15) mit einem Van-Fehn-Greifer gezogen. Dabei sei angemerkt, dass dieses Gerät ungeeignet ist, um echte Flüssigschlickproben zu ziehen. Im Rahmen der Vorgehensweise in diesem Projekt geht es aber darum, Sedimentmaterial zu sammeln, um dieses im Labor zu wohldefinierten Flüssigschlickern zu verdünnen.

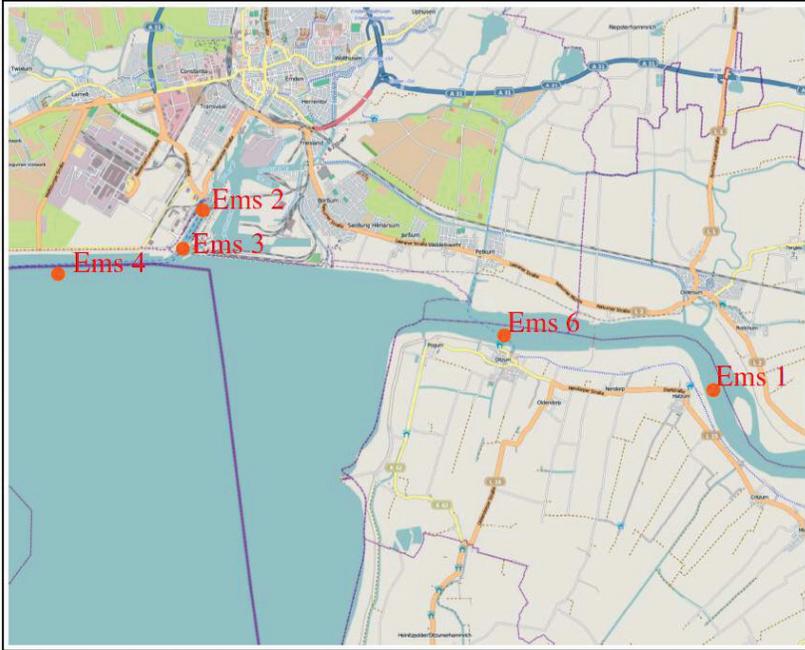


Abb. 14: Lage der Probennahmestellen in der Ems



Abb. 15: Lage der Probennahmestellen in der Weser

Die Probennahme konnte aus Gründen der nautischen Sicherheit nur in den Randbereichen der Fahrrinnen und in einzelnen Hafengebieten der Ems und der Weser erfolgen.

Die Messstellen, die Probennummern, das Datum und die Uhrzeit der Probennahmen sind in der folgenden Tab. 1 wiedergegeben.

Tab. 1: Geographische Koordinaten (durch GPS ermittelt) und Zeitpunkte der Probennahmeorte in Ems und Weser

Kennung	Breite	Länge	Datum	Gefäße
Ems 1	53° 18' 36,28"	7° 20' 31,26"	28.8.2008 11:30	E10, E11, E12
Ems 2	53° 20' 30,92"	7° 11' 18,18"	27.8.2008 11:30–12:30	E1, E2
Ems 3	53° 20' 10,82"	7° 11' 1,72"	28.8.2008 9:00	E6, E7, E8, E9
Ems 4	53° 19' 46,98"	7° 8' 44,19"	27.8.2008 17:00	E3
Ems 6	53° 19' 10,77"	7° 16' 46,18"	27.8.2008 17:00	E5
Weser 1	53° 33' 59,01"	8° 32' 55,43"	11.9.2008 8:00–13:00	W1, W2
Weser 2	53° 36' 18,96"	8° 30' 30,82"	11.9.2008 8:00–13:00	W3–W7
Weser 3	53° 32' 27,26"	8° 34' 43,32"	11.9.2008 8:00–13:00	W8–W17
Weser 4	53° 32' 12,38"	8° 34' 42,42"	11.9.2008 8:00–13:00	W18–W27
Weser 5	53° 29' 44,51"	8° 30' 2,18"	11.9.2008 8:00–13:00	W32–W35

Alle Proben wurden im Labor für Hydromechanik für Wasserbau der Universität der Bundeswehr in München einheitlich nach dem im Folgenden beschriebenen Modell zum Vorgehen analysiert.

Die in den Ästuaren gewonnenen Proben bestanden zum großen Teil aus Schlack, der mehr oder weniger große Anteile an Sand enthielt. In den Proben waren zudem Schnecken und Muscheln und manchmal anthropogene Kleinteile zu finden. Eine rheologische Analyse der originären Proben war daher nicht möglich.

Im Rahmen dieses Projektes wurde sich daher auf die Feinsedimente vom Schluffkorn abwärts beschränkt. Dabei sollte der darin enthaltene Mikrozoobenthos und Mikrophyto-benthos weitgehend erhalten bleiben.

Daher wurden alle Proben durch ein 0.063 mm Sieb gesiebt und anschließend durch Papierfilter filtriert. Lediglich das Filtrat wurde dann weiter analysiert.

4.1 Der mikroskopische Eindruck

Bevor die Proben den quantitativen Messverfahren unterworfen wurden, sollte zunächst erst einmal ein qualitativer mikroskopischer Eindruck gewonnen werden. Dabei stehen insbesondere Aussagen über die Kornform sowie über (verbleibende) biologische Aktivitäten im Vordergrund.

In Abb. 16 stehen die Partikel der verbleibenden Grobschlufffraktion im Vordergrund. Diese lichtdurchlässigen Körner mineralischen Ursprungs erscheinen hell im Mikroskopbild. Ihre Kornform ist prolat, die Längsachse ist etwa doppelt so lang wie die Querachse ($p \cong 2$).

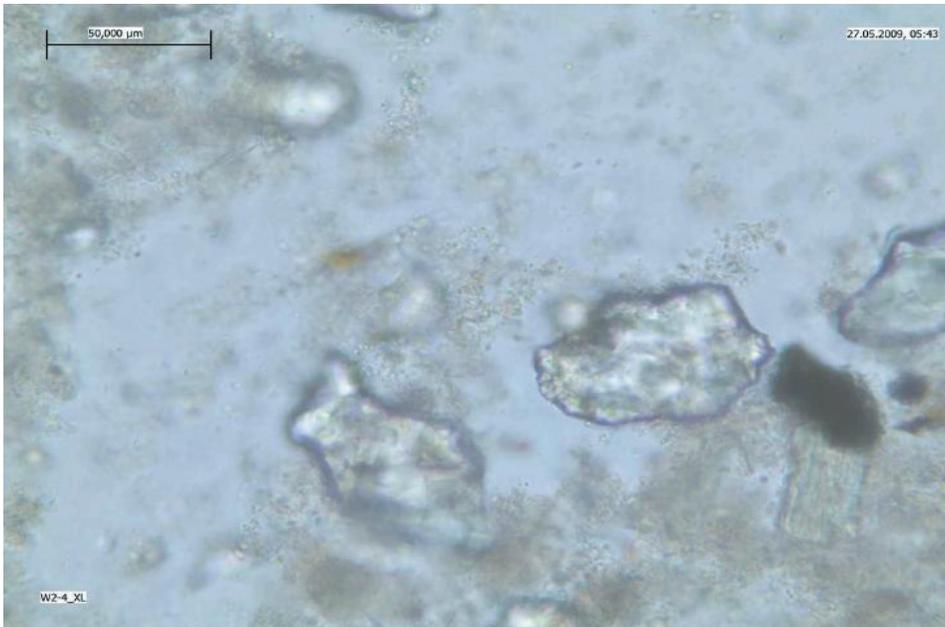


Abb. 16: Mikroskopische Aufnahme der Probe Weser 2

In Abb. 17 sind dagegen immer wieder Partikel der Feinschlufffraktion im Bereich von etwa $10\ \mu\text{m}$ zu finden. Sie erscheinen fast sphärisch ($p < 1.5$).

In Abb. 18: In der mikroskopischen Aufnahme der Probe Ems 3 ist ein Bakterienhaufen zu erkennen. Bakterien sind etwa 0.5 bis $5\ \mu\text{m}$ große Einzeller, die zusammen mit den Blaualgen die Gruppe der Prokaryonten bilden, die keinen Zellkern besitzen. Bakterien können extrazelluläre polymere Substanzen, d. h. Schleim (sogenannte extrazelluläre polymere Substanzen – EPS) bilden. In diesem werden Substanzen zur Nährstoffaufnahme gespeichert und gespalten. Im EPS werden aber auch andere Partikel wie mineralische Tone gebunden, wodurch sich Flocken bilden. Normalerweise sind die Bakterienhaufen kugelförmig. Bei geringem Nährstoffangebot bilden sie fadenartige Strukturen aus, die Geflechte und Gerüste formen. Mit dieser Überlebensstrategie vergrößern sie ihre Oberfläche zum Einfangen von Nährstoffen.

Als einzellige Tiere mit sehr verschiedenartigen Organellen ernähren sich die Protozoen (Urtierchen) von den Bakterien. Sie sind einige $10\ \mu\text{m}$ groß. In der rechten unteren Ecke des Bakterienhaufens ist etwas dunkler ein solches Urtierchen zu erkennen.

Bakterien ernähren sich autotroph durch Photosynthese, verwerten organische Materialien (z. B. Fäulnisbakterien) oder oxidieren anorganische Materialien (z. B. Eisen, Stickstoff, Schwefelwasserstoff). So zeigt die Abb. 18 im Zentrum ein solches Pflanzenrestteilchen, welches den Bakterien als Nahrung dient. Die braunen, unscharfen Flocken im Hintergrund sind wieder Bakterienansammlungen.

Zusammenfassend zeigt die Abb. 19 das Spektrum der mineralischen Fraktionen vom Grob- zum Feinschluff sowie durch EPS zusammengefügte Bakteriengeflechte.



Abb. 17: Weitere mikroskopische Aufnahme der Probe Weser 2

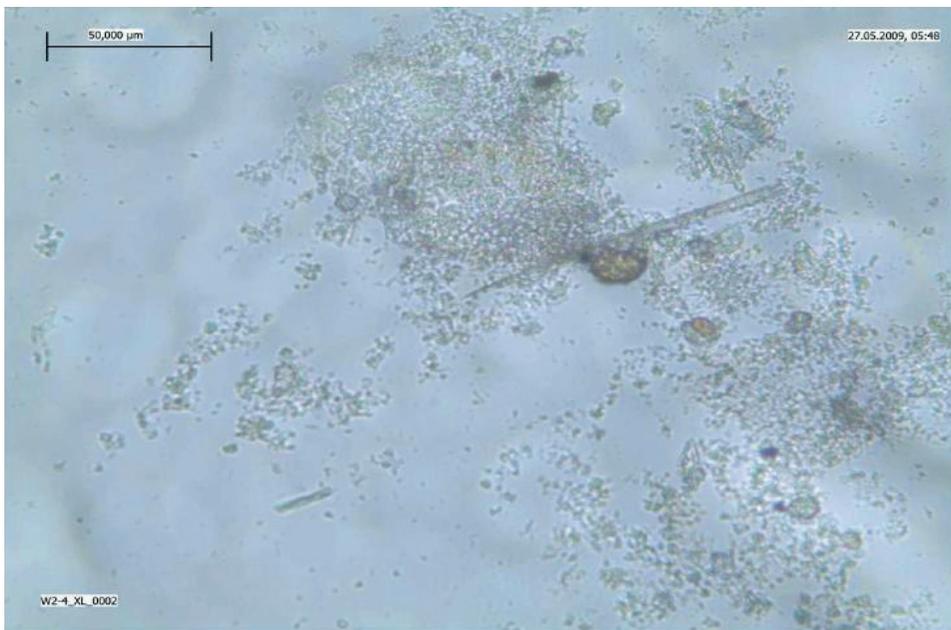


Abb. 18: Mikroskopische Aufnahme der Probe Ems 3



Abb. 19: Mikroskopische Aufnahme der Probe Ems 6

4.2 Korngrößenverteilungen, Glühverlust und Trockendichte

Darauf folgend wurden die Korngrößenverteilungen der Nassproben mit einem Laser-Streulichtspektrometer, dem Partikelanalysator HORIBA LA-950 bestimmt. Das Gerät arbeitet auf der Grundlage der statischen Laserlichtstreuung (gemäß DIN/ISO 13320); es kann die Proben im gesamten Messbereich von $0,01 \mu\text{m}$ bis $3000 \mu\text{m}$ ohne Umstellungen am Gerät analysieren (Single Range).

Die Messergebnisse der Korngrößenverteilungen der Proben aus Ems und Weser sind in Abb. 20 dargestellt.

Fast alle Kurven zeigen die typische Form der Gauss'schen Normalverteilung, wenn man die Korngrößenachse logarithmisch darstellt. Alle Verteilungen weisen ferner fast keinen Anteil unter einem μm auf, der Tonanteil liegt in allen Proben (außer Weser 1 und Weser 2) unter zwei Prozent. Da die Ergebnisse auf den ersten Blick sehr ähnlich zu sein scheinen, sind die Kennwerte der Korngrößenverteilungen in der Tab. 2 genauer beschrieben. Aus dieser Tabelle ist erkennbar, dass auch die Medianwerte der Korngröße aller Proben ähnlich sind.

Alle Proben lassen sich nach Median- und Mittelwert als Mittelschluff (mU) bezeichnen.

Zur weiteren Analyse wurde die Ungleichförmigkeitszahl C_u untersucht. Der Wert der Ungleichförmigkeitszahl lässt folgende Aussagen über die Proben zu:

- $C_u < 5$: gleichförmige Probe
- $C_u = 5-15$: ungleichförmige Probe
- $C_u > 15$: sehr ungleichförmige Probe

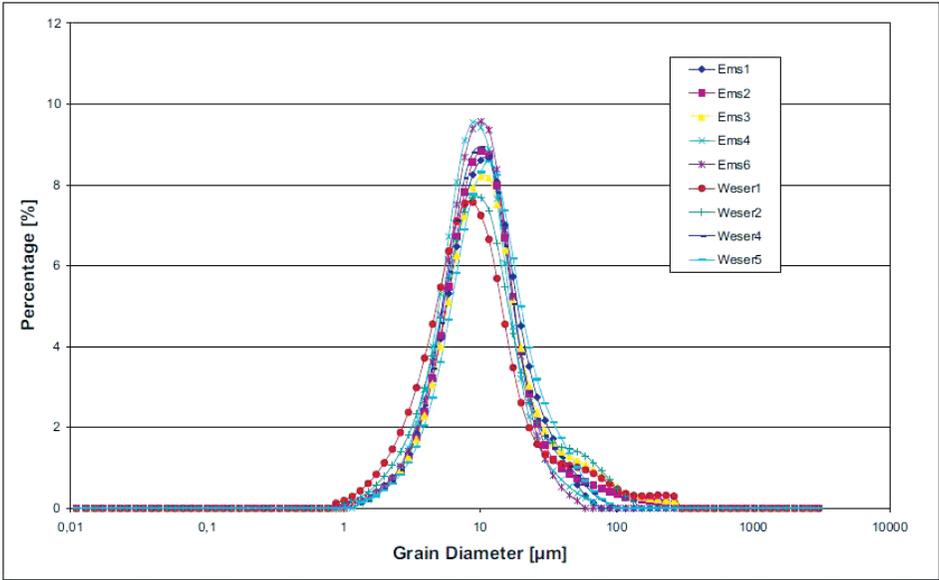


Abb. 20: Zusammenstellung aller Sieblinien der Proben aus Ems und Weser

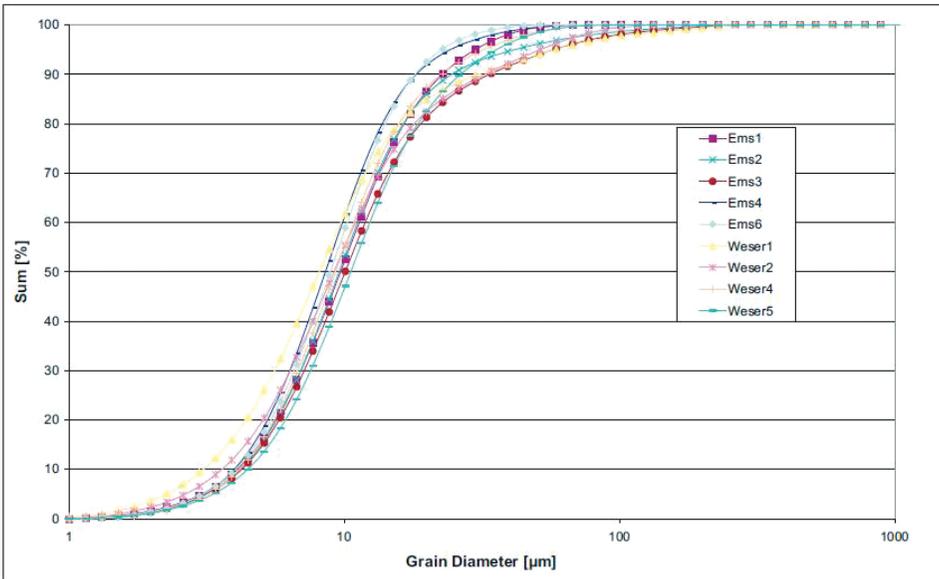


Abb. 21: Zusammenstellung aller Summenkurven der Korngrößen der Proben aus Ems und Weser

Laut Tab. 2 sind alle Proben demnach gleichförmig, am ehesten geht die Probe Weser 1 in Richtung Ungleichförmigkeit.

Tab. 2: Analyse der Korngrößenverteilung sowie Glühverlust und Trockendichte der Proben aus Ems und Weser

Probe	d_{50} [μm]	d_m [μm]	d_{10} [μm]	d_{90} [μm]	$C_u = \frac{d_{60}}{d_{10}}$	GV %	Trocken- dichte $\frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$
Ems 1	9,69	12,00	4,07	11,34	2,79	6,13	2606,18
Ems 2	9,68	16,33	4,24	11,30	2,67	7,21	2524,35
Ems 3	10,08	17,15	4,21	11,93	2,83	9,48	2525,01
Ems 4	8,54	10,42	3,98	9,86	2,48	6,29	2625,74
Ems 6	8,90	10,34	4,02	10,26	2,55	6,48	2602,46
Weser 1	8,11	15,83	3,06	9,75	3,19	5,14	2587,86
Weser 2	9,18	14,63	3,58	10,99	3,07	7,92	2595,82
Weser 3	9,30	12,07	4,14	10,84	2,62	8,27	2542,13
Weser 4	10,64	18,48	4,29	12,76	2,97	7,41	2585,80
Weser 5	10,56	13,60	4,46	12,40	2,78	9,22	2561,53

Zusammenfassend lässt sich kein eindeutig quantifizierbarer Unterschied in den einzelnen Proben feststellen, womit auch die Abhängigkeit der rheologischen Ergebnisse von der Korngröße nicht quantifizierbar sein wird.

Zur Bestimmung des organischen Anteils wird für einen Teil der Trockenprobe der Glühverlust (GV) nach DIN 18128 bestimmt. Die Probe wird bei Temperaturen von über 500 °C in einem Muffelofen so lange geglüht, bis keine Gewichtsabnahme mehr festzustellen ist. Die Ergebnisse sind ebenfalls in der Tabelle 2 zusammengefasst.

Zur Bestimmung der Trockendichte wurde ein Teil der Nassprobe in einem Trockenofen bei 105 °C getrocknet und dann gemahlen. Das hier verwendete Dichtemessgerät Pycnomatic ATC verwendet Helium zur Volumenbestimmung der Proben. Die Gasteilchen sind klein genug, um selbst in kleinste Porenräume (Porenweite 10^{-10} m) vorzudringen und diese in die Bemessung einbeziehen zu können. In diesem Pyknometer wird die Probe in eine Kammer eingebracht, aus der dann die Luft gepumpt wird. Aus einer zweiten mit einem Edelgas gefüllten Kammer wird nun das Edelgas in das Vakuum der Probenkammer gefüllt. Aus dem Druckverlust schließt die Software dieses Messgeräts auf das Volumen der eingebrachten Probe. Über deren Gewicht und die Beziehung $\rho = \frac{M}{V}$ lässt sich schließlich die Trockendichte ohne Hohlräume bestimmen.

4.3 Rheometrie der Schlickproben

Das wichtigste Ziel der rheologischen Untersuchungen besteht darin, die Abhängigkeit der Viskosität nicht nur von der Scherrate, sondern auch vom Feststoffanteil qualitativ und quantitativ zu bestimmen. Hierzu wurden alle Proben mit Wasser verdünnt, dass sich Feststoffvolumenkonzentrationen von jeweils 5.5 %, 7 %, 8.5 % und 10 % einstellen. Alle Mes-

sungen wurden bei einer konstanten Temperatur von 20 °C mit einem MCR 51-Rheometer der Firma Anton Paar im CSS-Modus (Controlled shear stress) durchgeführt. Die Ergebnisse sind in den Abb. 22 bis 25 dargestellt. Links ist dabei immer die Fließkurve und rechts die Viskositätskurve zu sehen. Folgende qualitative Beobachtungen lassen sich machen:

- **Abhängigkeit vom Feststoffvolumenkonzentration:** Wie es nach den Modellen von Einstein oder Batchelor vorhergesagt wird, steigt die Viskosität in allen Proben mit der Feststoffvolumenkonzentration ϕ . Die unterste Kurve ist immer die mit 5.5 %, gefolgt von 7 %, 8.5 %, und schließlich ist die oberste Kurve das Ergebnis für eine Konzentration von 10 %.
- **Strukturviskosität:** In allen Proben sinkt die Viskosität mit zunehmender Scherrate, steigt dann über einen kleinen Scherratenbereich an und fällt dann weiter kontinuierlich ab. Die Proben verhalten sich also grundsätzlich strukturviskos.
- **Fließgrenze:** Fast immer erkennt man in den Fließkurven eine Fließgrenze, die mit zunehmender Feststoffkonzentration überproportional ansteigt. Lediglich bei 5.5 % Feststoffkonzentration ist manchmal eine Fließgrenze nicht zu erkennen.

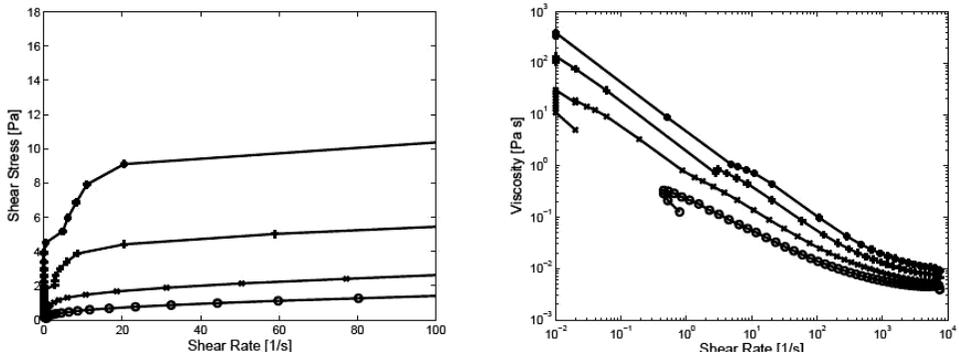


Abb. 22: Fließ- und Viskositätskurve der Probe Ems 1 ($d_m = 12 \mu m$, GV: 6.13 %). Dargestellt sind von unten nach oben Suspensionen mit Feststoffanteilen 5.5, 7.0, 8.5 und 10.0 %

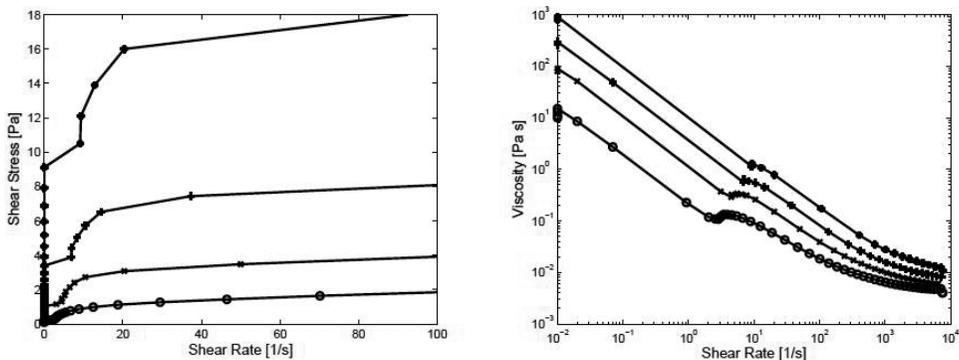


Abb. 23: Fließ- und Viskositätskurve der Probe Ems 2 ($d_m = 16.3 \mu m$, GV: 7.21 %). Dargestellt sind von unten nach oben Suspensionen mit Feststoffanteilen 5.5, 7.0, 8.5 und 10.0 %

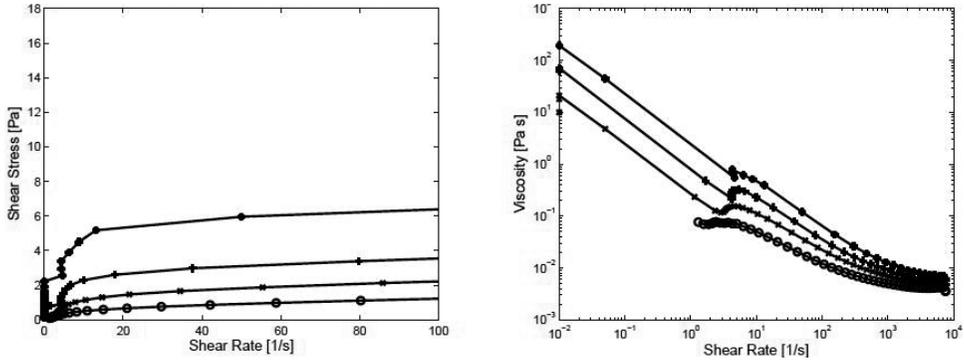


Abb. 24: Fließ- und Viskositätskurve der Probe Weser 1 ($d_{\text{p}} = 15.88 \mu\text{m}$, GV: 5.14 %). Dargestellt sind von unten nach oben Suspensionen mit Feststoffanteilen 5.5, 7.0, 8.5 und 10.0 %

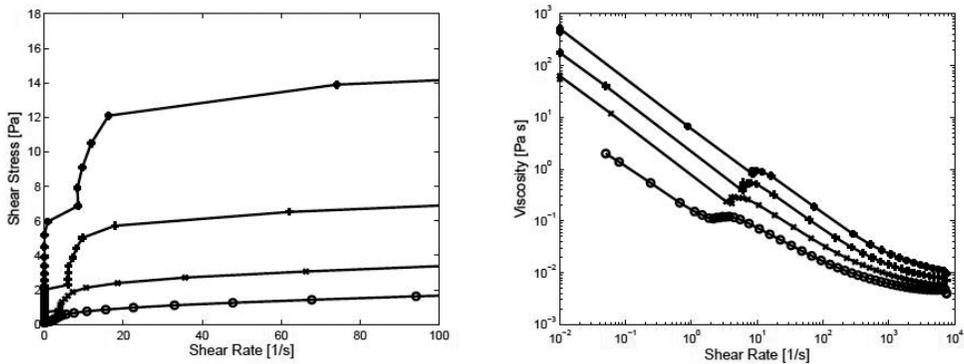


Abb. 25: Fließ- und Viskositätskurve der Probe Weser 3 ($d_{\text{p}} = 12.07 \mu\text{m}$, GV: 8.27 %). Dargestellt sind von unten nach oben Suspensionen mit Feststoffanteilen 5.5, 7.0, 8.5 und 10.0 %

- **Anspringeffekt:** Ist die Fließgrenze erst einmal überschritten, dann springt die Scher rate auf einen gewissen Wert. Der Effekt ist besonders gut bei der Probe Weser 3 zu erkennen. Dieses Verhalten ist vergleichbar mit dem einer leicht eingerosteten Schraube oder einem fest auf einem Konservenglas verschraubten Deckel, die, wenn erst einmal durch ein starkes Moment gelöst, dann aber ruckartig viel zu schnell drehen. Ein entsprechendes ruckartiges Anspringen der Bewegung ist auch bei einem Feststoffgehalt von 8.5 %, weniger bei 7 % und 5.5 % zu erkennen.
- **Kein Korngrößeneinfluss:** Zur einfacheren Interpretation wurden die gemessenen mittleren Korngrößen in die Bildunterschrift übernommen. Ein Zusammenhang zwischen Korngröße und rheologischem Verhalten ist hier allerdings nicht zu erkennen.
- **Kein Einfluss des Glühverlusts:** Ein Zusammenhang zwischen Glühverlust und Lage der Kurven in den verschiedenen Kurven ist ebenfalls nicht zu erkennen.
- **Variabilität der Ergebnisse:** Bringt man alle Ergebnisse in eine einzige Graphik, so ist die Variabilität der Kurvenverläufe umso größer, je größer die Feststoffkonzentration ist.

- **Extremwerte:** Vergleichen wir die einzelnen Proben untereinander, so zeigt die Probe Ems 2 die höchsten und die Probe Weser 1 die niedrigsten Scherspannungen. Entsprechende Verhaltensauffälligkeiten sind für die Probe Ems 2 weder in der Korngrößenverteilung, noch in der Trockendichte oder dem Glühverlust zu erkennen. Die Probe Weser 1 hat allerdings auch den geringsten Glühverlust und den größten Tonanteil.

5. Rheologische Modellierung der Schlickproben

Fassen wir den Stand der Entwicklung an dieser Stelle zunächst einmal zusammen: In der deskriptiven Rheologie wurden zunächst die Abhängigkeit der Viskosität von der Scherrate als die die Rheologie definierende Grundabhängigkeit vorgestellt. Die rheometrischen Messungen der Flüssigschlickproben zeigen strukturviskoses Verhalten, welches in Abhängigkeit vom Feststoffgehalt mehr oder weniger stark ausgeprägt ist. Wir haben damit in der Flüssigschlickrheologie den Feststoffgehalt ϕ als zweite Variable neben der Scherrate $\dot{\gamma}$ zu berücksichtigen. Die Vorlage, wie diese Modellgesetze aussehen könnten, wurde im vorangegangenen Kapitel erarbeitet.

5.1 Surface Fitting mit MATLAB

Um eine Funktion mit zwei Variablen an einen gegebenen Datensatz anzupassen, benötigt man ein entsprechendes Programm, welches ohne Kenntnisse aus der numerischen Mathematik nicht einfach zu schreiben ist. Durch den Einsatz der Software MATLAB in den verschiedenen Fachbehörden steht mittlerweile ein Instrumentarium zur Auswertung und Visualisierung zur Verfügung, welches ein erhebliches Aufgabenspektrum im Küsteningenieurwesen bewältigen kann. Ich möchte hier nur das komfortable Surface-Fitting-Tool `sftool` vorstellen, welches über einfache graphische Oberflächen Funktionen mit zwei Variablen an beliebige Datensätze anpassen kann. Hier hat man neben verschiedenen Standardfunktionen auch die Möglichkeit, eigene Fitfunktionen („Custom Equation“) zu spezifizieren. Das `sftool` ist die Weiterentwicklung des Curve Fitting Tools `cftool`, mit welchem man z. B. logarithmische Geschwindigkeitsprofile oder auch Partialtiden an gegebene Geschwindigkeits- oder Wasserstandsdaten fitten kann.

5.2 Weiterentwicklung des Worrall-Tuliani-Modells zur Beschreibung von Flüssigschlick

Das Worrall-Tuliani-Modell

$$\tau = \tau_y + \mu_\infty \dot{\gamma} + \frac{\Delta\mu b_{\text{floc}} \dot{\gamma}}{\alpha_{\text{break}} \dot{\gamma} + b_{\text{floc}}}$$

ist deshalb noch nicht für die rheologische Modellierung von Flüssigschlick geeignet, weil der Feststoffanteil hier noch nicht auftaucht. Für dieses rheologischen Modell sind also insgesamt fünf Parameter als Funktion des Feststoffanteils ϕ zu parametrisieren.

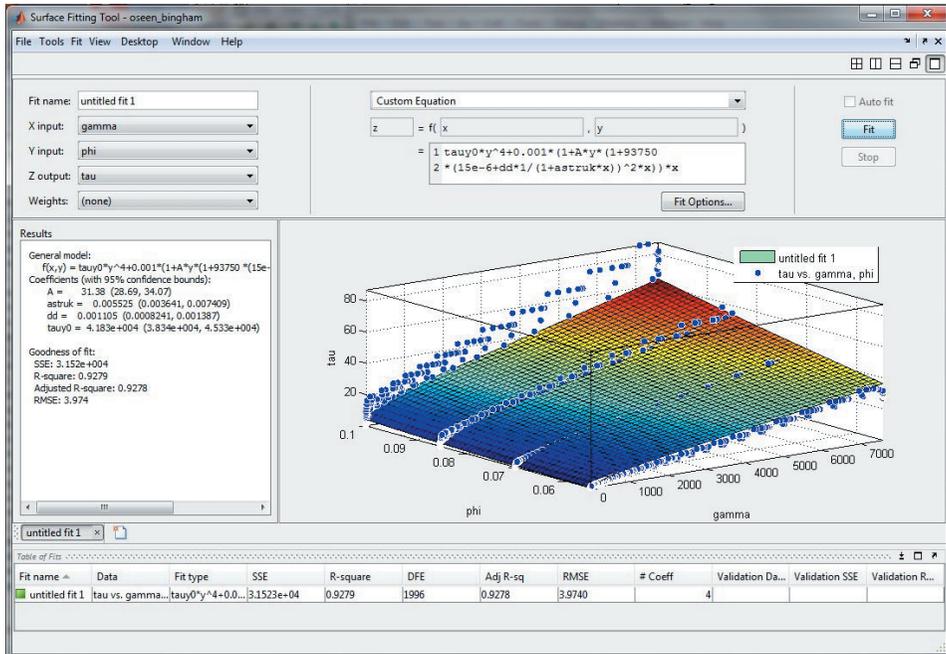


Abb. 26: Die graphische Oberfläche des Surface Fitting Tools von Matlab. Links oben ist der Dateneingabebereich mit X input etc. zu sehen, rechts oben das Auswahlfeld mit dem Modus Custom Equation, darunter das Feld mit der selbst einzugebenden Fitfunktion. Links mittig sind die Ergebnisse für die Fitparameter dargestellt

5.2.1 Die Fließgrenze von Schlick

Die Fließgrenze hängt für Schlicke vom Feststoffgehalt ϕ im Fluid ab. Nach Migniot (MIGNIOT, 1968) (Extrapolation der Ergebnisse eines Rotationsviskosimeters) steigt sie mit diesem in der Form:

$$\tau = \tau_{y,0} \phi^n$$

Die Potenz liegt dabei sehr nahe an der 4, die Migniot 1968 vorgeschlagen hat. 1989 gibt er für die Potenz drei Fälle an. In der fluidischen Phase ist sie 3, während sie in der plastischen und der festen Phase 6 ist. Die Vorfaktoren sind dabei natürlich jeweils unterschiedlich. Somit sollten wir die Potenz n als Fitparameter freihalten.

5.2.2 Die strukturabhängige Viskosität

Die Viskosität μ_∞ wird definitionsgemäß für sehr hohe Scherraten angenommen, bei denen alle Strukturen wie Flocken zerstört sind. Aber auch diese deflockulierte Viskosität ist immer noch vom Feststoffanteil ϕ abhängig. Bei einem Feststoffanteil ϕ von null soll sie der

Viskosität des Wassers μ_0 entsprechen. Mit zunehmendem Feststoffanteil nimmt die Viskosität nach Einstein linear und nach Batchelor und Green quadratisch mit ϕ zu. Diese Funktionen wurden in den Vorarbeiten dazu verwendet, um die rheologischen Daten zu fitten. Wesentlich besser eignete sich aber ein Exponentialansatz in der Form

$$\mu_\infty = \mu_0 \exp(a_1 \phi) \text{ mit } \mu_0 = 0.001 \text{ Pa s}$$

den man auch als Verallgemeinerung einer Potenzreihe verstehen kann.

Ferner ist die Differenzviskosität durch Flockenbildung zu erfassen. Bei reinem Wasser mit einem Feststoffanteil $\phi = 0$ sollte die Differenzviskosität durch Flokkulation ebenfalls Null sein. Wir nehmen eine lineare Zunahme mit dem Feststoffgehalt an:

$$\Delta\mu = b_2 \phi$$

Dieser Ansatz ist ebenfalls pragmatisch gewählt worden. Hier haben quadratische und Exponentialfunktionen zu schlechteren Ergebnissen in der Anpassung geführt.

5.2.3 Die Flockendynamik

Auch der Parameter des Wachstums von Bindungen b_{loc} sollte stark, d. h. u. U. nicht-linear mit dem Feststoffgehalt steigen:

$$b_{\text{loc}} = a_2 \phi^{b_3}$$

Die Zerstörung von Flocken durch die Scherung des Fluids sollte unabhängig vom Feststoffgehalt sein. Der Parameter α_{break} wird daher nicht weiter modelliert.

5.2.4 Parameteranpassung für das erweiterte Worall-Tuliani-Modell

Insgesamt ergibt sich eine Anpassungsfunktion der Form

$$\tau(\phi, \dot{\gamma}) = \tau_{y,0} \phi^n + \mu_0 \exp(a_1 \phi) \dot{\gamma} + \frac{a_2 \phi^{b_3} b_2 \phi \dot{\gamma}}{\alpha_{\text{break}} \dot{\gamma} + a_2 \phi^{b_3}}$$

die nur noch von der Scherrate $\dot{\gamma}$ und dem Feststoffanteil ϕ abhängig ist und vier empirischen Konstanten $\tau_{y,0}$, n , α_{break} , a_1 und a_2 .

Zur Validierung des entwickelten Ansatzes wurden alle rheologischen Daten aus Weser und Ems zu einem einzigen Datensatz kompiliert, da im Rahmen dieses Projekts das vorrangige Ziel verfolgt wurde, ein numerisches Modell für die Dynamik von Flüssigschlick in den Ästuaren der deutschen Nordseeküste zu entwickeln. Dadurch weisen die Einzeldaten bei gleicher Scherrate und Feststoffgehalt schon eine nicht unerhebliche Streuung auf, wie in Abb. 26 zu erkennen ist.

So wurden die folgenden Abhängigkeiten gefunden:

- Die Fließgrenze lässt sich durch

$$\tau_y = 6980 \text{ Pa } \phi^{3,638}$$

parametrisieren.

- Für die Endviskosität μ_∞ erhält man

$$\mu_\infty = \mu_0 \exp(20,92 \phi)$$

wobei μ_0 wieder die Viskosität des Klarwassers ist.

- Die Differenzviskosität durch Flockulation ist $\Delta\mu = 8,439 \text{ Pa s } \phi$
- Der Parameter α_{break} steuert das Zerbrechen von Flocken durch die Scherrate. Er ist $\alpha_{\text{break}} = 0,2619$.
- Der Parameter b_{floc} steuert das Flockenwachstum. Er ist: $b_{\text{floc}} = 88,1 \text{ Hz } \phi^{1,403}$

5.2.5 Validierung der Worrall-Tuliani-Funktion für Schlick

Obwohl die Korrelation der so konstruierten Anpassungsfunktion nach Worrall-Tuliani mit den verwendeten Daten rund 95 % beträgt, muss ihre Güte durch den Vergleich mit einzelnen Datensätzen validiert werden. In Abb. 27 werden dazu die für den Datensatz Ems 5 gemessenen Schubspannungen mit der Anpassungsfunktion verglichen, die ja für alle Daten gewonnen wurde. Die qualitative Übereinstimmung, d.h. der Verlauf der Schubspannung mit steigender Scherrate und die Zunahme mit steigendem Feststoffgehalt ist dabei sehr gut. In den absoluten Werten zeigen sich an manchen Stellen aber Abweichungen von bis 50 %. Dennoch ist dieses Ergebnis zur quantitativen Erfassung der Rheologie eines Schlickes als sehr gut zu bezeichnen.

In Abb. 27 sind die gemessenen im Vergleich zu den modellierten Viskositäten dargestellt. Auch hier wird das Verhalten qualitativ recht gut erfasst, wenn auch der Buckel zwischen 1 Hz und 10 Hz in den Messergebnissen nicht so detailliert wiedergegeben wird. Dieses Fehlverhalten kann aber darauf zurückgeführt werden, dass während der rheologischen Messungen kein Flockulationsgleichgewicht erreicht wurde.

5.3 Verifikation des korngößenabhängigen rheologischen Modells

Im Unterschied zu dem Ansatz von Worrall-Tuliani müssen beim korngößenabhängigen rheologischen Modell

$$\mu = \frac{\tau_{y,0} \phi^4}{\dot{\gamma}} + \mu_0 \left(1 + (A\phi + B\phi^2) \left(1 + \frac{3}{32} \frac{\rho_0}{\mu_0} \left(d_0 + \frac{1}{\alpha_{\text{struk}} \dot{\gamma} + 1} \Delta d \right)^2 \dot{\gamma} \right) \right)$$

neben der Fließgrenze, die hier schon nach Migniot eingesetzt wurde, keine weiteren Parameter modelliert werden. Der Bestanpassung mit dem sftool ergibt die folgenden Parameter:

1. Die Feststofffließgrenze ist $\tau_{y,0} = 15350 \text{ Pa}$.
2. Die intrinsische Viskosität ist $A = 26.43$.

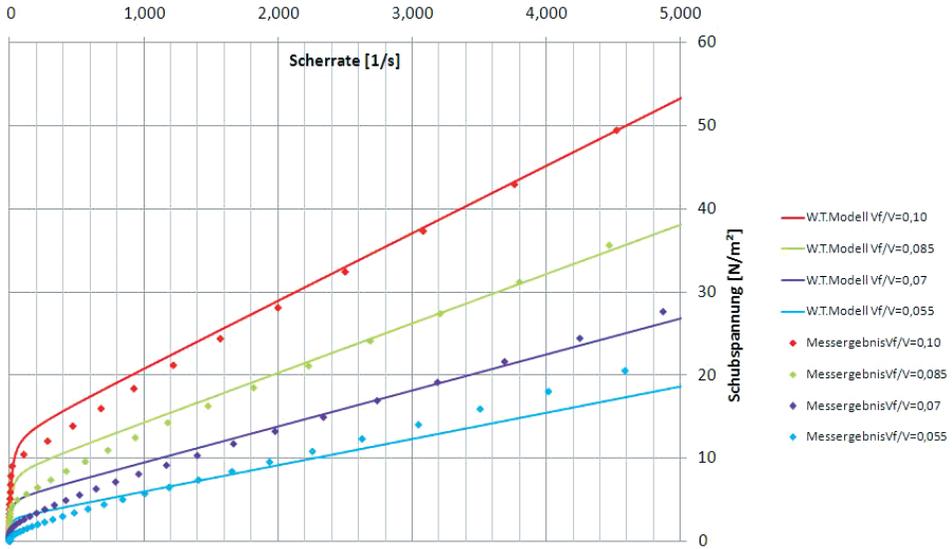


Abb. 27: Die Fließkurven nach dem Worrall-Tuliani-Modell (durchgezogen) im Vergleich zu den CSS-Messergebnissen für die Probe Ems 5

3. Der Batchelorfaktor ist $B = 621.3$ ist größenordnungsmäßig tatsächlich etwa das Quadrat der intrinsischen Viskosität.
4. Der minimale Korndurchmesser ist mit $d_0 = 5.325 \mu m$ in der Größenordnung, aber etwas kleiner als die gemessenen Korndurchmesser.
5. Die maximale Korngrößenzunahme durch Flockenbildung mit ist $\Delta d = 4.167 \text{ cm}$ sicherlich größer, als man erwarten würde.
6. Der Strukturparameter $\alpha_{struk} = 0.5 \text{ s}$.

Die Abb. 29 belegt eine gute Übereinstimmung der berechneten Fließkurve mit den gemessenen Daten.

6. Die rheologische Definition der nautischen Sohle

Die nautische Sohle bestimmt die Tiefe, bis zu der ein Gewässer noch schiffbar ist. Von der PIANC wurde 1978 eine Dichte von $1200 \frac{kg}{m^3}$ empfohlen. Wurpts (WURPTS, 2005)

schlägt hier allerdings alternativ eine auf die Fließgrenze des anstehenden Schlicks bezogene Definition der nautischen Tiefe von 70 Pa vor. Hydromechanisch kann man die zweite Alternative durch einen Blick auf die exakte Formulierung für den Strömungswiderstand eines Schiffes unterstützen:

$$\vec{F}_W = \underbrace{\oint_{\partial\Omega} p \vec{n} dA}_{\text{Druckwiderstand}} \quad - \quad \underbrace{\oint_{\partial\Omega} \tau \vec{n} dA}_{\text{Reibungswiderstand}}$$

Dieser setzt sich aus einem Druckanteil 1. Term und dem Reibungswiderstand 2. Term zusammen. Der Tensor τ beschreibt dabei die viskosen Spannungen, die mit der Reibung des Fluids am Schiff verbunden sind.

Den unter dem Integral auftauchenden Druck kann man recht einfach aus der Bernoulli-gleichung abschätzen, wenn man annimmt, dass die Schiffsgeschwindigkeit (als Anströmgeschwindigkeit) u_∞ vollständig am Körper gestaut und dort in einen **Staudruck** umgewandelt wird:

$$\frac{u_\infty^2}{2} = \frac{P_{\text{stau}}}{\rho}$$

Hat der Körper die Anströmfläche A , dann gilt für den Druckwiderstand

$$F_p = c_p A \frac{\rho u_\infty^2}{2}$$

wobei der Beiwert c_p alle Unzulänglichkeiten der vereinfachten Herleitung kompensiert. Für den Gesamtwiderstand folgt somit:

$$\vec{F}_W = c_p A \frac{\rho u_\infty}{2} \vec{u}_s - \oint_{\partial\Omega} \tau \vec{n} dA$$

Da ein anfahrendes Schiff zunächst die Geschwindigkeit $u_\infty = 0$ hat, sind neben seinen eigenen Trägheitskräften nur die Fließgrenze τ_y des umgebenden Fluids zu überwinden. Damit ein Schiff der Masse m_s also die Anfangsbeschleunigung a erfährt, muss die Schubkraft T mindestens

$$T \geq m_s a + c_v \tau_y A$$

betragen. Darin ist A nun die benetzte Schiffsaußenhaut und $c_v \cong 1$ ein Beiwert, der die Ungenauigkeiten dieser Betrachtung berücksichtigt.

Diese Herleitung zeigt, dass die Schiffbarkeit eines schlickhaltigen Gewässers tatsächlich durch die Fließgrenze und nicht durch die Flüssigkeitsdichte bestimmt ist. Dabei würde sich bei dem von Wurpts vorgeschlagenen Grenzwert und der in diesem Projekt gewonnenen Parametrisierung der Fließgrenze

$$\tau_y = 70 \text{ Pa} = 6980 \text{ Pa} \phi^{3,638}$$

ein Feststoffgehalt von $\phi = 0,2822$ bzw. eine Dichte von etwa $1450 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$ als nautische Sohle ergeben.

Natürlich muss hier noch experimentell bestätigt werden, wie sich die eingeführten Beiwerte bei verschiedenen Schiffsgrößen tatsächlich verhalten.

Die gewonnenen Erkenntnisse machen es somit also möglich, einen Zusammenhang zwischen dem aktuellen Feststoffgehalt bzw. der Dichte auf der einen und der erforderlichen Schubkraft des Schiffs auf der anderen Seite herzustellen. Damit führt die hier präsentierte theoretische Analyse die von Wurpts vorgeschlagene Vorgehensweise, die nautische Sohle über die Viskosität zu definieren, mit der klassischen Definition über die Dichte zusammen.

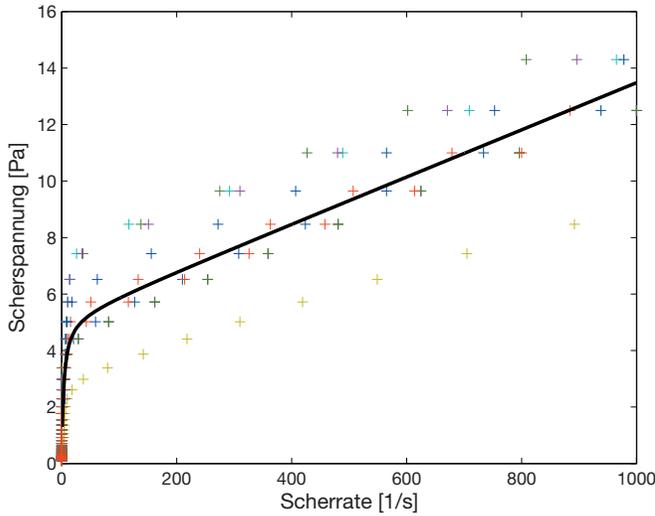


Abb. 28: Vergleich der mit dem korngößenabhängigen rheologischen Modell berechneten Fließkurve mit allen in Ems und Weser gewonnenen Proben (CSS-Verfahren) bei einem Feststoffgehalt von 8.5 %

7. Der Transport von Flüssigschlick in Rohren

Als zweite Anwendungsmöglichkeit der in diesem Aufsatz vorgestellten rheologischen Analysen sei die Bemessung von Rohrströmungen mit Flüssigschlick vorgestellt, so wie sie im Hafen Leer für den Abtransport von Schlick eingesetzt werden.

Das Grundproblem einer jeden Rohrströmung ist die Bemessung einer hinreichenden Pumpe. Dazu muss man für gegebene Rohrabmessungen (Länge und Durchmesser) den Energieverlust bei einem gewissen Durchfluss Q kennen. Dieser ist im Wesentlichen von dem sich über den Rohrquerschnitt einstellenden Geschwindigkeitsprofil abhängig.

Um die besonderen geometrischen Symmetrien eines Rohres bei der Lösung der Bewegungsgleichungen zu berücksichtigen, ist es notwendig, diese in Zylinderkoordinaten zu transformieren. Die Mathematik dieser Transformation wird ausführlich in Malcherek, 2001 beschrieben. Liegt die x -Koordinate auf der Rohrachse und bezeichnet man die Geschwindigkeit in diese Hauptstromrichtung mit u , dann bleibt von der Impulsgleichung in einem Rohr:

$$\frac{\partial u}{\partial t} = -\frac{1}{\rho} \frac{\partial p}{\partial x} + \frac{1}{r} \frac{\partial \tau r}{\partial r}$$

In diese Differentialgleichung lässt sich nun eines der gewonnenen Fließgesetze (z.B. Formel (1)) oder einsetzen, wobei die Scherrate in einer Rohrströmung $\dot{\gamma} = \frac{\partial u}{\partial r}$ ist. Das

Gesamtsystem kann nun numerisch z.B. mit der MATLAB-Funktion `pdepe` gelöst werden.

Abb. 29 zeigt das Geschwindigkeitsprofil, welches sich für einen Worrall-Tuliani-Schlick in einem Rohr bei einem Druckgefälle von 60 Pa/m ergibt. Nahe der Rohrachse bildet sich

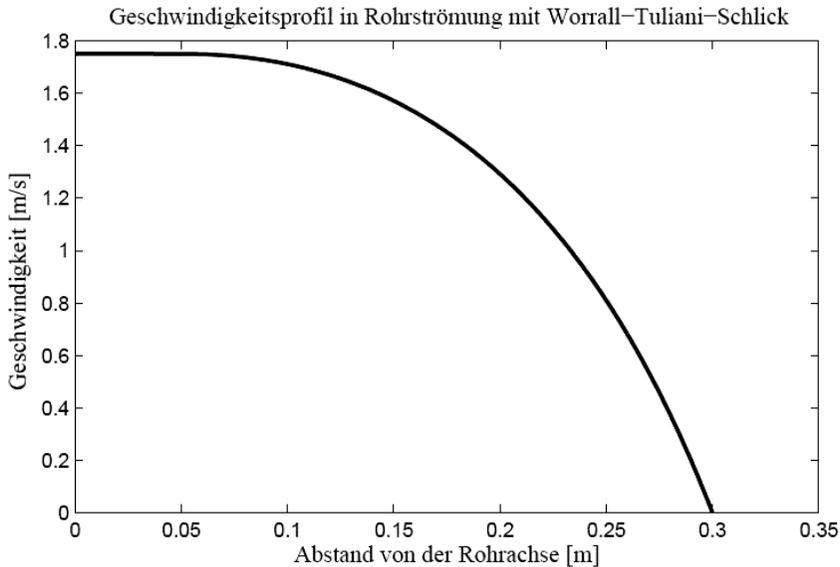


Abb. 29: Geschwindigkeitsprofil in einer Rohrströmung mit einem Schlick, dessen Rheologie nach dem Worrall-Tuliani-Gesetz beschrieben wird. Der Durchfluss ist $0,31 \frac{\text{m}^3}{\text{s}}$, hierfür benötigt man bei einer Rohrlänge von 350 m eine Leistung von 6,525 kW

eine sogenannte **Propfenströmung** aus, d.h. hier bewegt sich der Schlick mit einer konstanten Geschwindigkeit und damit ohne laminare Reibung.

Um die durch eine Pumpe zu gewährleistende Energiehöhe zu bestimmen, integriert man das erhaltene Geschwindigkeitsprofil zunächst über den Rohrquerschnitt, womit man den Durchfluss Q erhält:

$$Q = 2\pi \int_0^r u(r)rdr$$

Man kann nun in dem oben vorgestellten MATLAB-Berechnungsverfahren die Druckdifferenz so weit erhöhen, bis sich der gewünschte Durchfluss einstellt. Die Angaben zum Hafen Leer belaufen sich dabei auf eine Volumenleistung von 4200 m^3 Schlick in 4 Stunden Pumpzeit (WURPTS, 2005), was einem Durchfluss von $0.2917 \frac{\text{m}^3}{\text{s}}$ entspricht.

Dann berechnet man die aufrechtzuerhaltende Energiehöhe als

$$h_E = \frac{1}{\rho g} \frac{\partial p}{\partial x} L$$

wenn man einmal annimmt, dass der Druckabfall über die Rohrlänge $L = 350 \text{ m}$ konstant ist.

In den oben genannten beiden Fällen würde man für einen Worrall-Tuliani-Schlick eine Pumpleistung von 6.5 kW benötigen. In den vorangegangenen Betrachtungen wurde allerdings der Übergang zur turbulenten Strömung bisher nicht berücksichtigt.

8. Zusammenfassung und Empfehlungen

Zur Beschreibung der rheologischen Eigenschaften von Flüssigschlickten wurde in einer Literaturrecherche das Modellgesetz von Worall-Tuliani als am geeignetsten identifiziert, weil es sowohl strukturviskose als auch thixotrophe Eigenschaften berücksichtigen kann. Es beinhaltet aber keine Aussagen über den Einfluss des Feststoffgehalts auf das rheologische Verhalten.

Die Beschreibung des mikrorheologischen Verhaltens von granularen Suspensionen mit strömungsmechanischen Modellen liefert dagegen erstmals einen Ansatz für die Flüssigschlickviskosität, der sowohl die Partikelgröße als auch den Feststoffgehalt berücksichtigt. Durch die Kombination mit dem Moore- bzw. Worall-Tuliani-Ansatz zur Strukturviskosität können alle genannten Phänomene gemeinsam beschrieben werden.

Um diese rheologischen Gesetze zu validieren, wurden Sedimentproben in Ems und Weser gezogen, mit diesem Material Flüssigschlicke durch Verdünnung erzeugt und deren rheologisches Verhalten analysiert. Die Anpassung der entwickelten rheologischen Modelle zeigt eine gute Übereinstimmung mit den gemessenen Daten.

Ferner wird ein Vorgehenmodell zur rheologischen Analyse von Flüssigschlickten empfohlen. Dieses besteht aus den folgenden Arbeitsschritten:

1. Probenahme
2. Bestimmung der Korngrößenverteilung
3. Bestimmung der Sedimentdichte
4. Aussiebung des Anteils $> 63 \mu\text{m}$
5. Rheologische Analyse mit CSS-Messung für verschiedene Verdünnungen
6. Surface-Fitting eines erweiterten Worrall-Tuliani-Modells.

Die so gewonnenen Analysen können

- zur Bestimmung der nautischen Sohle
- zur Dimensionierung von Rohrströmungen und Pumpen für solche Schlicke
- zur Bestimmung der Neigung von Hafenbeckensohlen zum Abtransport des Materials
- für die numerische Simulation (KNOCH und MALCHEREK, 2010]

verwendet werden.

Die gewonnenen rheologischen Modelle sind derzeit noch nicht in der Lage, den Übergang zur freien Turbulenz bei abnehmendem Feststoffgehalt gleitend zu beschreiben. Hier besteht noch erheblicher Forschungsbedarf, da integrierte Ästuarmodelle in Zukunft sowohl das Verhalten der turbulenten Wassersäule als auch die bodennahen Flüssigschlickschichten richtig beschreiben sollen.

Durch die Trennung des Feinkorns (Schluff und Ton) von den größeren Kornfraktionen im Rahmen der vorliegenden Untersuchungen sind die Modelle ferner nicht in der Lage, die Rheologie von Schlicksanden zu beschreiben. Wie dies zu geschehen hat, ist ebenfalls noch zu untersuchen.

9. Danksagung

Das vom Kuratorium für Forschung im Küsteningenieurwesen (KFKI) unterstützte und durch das Bundesministerium für Bildung und Forschung (BMBF) unter dem Kennzeichen 03KIS066 geförderte Projekt MudSimA hat eine wissenschaftliche Mitarbeiterstelle über drei Jahre gefördert. Dafür danke ich und hoffe, dass als Gegenleistung alles, was in der

Praxis der mit Schlick beschäftigten Gewässerkunde nützlich sein kann, in einer nachvollziehbaren Handlungsempfehlung verwertbar dargestellt wurde. Sollten Fragen zu dem Inhalt dieser Publikation offen geblieben sein, ist der Autor bei der Beantwortung gerne behilflich.

Die Proben in der Ems wurden mit Unterstützung der WSA Emden genommen. An der Weser wären wir ohne Hilfe von Bremenports mit unserem für bayerische Gewässer entworfenen Messboot wohl kläglich untergegangen.

10. Verzeichnis der verwendeten Symbole (nach Reihenfolge)

Symbol	Bedeutung
τ	Scherspannung
F_x	Kraftkomponente in x-Richtung
A_z	Fläche mit Normaleneinheitsvektor in z-Richtung
$\dot{\gamma}$	Scherrate
u, u_x, U	Geschwindigkeit in x-Richtung, Anströmgeschwindigkeit
t	Zeit
m	Dynamische Viskosität
K	Vorfaktor im Ostwald-de-Waele-Gesetz
n	Potenz im Ostwald-de-Waele-Gesetz, Teilchenzahldichte
τ_y	Fließgrenze [Pa]
λ_s	Strukturparameter
μ_∞	Viskosität bei vollständiger Deflockulation
$\Delta\mu$	Viskositätszunahme bei vollständiger Flockenbildung
b_{floc}	Parameter zur Beschreibung der Flockenbildung
α_{break}	Parameter zur Beschreibung des Flockenzerbrechens
d	Partikeldurchmesser
u_r	Relativgeschwindigkeit zwischen Partikel und Fluid
ρ_0	Dichte des Trägerfluids
N	Teilchenzahl
h	Höhe
W_{ges}, W_w	Gesamtarbeit, Widerstandsarbeit
α_{struc}	Verhältnis von Flockenbildung zu -zerstörung
ϕ	Feststoffvolumenanteil
A, B	Flächeninhalt, Allgemeine Konstanten
p, p_{stat}	Druck, Staudruck
\vec{n}	Normaleinheitsvektor

$\partial\Omega$	Rand eines Gebiets
c_p	Druckwiderstandsbeiwert
T	Schubkraft
m_s	Schiffsmasse
c_v	Reibungswiderstandbeiwert
Q	Durchfluss
h_E	Energiehöhe
L	Länge, Rohrlänge

11. Schriftenverzeichnis

- Arbeitskreis Nassbaggerei Küste der Wasser- und Schifffahrtsverwaltung des Bundes: Nassbaggerunterhaltungsarbeiten im Küstenbereich. Jahresbericht 2003, Baggerbüro Küste, Bremerhaven, 2004.
- BARNES, H. A.: Shear-Thickening ("Dilatancy") in Suspensions of Nonaggregating Solid Particles Dispersed in Newtonian Liquids. *J. Rheology*, 33 (2), 329–366, 1989.
- BATCHELOR, G. K. and GREEN, J. T.: The Determination of the Bulk Stress in a Suspension of Spherical Particles to Order c^2 . *J. Fluid Mech.*, 56 (3), 401–427, 1972.
- BINGHAM, E. C.: An Investigation on the Laws of Plastic Flows. Technical Report, U.S. Bureau of Standards, 1916.
- BURBAN, P.-Y.; LICK, W. and LICK, J.: The Flocculation of Fine-Grained Sediments in Estuarine Waters. *J. Geophys. Res.*, 94, 8323–8330, 1989.
- EILERS, H.: Die Viskosität von Emulsionen hochviskoser Stoffe als Funktion der Konzentration. *Kolloid-Zeitschrift*, 97 (3), 313–321, 1941.
- EINSTEIN, A.: Eine neue Bestimmung der Moleküldimension. *Ann. Physik*, 1906.
- HERSCHEL, W. H. and BULKLEY, R.: Konsistenzmessungen von Gummi-Benzollösungen. *Colloid and Polymer Science*, 39 (4), 291–300, 1926.
- JEFFERY, G. B.: The Motion of Ellipsoidal Particles Immersed in a Viscous Fluid. *Proc. Roy. Soc. A*, 102, 161–179, 1922.
- KNOCH, D. and MALCHEREK, A.: A numerical model for the simulation of fluid mud with different rheological behavior. *Ocean Dynamics*, 60, 2010.
- LEUSSEN, W. VAN: Aggregation of Particles, Settling Velocities of Mud Floccs. A Review. In: Dronkers, J., van Leussen, W. (ed.): *Physical Processes in Estuaries*, 347–403. Berlin, Heidelberg, 1988.
- LEUSSEN, W. VAN: Estuarine Macroflocs and their Role in Fine-Grained Sediment Transport. PhD thesis, University of Utrecht, Netherlands, Utrecht, 1994.
- LICK, W.; HUANG, H. and JEPSEN, R.: Flocculation of Fine-Grained Sediments Due to Differential Settling. *J. Geophys. Res.*, 98, 10279–10288, 1993.
- LICK, W.; LICK, J. and ZIEGLER, C. K.: Flocculation and its Effect on the Vertical Transport of Fine-Grained Sediments. *Hydrobiologia*, 235/236, 1–16, 1992.
- LICK, W.; LICK, J.; ZIEGLER, C. K. and JOSHI, A.: Effects of Flocculation on Particle Transport. In: Spalding, M. L., Cheng, R. T., Bedford, K., Blumberg, A., Swanson, C. (ed.), *Estuarine and Coastal Modeling*, Proceedings of the 3th International Conference in Chicago 1993, ASCE, 1993.
- MALCHEREK, A.: Mathematische Modellierung von Strömungen und Stofftransportprozessen in Ästuaren. Bericht Nr. 44, Institut für Strömungsmechanik und Elektron. Rechnen im Bauwesen der Universität Hannover, 1995.
- MALCHEREK, A.: Hydromechanik der Fließgewässer. Bericht Nr. 61, Institut für Strömungsmechanik und Elektron. Rechnen im Bauwesen der Universität Hannover, 2001.
- MALCHEREK, A.: Gezeiten und Wellen – Die Hydromechanik der Küstengewässer. PRAXIS. Wiesbaden, 2010.

- MALCHEREK, A. u. CHA, H.: Zur Rheologie von Flüssigschlick: Experimentelle Untersuchungen und theoretische Ansätze. Mitteilungen des Instituts für Wasserwesen der Universität der Bundeswehr München 111/2011. Aachen, 2011.
- MIGNIOT, C.: Étude des propriétés physiques de différents sédiments très fins et de leur comportement sous des actions hydrodynamiques. La Houille Blanche, 7, 591–620, 1968.
- MOORE, F.: The Rheology of Ceramic Slips and Bodies. Trans. Brit. Ceramic Soc., 28(58(7/8)), 470–494, 1959.
- NASNER, H.: Sedimentation in Tidehäfen, Phase 2. Die Küste, 59, 63–114, 1997.
- NGUYEN, Q. D. and BOGER, D. V.: Measuring the Flow Properties of Yield Stress Fluids. Ann. Rev. Fluid Mech., 24, 47–88, 1992.
- OSEEN, C. W.: Neuere Methoden und Ergebnisse in der Hydrodynamik. Leipzig, 1927.
- PUTZAR, B.; MARQUES, W.; FERNANDES, E. and MALCHEREK, A.: An Integrated Modeling System for the Patos Lagoon in Brasil. Mitteilungen des Instituts für Wasserwesen der Universität der Bundeswehr München 108/2010. Aachen, 2010.
- SCHERAGA, H. A.: Non-Newtonian Viscosity of Solutions of Ellipsoidal Particles. J. Chem. Phys., 23, 1526–1532, 1955.
- WIT, P. J. DE: Liquefaction of Cohesive Sediments caused by Waves. PhD thesis, Technische Universiteit Delft, Delft, 1995.
- WORRAL, W. E. and TULIANI, S.: Viscosity changes during the ageing of clay-water suspensions. Trans. British Ceramic Society, 63, 167–185, 1964.
- WURPTS, R.: Hyperconcentrated Flow. HANSA International Maritime Journal, 142 (09), 75–88, 2005.

More than 20 Years of Experience Using the Large Wave Flume (GWK) – Selected Research Projects

By HOCINE OUMERACI

Z u s a m m e n f a s s u n g

Nach einer einführenden Betrachtung über Maßstabeffekte und die Notwendigkeit großer Versuchseinrichtungen sowie nach einer kurzen Beschreibung des Großen Wellenkanals (GWK) des Forschungszentrums Küste (FZK), einer gemeinsamen zentralen Einrichtung der Leibniz Universität Hannover und der Technischen Universität Braunschweig, wird kurz auf die Expertise des Autors und seiner Forschungsgruppe bei der Nutzung des GWK eingegangen. Zur Illustration werden im Hauptteil des Beitrages ausgewählte Projektbeispiele aufgeführt, die unter der Leitung des Autors durchgeführt wurden. Hierzu zählen u.a. (i) Seegangbelastung und Standsicherheit von Deckwerken sowie deren Baugrund, (ii) Druckschlagbelastung und dynamische Antwort von Caisson-Bauwerken sowie deren Baugrund durch brechende Wellen, (iii) hydraulische Wirksamkeit wellendämpfender Bauwerke im Küstenschutz/Hafenbau mit besonderem Fokus auf nicht herkömmliche Bauwerke, (iv) seeganginduzierte Filterströmungen in geschütteten Bauwerken, (v) Stabilität von Bauwerken aus geotextilen Sandcontainern, (vi) Seegangbelastung, Wellenüberlauf, Standsicherheit und Bruch von Seedeichen, (vii) Einfluss von Wellenbrechern auf schlanke Pfähle im Tief-/Flachwasser, (viii) seeganginduzierter Kolk um Bauwerke sowie Kolkchutzmaßnahmen und (ix) küstennaher Sedimenttransport und Strand-/Dünenerosion durch extreme Sturmfluten.

S c h l a g w ö r t e r

Großer Wellenkanal (GWK), Maßstabeffekte, Seegangbelastung, Druckschlagbelastung, brechende Wellen, Wellenüberlauf, Porenwasserdrücke, Baugrundstabilität, Küstenschutzbauwerke, Wellenbrecher, Seedeiche, Deckwerke, Offshore-Bauwerke, geotextile Sandcontainer, Kolk um Seebauwerke, Kolkchutz, küstennahe Sedimentdynamik, Strand- und Dünenerosion

S u m m a r y

This paper discusses scale effects in physical hydraulic models, illustrating the necessity of large-scale experimental facilities. A brief description is given of the Large Wave Flume (GWK), which is a key facility of the Coastal Research Centre (FZK) jointly established by the Leibniz Universität Hannover and the Technische Universität Braunschweig. The primary expertise of the author and his research team is also briefly outlined. The latter is demonstrated by selected projects carried out in the GWK under the direction and supervision of the author. These include among others (i) Wave loading and the response of porous bonded revetments, including the response of their foundations, (ii) Wave loading and the dynamic response of caisson breakwater foundations, (iii) Hydraulic performance of wave damping structures with particular emphasis on non-conventional structures, (iv) Wave-induced porous flow in rubble mound structures, (v) Hydraulic stability/performance of coastal structures made of geotextiles, (vi) Effect of wave overtopping and breaching of sea dikes, (vii) Breaking-wave impact on slender pile structures in deep/shallow water, (viii) Wave-induced scour around marine structures and scour protection, (ix) Nearshore sediment dynamics and beach/dune profile development under extreme storm surge conditions.

Keywords

Large Wave Flume (GWK), scale effects, wave loading, impact loads, breaking waves, wave overtopping, pore pressure, soil foundation stability, coastal structures, breakwaters, sea dikes, dike breaching, wave-induced porous flow, geotextile sand containers, revetments, offshore structures, scour around marine structures, scour protection, nearshore sediment dynamics, beach/dune erosion

Contents

1. Introduction	181
2. Necessity of large wave facilities and the Large Wave Flume (GWK)	182
2.1 Scale effects and the necessity of large-scale wave facilities	182
2.2 Large Wave Flume research facility of the Coastal Research Centre (FZK): a Brief Description	185
2.3 Primary expertise and experience using the Large Wave Flume in brief	187
3. Outline of selected research projects performed in the Large Wave Flume (GWK)	190
3.1 Wave loading and the response of a PBA revetment	190
3.2 Wave loading and the response of a caisson breakwater foundation	198
3.3 Hydraulic performance of wave damping structures	203
3.4 Wave-induced flow on and within rubble mound breakwaters	213
3.5 Hydraulic stability/performance of coastal protection structures made of geotextiles	217
3.6 Effect of wave overtopping and breaching of sea dikes	220
3.7 Breaking-wave impact on slender pile structures	224
3.8 Wave-induced scour around marine structures and scour protection	227
3.9 Sediment dynamics and beach/dune profile development under extreme storm surge conditions	230
4. Concluding remarks and perspectives	234
5. Acknowledgements	234
6. References	235

1. Introduction

This paper originates from the extended contents of a keynote lecture held at a workshop in Tainan/Taiwan by the author on December 10, 2010 to commemorate the 60th Anniversary of the Tainan Hydraulic Laboratory (THL). As the latter has a large wave flume similar to the GWK, the author was invited to report on his own experiences using such large-scale wave facilities over more than two decades. This paper therefore primarily aims at providing an outline of selected research projects which were performed under the scientific supervision of the author using the Large Wave Flume (GWK) of the Coastal Research Centre (FZK), a joint institution of the Leibniz Universität Hannover and the Technische Universität Braunschweig/Germany, in order to illustrate the capabilities of similar large-scale testing facilities and their increasing importance, especially in view of their pivotal role in modelling complex processes and interactions in the context of the expected increase of storm surge events due to the impact of climate change in coastal zones.

Firstly, a brief review is given of the necessity of large wave facilities such as the GWK to avoid/reduce scale effects and their importance for studying very complex interactions between waves and natural barriers, man-made structures and the seabed. This is followed by a brief description of the GWK.

The major part of this paper is dedicated to a brief description of a few selected examples among the research projects performed in the GWK under the supervision of the author to illustrate the capabilities and possible applications of similar large-scale facilities. Considering the primary aim of this paper, the description of each project is documented as briefly as possible. References for more detailed descriptions are also provided. Because the primary interest of the author is focussed on modelling the interaction between sea waves, man-made structures/natural barriers and the seabed, the examples outlined in Section 3 are selected accordingly. The research interests of the author include (i) breaking-wave impact loading and the response of revetments and their foundations, (ii) wave loading and the response of the foundations of gravity structures under extreme wave conditions, (iii) hydraulic performance of wave-damping structures, with particular emphasis on non-conventional structures, (iv) wave-induced flow on and within rubble mound breakwaters and structures, (v) hydraulic stability/performance of marine structures made of geotextile sand containers (GSC), (vi) effect of wave overtopping and breaching of sea dike /coastal barriers induced by wave impact/overtopping, (viii) breaking-wave impact load on slender pile structures, (ix) wave-induced scour around marine structures and (x) sediment transport in the surf zone and beach/dune profile development under extreme storm surge conditions.

Finally, several remarks are also included regarding the necessity of large-scale facilities for investigating hydrodynamic processes and their interactions with structures and the seabed, which cannot be studied properly in small-scale models due to the scale effects associated with energy dissipation and other mechanisms. The increasing role of large-scale testing facilities is also highlighted in view of the promising future of composite modelling. In order to reduce both laboratory effects and scale effects in the modelling of coastal hydrodynamic and morphodynamic processes, the need for much larger wave basins than existing basins worldwide is also underlined.

2. Necessity of large wave facilities and the Large Wave Flume (G W K)

2.1 Scale effects and the necessity of large-scale wave facilities

Although physical modelling is and will always remain a powerful research and design tool (OUMERACI, 1999), it also has a number of limitations, among which scale and laboratory effects are certainly the most important (OUMERACI, 1984; HUGHES, 1993; KORTENHAUS and OUMERACI, 2003; OUMERACI et al., 2001b). In order to primarily overcome scale effects in coastal/oceanographic engineering applications, large wave facilities such as those illustrated in Fig. 1 have emerged in recent decades. In order to underline the importance of such large facilities, a very brief overview of scale effects is provided below.

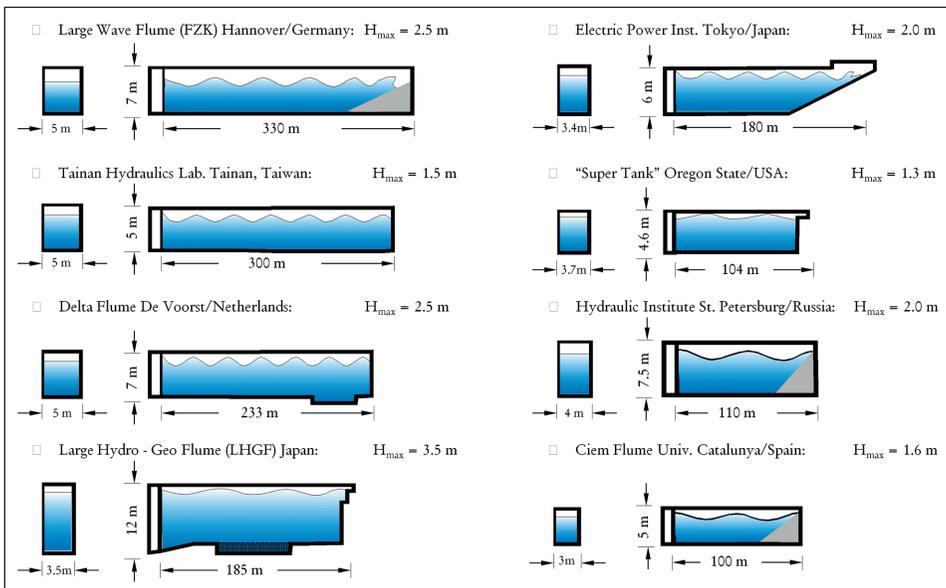


Fig. 1: The world's largest wave flume facilities for coastal engineering applications

In contrast to laboratory effects, which have nothing to do with similarity laws such as Froude's law and Reynolds' law, scale effects arise from the inability of a scale model to reproduce all relevant forces of the prototype by fulfilling the related similarity laws. In fact, laboratory effects are solely due to the inappropriate representation of the forcing functions and the boundary conditions in the model, i.e. they arise from the inability of the model to correctly reproduce the driving forces such as waves, currents, etc., under laboratory conditions as well as from solid boundaries such as wave paddles, side walls, etc., which do not exist as such in the prototype. Because laboratory effects also exist in large-scale models, a considerable amount of efforts is still required to improve our understanding of these effects and reduce their influence, despite the relatively recent developments in wave generation and active wave absorption techniques.

Because wave motion is primarily governed by gravity forces, most scale models in coastal engineering are run according to Froude’s law of similitude, i.e. all other forces such as friction, elasticity and surface tension are neglected, even though these might be considerably exaggerated in the model. The errors which may result from these exaggerations and dissimilarities are called scale effects, i.e. they always occur in scale models, but rapidly decrease when the size of the model approaches the prototype scale (Fig. 2).

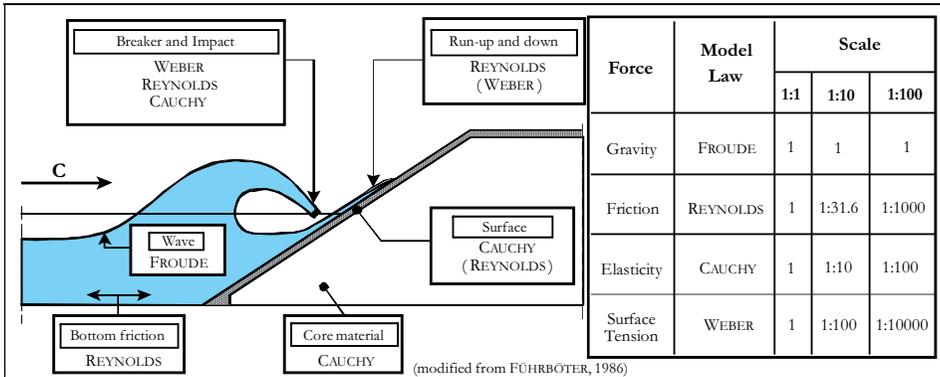


Fig. 2: Scale effects in modelling wave loading and the response of sea dikes (modified from FÜHRBÖTER, 1986)

In order to discuss scale effects in coastal hydraulic models it is necessary to distinguish between short and long wave models as well as between structure and sediment transport models (OUMERACI, 1984; 1994a; 1999; 2010c). In contrast to long wave models and tidal models, which are generally distorted, short wave models cannot be distorted.

The following discussion is restricted to a brief review of scale effects. Further details and references are given by OUMERACI (1984) and HUGHES (1993). For short wave models, most of the scale effects originate from the dissimilarity of bottom friction and wave transmission through porous structures. Surface tension effects may also be important if the wave period is less than $T = 0.35$ s and the water depth is less than $h = 2$ cm. The viscous and bottom effects may be assessed and corrected by existing formulae (HUGHES, 1993). Scale effects in wave transmission can be reduced by using the nomograms provided by LE MEHAUTÉ (1965) for both long and short waves.

For long wave models the above considerations on the effects of surface tension and bottom friction are also valid for undistorted models. Additional scale effects occur with regard to wave reflection, refraction, diffraction, and harbour resonance phenomena, while scale effects in wave transmission still remain appreciable (OUMERACI, 1984).

For structure models, which are generally used to simulate wave loading and the response behaviour and stability of coastal and offshore structures, the above mentioned considerations for short wave models are also valid in principle. Moreover, scale effects depend greatly on the type of structure investigated (rubble-mound structures, vertical breakwaters, etc.) as well as on the objective of the study (wave loading, stability, etc.).

In the case of rubble mound breakwaters, the most critical scale effects are mainly due to the dissimilarity of the flow field within the breakwater core because in the most com-

monly used small-scale models, viscous effects dominate (Reynolds number related to the grain size of core material of less than $Re = 3 \cdot 10^4$). This also significantly affects several other processes such as the uplift pressure on crown walls, wave run-up and overtopping, wave transmission and reflection, and possibly also wave-induced forces on the armour units.

In the case of vertical breakwaters and similar monolithic structures subject to breaking waves, the most serious scale effects arise from an incorrect reproduction of the impact load, mainly due to the dissimilarity of air entrainment/entrapment in the breaker. Although methods have been suggested for correcting such effects (e.g. OUMERACI et al., 2001b), large-scale model testing close to the prototype scale still remains the best alternative.

For sediment transport models such as those used to study beach and dune profile changes during storm surges, scour in front of coastal structure, etc., it has been shown that quantitative results can hardly be obtained from the commonly used small-scale models because the four similitude criteria as described by OUMERACI (1984; 1994a; 2010c) can never be fulfilled simultaneously. Here again, the best alternative is the use of scale models approaching the prototype scale.

The adopted research strategy, which combines field observations, analytical and numerical modelling as well as small and large-scale model testing, is outlined in Fig. 3. The figure also indicates the central role of the latter in the overall research strategy and the ultimate scientific result, which concerns the development of generic conceptual models based on a physical understanding of the most relevant processes and their interactions.

It should also be mentioned that a research strategy directed towards “Composite Modelling” is already emerging (OUMERACI, 1999; 2010c). The idea to overcome the drawbacks of physical and numerical modelling by combining the strengths of both physical and numerical models first led to the commonly known “Hybrid Modelling”. A few decades later, “Composite Modelling” has emerged. This is more generic and more flexible in the sense that it combines not only physical and numerical models in a basically different manner, but may also include analytical, semi-analytical and empirical models, and field measurements, provided these contribute to the construction of validated process models (OUMERACI, 1999; 2010c). Even the results of hybrid models can be incorporated. The most important thing is that the prospective results of Composite Modelling should (i) be much more generic than other results from physical, numerical or hybrid modelling, (ii) go beyond echoing the equations involved in numerical and hybrid models and (iii) be obtainable at far lower cost and more quickly than from conventional complex models, including many processes and interactions. The principle of Composite Modelling consists in subdividing a very complex and problem into several simple and more easily tractable processes. The latter should be described by the most appropriate methods in order to obtain the most reliable process models possible, including physical and validated numerical and analytical models. An important implication of the advent of Composite Modelling is that the two following trends will be encouraged to a greater extent in the future: (i) the development of large-scale testing facilities to reduce scale effects and (ii) the development of improved techniques to reduce laboratory effects (e.g. active and passive wave absorption techniques).

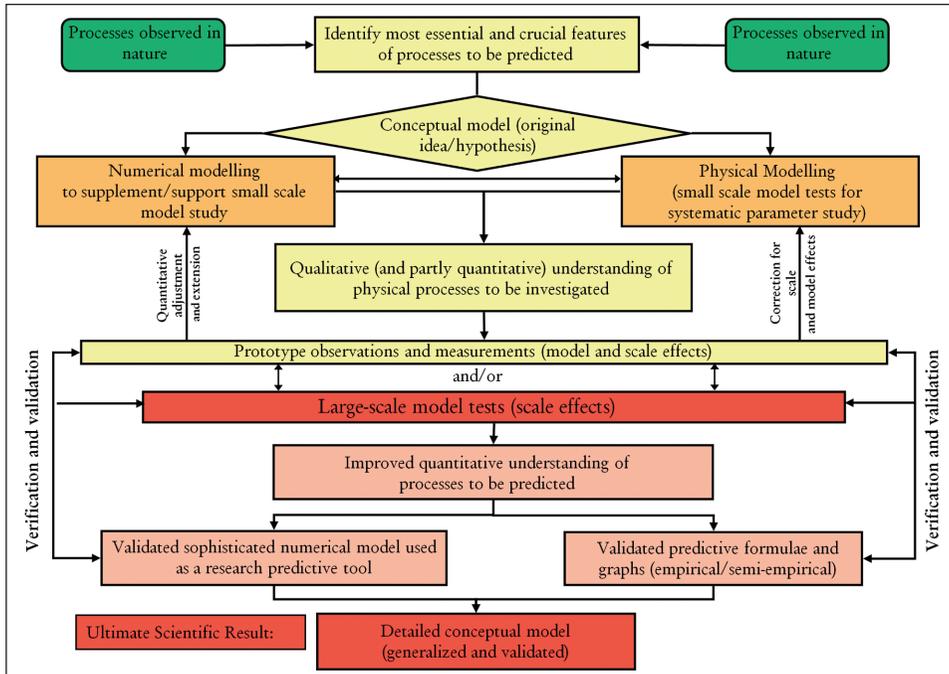


Fig. 3: Role of large-scale model testing within the framework of a basic research strategy

2.2 Large Wave Flume research facility of the Coastal Research Centre (FZK): a Brief Description

The Large Wave Flume (GWK) in Hanover, which was completed in 1983 and financed by the German Research Council (DFG), constitutes the main wave facility of the Coastal Research Centre (FZK) jointly administered and operated by the Leibniz Universität Hannover and the Technische Universität Braunschweig. The flume has an effective length of 307 m, a depth of 7 m and a width of 5 m (Fig. 4). More details of the wave flume itself and historical background information are provided by GRÜNE and FÜHRBÖTER (1975), SPARBOOM (1988) and FÜHRBÖTER et al. (1989). Further details of the FZK are given by OUMERACI (1998). Further information, including procedures for operating the GWK, may be found on the website of the FZK: <http://www.fzk-nth.de/494.html>.

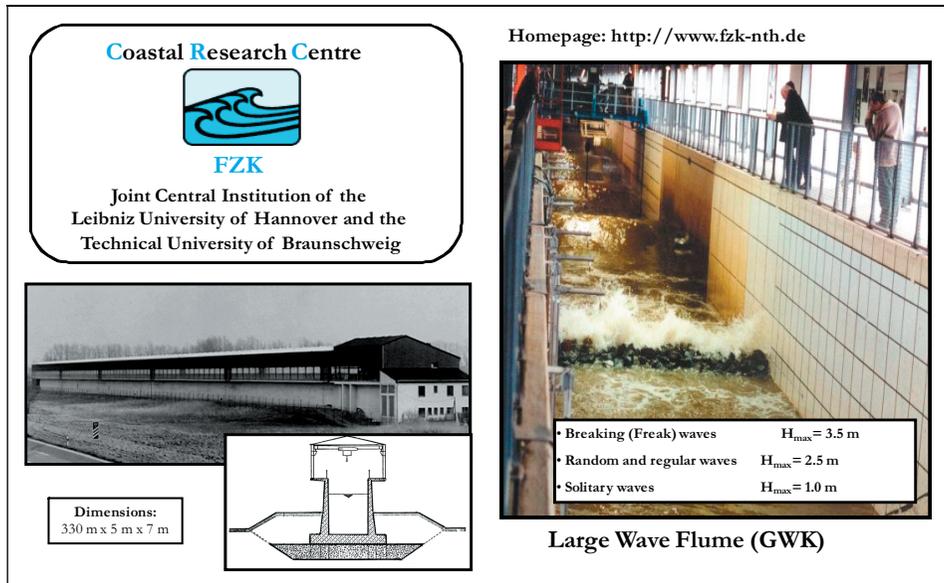


Fig. 4: Large Wave Flume (GWK): (a) general view and cross-section,
(b) waves generated during a test run

Fig. 1 illustrates the largest wave flumes currently used in various countries for carrying out coastal/ocean engineering research. The GWK in Hanover continues to be the largest wave flume worldwide.

Different types of waves can be generated by a piston-type wave generator with an upper flap and a power rating of 900 kW. A maximum stroke of ± 2.0 m of the paddle (max. velocity $v \approx 1.7$ m/s and max. acceleration $a = 2.1$ m/s²) combined with upper flap movements of ± 10 degree of the flap can be achieved. Regular waves with heights of up to about 2.0 m and with periods of up to $T = 10$ s can be generated in water depths of up to 5 m. In the case of irregular waves (PM, JONSWAP, TMA spectra), it is possible to realise significant wave heights of up to $H_{s,\max} = 1.4$ m with peak periods of up to $T_p = 8.0$ s, whereas for solitary waves, significant wave heights of up to $H_{\max} = 1.10$ m are attainable. Single breaking waves in deep water using Gaussian wave packets of more than 3.0 m in height can also be generated (wave focussing). An online wave absorption control system permits the generation of wave trains unaffected by re-reflection at the paddle over almost any time duration.

The measuring techniques available include, among others, (i) wave gauges (>20), (ii) 1-D, 2-D and 3-D current meters (>15), (iii) pressure transducers (>75) with a pressure range of 0.7–10 bar, (iv) displacement meters and accelerometers, (v) wave runup step gauges, (vi) integrated weighting systems for wave overtopping, (vii) optical back-scattering sensors (OBS) and acoustic back-scattering sensors (ABS) to measure vertical profiles of suspended sediment concentration, (viii) a computer-controlled bottom profiler to automatically monitor morphological changes as well as video and underwater cameras. A movable carriage on which the bottom profiler and other instruments can be mounted permits measurements at any location along the flume during tests. More recently, a high-resolution multi-beam sonar system has been deployed to investigate the 3-D development of seabed scour around a pile structure for offshore wind turbines (see Section 3.8).

Before commencing with the construction of large-scale models in the GWK, numerical modelling and/or smaller-scale tests are generally performed in small or medium-size wave flumes in order to identify expected problems/difficulties as well as to optimise the locations/numbers of the measuring/observation devices and the testing programme in the GWK. Such preliminary tests are also often applied to assess and correct possible scale effects. For this purpose and in order to achieve better visualisation/improved observations of the processes which are simultaneously measured, smaller wave flumes such as the twin-wave flumes of the Leichtweiß-Institute (Fig. 5) were often used. The latter medium-size wave facility is also unique in the sense that identical wave conditions can be generated simultaneously or independently in both flumes.

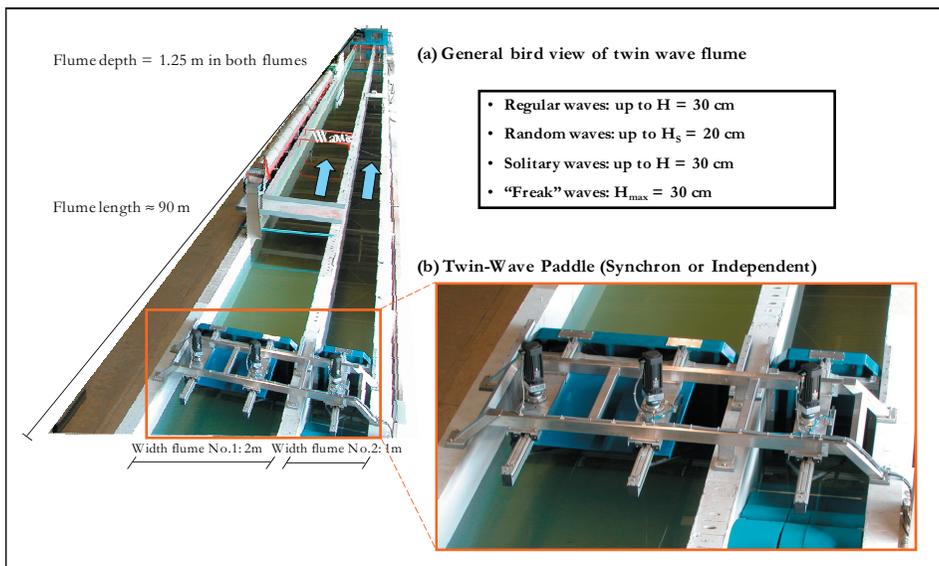


Fig. 5: Twin wave flumes at the Leichtweiß Institute, Technische Universität Braunschweig

2.3 Primary expertise and experience using the Large Wave Flume in brief

A large amount of experience has been gained using the Large Wave Flume during the past 25 years for a wide variety of basic/applied research projects and problems including, in particular:

- (i) *Rubble mound breakwaters*: wave-induced pore pressures within the structure and interactions with external flow, armour stability and structural integrity, pressure on crown walls and overtopping.
- (ii) *Caisson breakwaters*: wave forces and uplift, including breaking-wave impact, pore pressure and soil pressure in the foundation as well as the dynamic response of the structure.

- (iii) *Sea dikes and revetments*: breaking-wave impacts, wave runup and overtopping, stability of revetments, failure caused by overtopping and breaching of sea dikes.
- (iv) *Innovative sea walls and breakwaters*: hydraulic performance, wave loading and stability of high-mound composite breakwaters and sea walls, perforated JARLAN caisson-breakwaters (mono- and multi-chamber systems).
- (v) *Offshore structures*: breaking and non-breaking wave loads on vertical and inclined cylindrical structures, including the dynamic response of pipes on a movable sea bed and seabed scour around pile structures
- (vi) *Beach and dune stability*: profile development during storm surges, including the measurement of suspended load; effect of beach replenishment schemes and low-cost geotextile structures for dune protection.
- (vii) *Submerged wave absorbers for coastal protection*: reflection and wave-damping performance of single and multi-layer submerged permeable walls, effect on beach profile development during storm surge conditions.
- (viii) *Geotextile sand containers (GSC)*: hydraulic stability of GSC used for dune reinforcement, seawalls and seabed scour protection of pile support structures for offshore wind turbines.

A number of such projects are illustrated in Fig. 6.

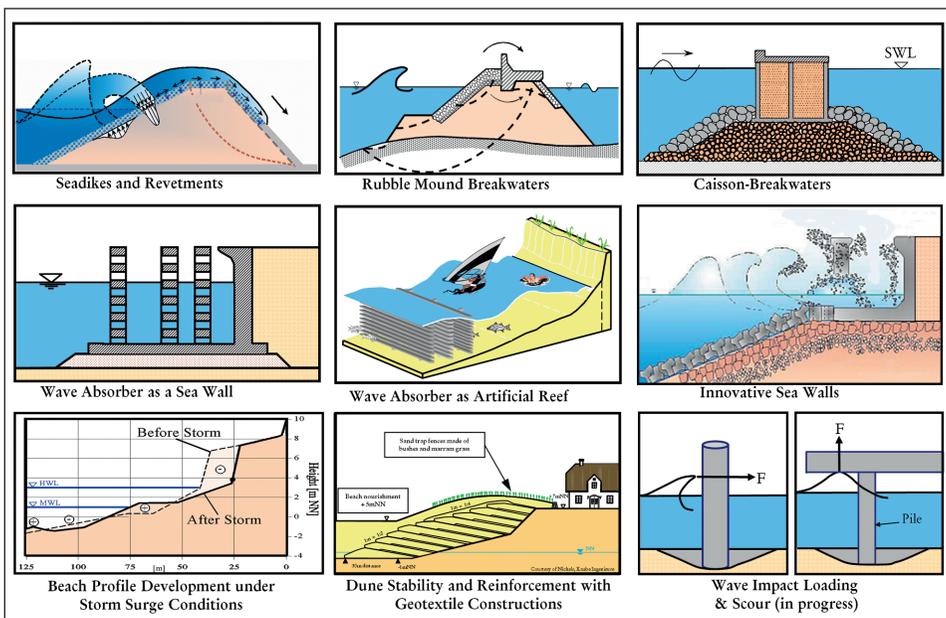


Fig. 6: Selected examples of research projects performed in the GWK

Most of these projects were directed towards a detailed study of the processes involved in wave-structure interaction, wave-seabed interaction and structure-foundation interaction under extreme and/or cyclic loads. As illustrated in Fig. 7 for the example of a vertical monolithic structure subject to wave loading, the primary objective is generally to improve our understanding of the processes that govern the interaction of sea waves with the seabed and the structure as well as the interaction between the structure and its foundation soil. Based on this improved understanding, models (indicated by a transfer function TF in Fig. 7) are then developed to describe these processes and interactions, including an assessment of the associated uncertainties (e.g. coefficient of variation, CoV). The substantial reduction of scale effects and the significant improvement in knowledge achieved so far explain why facilities such as the GWK play a central role in the basic research strategy, as depicted in Fig. 3.

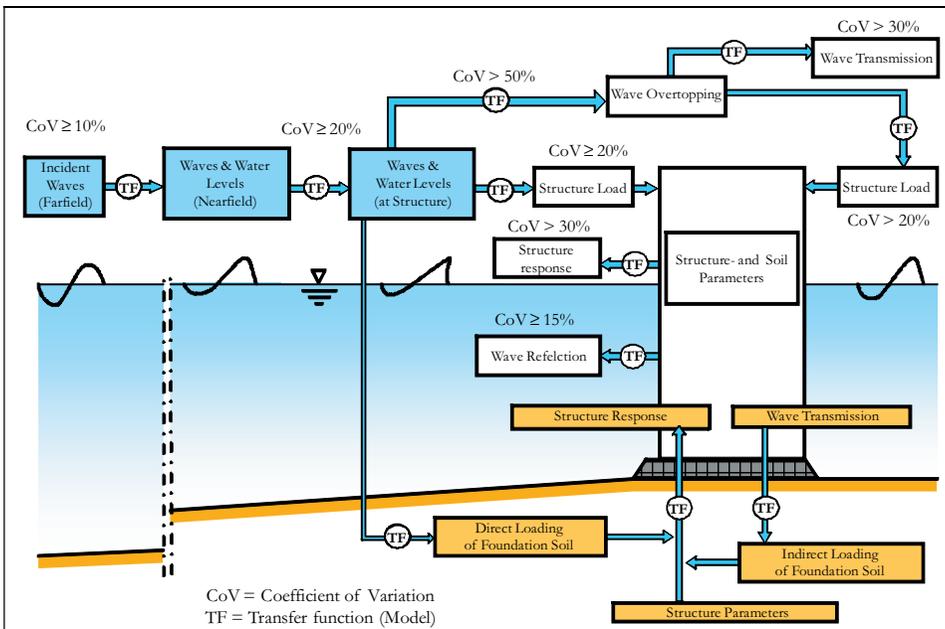


Fig. 7: Processes involved in wave-structure-foundation interactions

In Section 3 that follows, an outline is given of the selected sample projects already listed in the Introduction. These projects extend over several research areas in which the author is involved. As the main purpose of the following is to illustrate the capabilities of large experimental facilities such as the GWK, only a brief description of each project is given. Nevertheless, more detailed references are provided in the last section of the paper and interested prospective readers are invited to contact the author (h.oumeraci@tu-braunschweig.de) for a pdf copy of those references which cannot be easily accessed.

3. Outline of selected research projects performed in the Large Wave Flume (G W K)

3.1 Wave loading and the response of a PBA revetment

Polyurethane bonded aggregate (PBA) revetments are highly porous elastomeric structures made of mineral aggregates (e.g. crushed stone) which are durably and elastically bonded by polyurethane (PU). Despite their numerous advantages compared with conventional revetments and the large experience available from more than 25 pilot projects, physically-based design formulae to predict their hydraulic performance and response to wave loading were still lacking up to 2009. Due to the anticipated scale effects outlined in Fig. 2, particularly those associated with breaking-wave impact loading and foundation response behaviour, large-scale model tests were performed in 2009 in the Large Wave Flume (GWK). These tests were aimed at (i) improving our understanding of the physical processes involved in the interaction of the PBA revetment with waves and the underlying sand core, (ii) developing prediction formulae for hydraulic performance, including wave reflection, wave runup and wave rundown, (iii) developing prediction formulae for the wave loads on and beneath the revetment as well as in the subsoil for a wide range of wave conditions, including both impact and non-impact loads, (iv) developing formulae for the prediction of the response of the revetment (bending) and its foundation (wave-induced pore pressure), (v) reproducing and analysing possible failure mechanisms such as those due to transient soil liquefaction beneath the revetment.

The obtained results and formulae are published in OUMERACI et al. (2010a; 2010b) and OUMERACI et al. (2011). A brief description of the experimental setup and the deployed measuring/observation techniques of one of the key results is given below. This illustrates the capability of such large-scale wave facilities to solve highly complex problems of this type. The selected key result relates to the response of the sand core beneath the revetment (pore pressures), including an analysis of the failure experienced by a tested under-designed revetment alternative.

Further details on how to prepare such complex model tests and how to analyse them within a short period of time to obtain the afore-mentioned formulae/diagrams are given in the research reports by OUMERACI et al. (2009a) and OUMERACI et al. (2009b), respectively, which can be obtained from the author on request.

This example represents one of the several applied research projects performed in close collaboration with industry. Typically, the time taken to implement such results in engineering practice is relatively short. In this case, the time between publishing the final research report (OUMERACI et al. 2010a) and the incorporation of the key results in a design manual for polyurethane bonded aggregate revetments in the Netherlands (ARCADIS, 2010) was only a few months. Further similar Guidelines in Germany and France then followed. A brief outlook is finally provided concerning planned future research directed towards an improved understanding of the processes involved in wave-structure-foundation interaction and numerical modelling.

(a) Experimental setup and testing programme

Three Model Alternatives A, B and C with the same slope 1 : 3 and the same thickness ($\tau_R = 0.15$ m) but with different thicknesses of the gravel sublayer ($\tau_R = 0.0$ m; 0.10 m and 0.20 m) were tested in the GWK (Fig. 8).

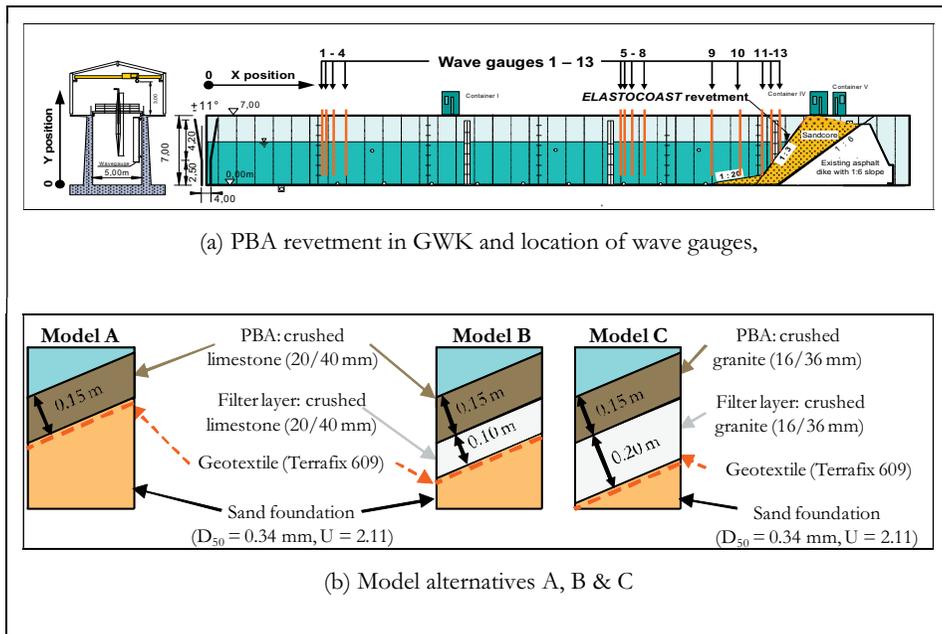


Fig. 8: Experimental setup for PBA revetments in the GWK

The embankment was constructed of sand with a grain size of $D_{50} = 0.34$ mm, $D_{10} = 0.18$ mm and $U = D_{60}/D_{10} = 2.11$. The foreshore of the PBA revetment (slope of 1 : 3) is a sand bed with a slope of 1 : 20. The toe of the revetment is located 1.0 m above the flume bottom while the crest of the revetment extends up to 6.70 m just below the top edge of the flume, which is located at height of 7.00 m (Fig. 8).

In a first phase, the model setup consisted of two alternative revetments. The two model alternatives A and B were constructed together side by side, each covering half of the wave flume width (2 x 2.5 m), and were tested simultaneously under the same wave conditions (Fig. 9).

Both model alternatives have a PBA layer of the same thickness ($d = 0.15$ m) made of the same crushed limestone (20/40 mm) bonded together by the same polyurethane. The only difference between the two models consists in the layer beneath the PBA (Fig. 8a; b). For Model Alternative A the PBA lies directly on a geotextile filter, while for Model Alternative B the PBA lies on a gravel sublayer with a thickness of 0.10 m. The same crushed limestone material (20/40 mm) was used in each case. The gravel sublayer is inserted between the PBA layer and the geotextile filter lying on the sand slope (Fig. 8b). The two alternatives are separated by a thin wall made of water-resistant plywood (OUMERACI et al., 2009a; 2009b).

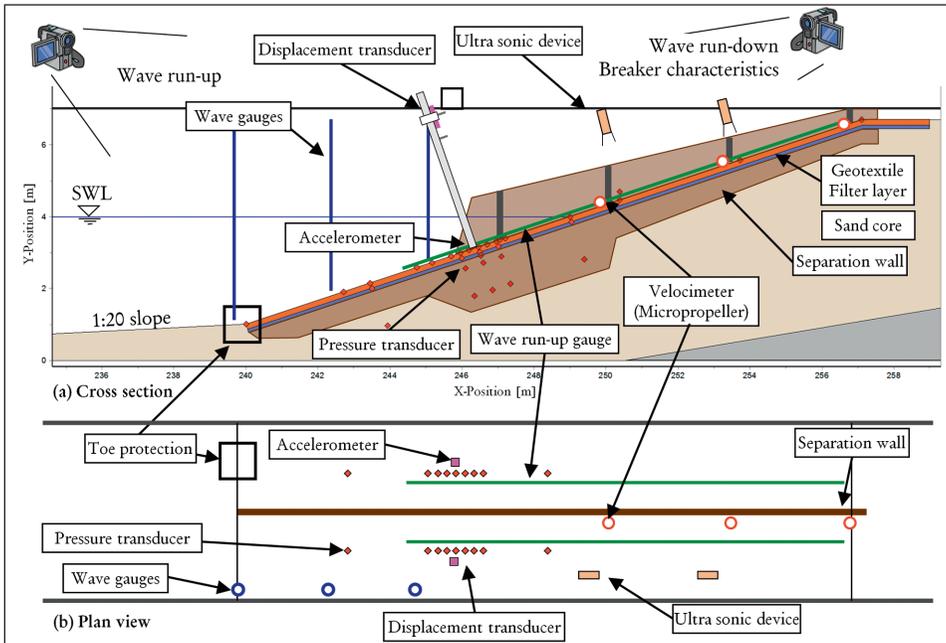


Fig. 9: Measuring and observation devices along and beneath the revetment

Following damage of Model Alternative A, the damaged revetment was completely removed and replaced by a third Model Alternative C (Fig. 8c). This alternative is essentially similar to Model Alternatives A and B. In this case, however, the PBA layer consists of crushed granite stones (16/36 mm) while the thickness of the sublayer made of the same stones is now 0.20 m, which is twice as large as in Model Alternative B.

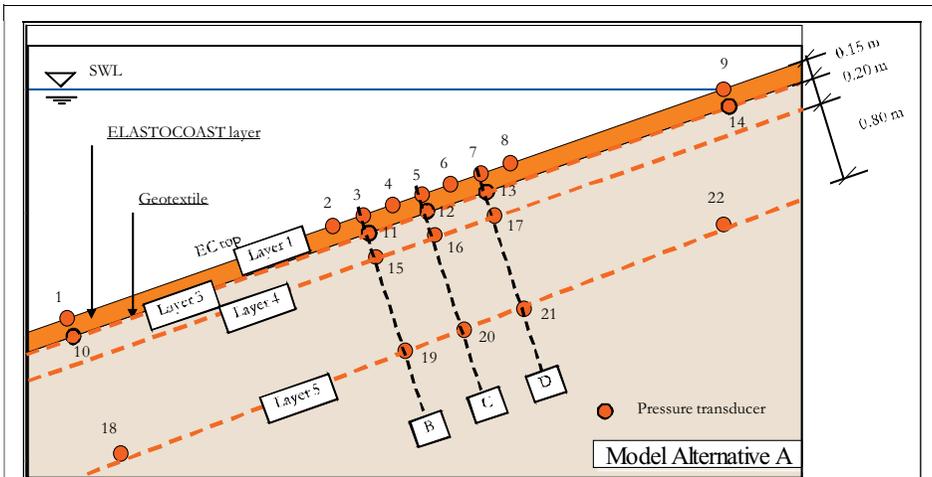
A total of 86 measuring devices synchronized by two digital video cameras were used to record the waves in the far and near field, wave runup and rundown, runup layer thickness and velocity, pressures on and just beneath the revetment, pore pressure in the subsoil as well as motions of the revetment normal to the slope. The types and optimum locations of these devices were determined by a preparatory study, applying available empirical formulae and numerical modelling (OUMERACI et al., 2009a).

More than 35 tests with regular waves ($H = 0.2-1.3$ m, $T = 3-8$ s, $h = 3.4-4.2$ m, 100 waves/test) and more than 40 tests with irregular waves ($H_s = 0.2-1.1$ m, $T_p = 3-8$ s, $h = 3.4-4.2$ m, 1000 waves/test) were performed, including a few tests with solitary waves and “wave focussing”. As the major aim of the study was to derive empirical formulae/diagrams for design purposes, attention was focussed on an analysis of the experiments involving wave spectra.

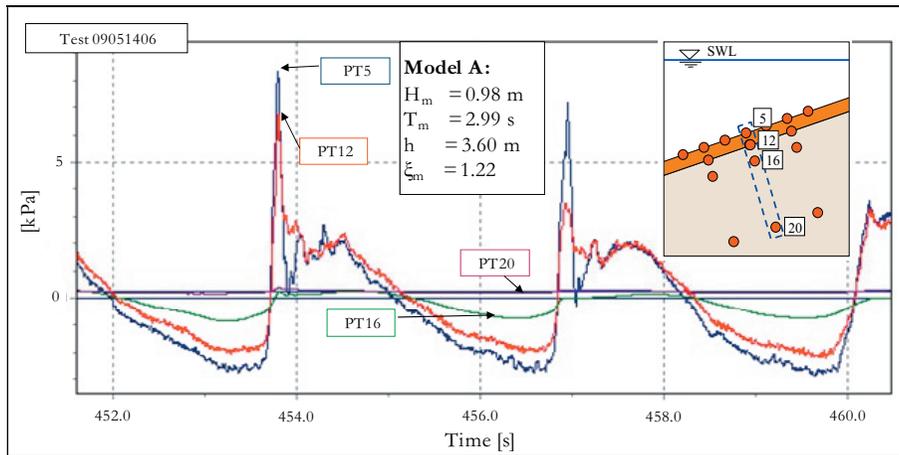
(b) Wave-induced pore pressure in the sand core beneath the revetment

In addition to the wave pressure on and just beneath the revetment measured by pressure transducers (PT) in layers 1 and 2, respectively, pore pressure induced in the sand core beneath the revetment were also measured in layers 3, 4 and 5 and at different locations B, C and D, as shown by way of example for revetment Model Alternative A in Fig. 10.

The analysis of wave-induced pore pressure in the sand core beneath the revetment, including both transient and residual pore pressure, represents an important part of the study. As the former was found to be more critical regarding the stability of the sand core beneath the revetment, formulae were developed for transient pore pressure only. These formulae show that the pore pressure is almost completely damped at a depth of about 80 cm in the sand core beneath the revetment. For more detailed and further results refer to OUMERACI et al. (2009b; 2011).



(a) Pressure transducers in layers 1-5 and at locations B, C and D for Model Alternative A (without a gravel filter)



(b) Pressure histories recorded by way of example for Model A

Fig. 10: Pore pressure induced beneath the revetment (for Model A in Fig. 8b)

(c) Failure of under-designed revetments: brief description and analysis

Brief description of failure: as shown in Figs. 11 and 12, the failure of revetment model A (Fig. 8) occurred under regular wave attack with $H = 1.3$ m and $T = 5$ s for a water depth of $h = 3.90$ m. No failure occurred in Model B (Fig. 8), which was tested simultaneously under exactly the same wave conditions.. In a previous test with the same water depth ($h = 3.90$ m), the same wave height ($H = 1.3$ m), but with a shorter wave period ($T = 4$ s), no apparent damage occurred in Models A and B.

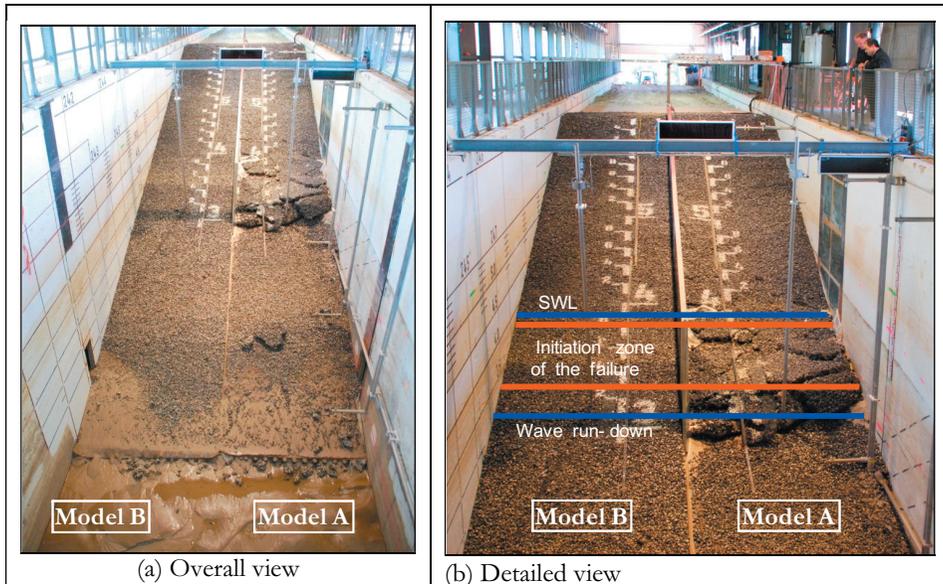


Fig. 11: Extent of damage of revetment Model A (induced by regular waves)

The exact time at which the collapse of Model A occurred is identified by the displacement meter recordings given in Fig. 12, which shows a comparison of the recorded displacements for Model A and Model B. It is seen that the collapse of Model A occurred after $t = 450$ s ($t = 7:30$ min), i.e. between the 74th and the 75th wave of the respective test.

The onset of failure began just after $t = 430$ s ($t = 7:10$ min), i.e. just after the 70th wave, when a residual upward displacement rapidly developed during each cycle until collapse occurred. The uplift of the revetment during each wave cycle causes a gap to develop beneath the revetment, which allows sediment to move more freely. As a result, the residual upward displacement increases progressively until collapse occurs. The maximum residual upward displacement (15 mm) was recorded by the displacement meter during run-down of the 75th wave, which caused the revetment to collapse. As observed visually during the tests, the collapse occurred within a very short time interval (a few seconds) without any visually perceptible precursors. Following the significant upward motion of the revetment and the resulting gaps beneath the revetment, a considerable amount of sand was washed out by the receding waves on the slope (downrush flow). As a result, significant settlement of the revetment and

subsequent failure occurred. As shown in Fig. 11a, the washed-out sand was deposited at the toe of the revetment. Fig. 11a together with Fig. 11b show that the occurrence of collapse was spatially concentrated just below still water level. In comparison, no build up of residual displacement (Fig. 12) and no damage (Fig. 11) occurred in Model B, which was subject to the same incident waves as Model A.

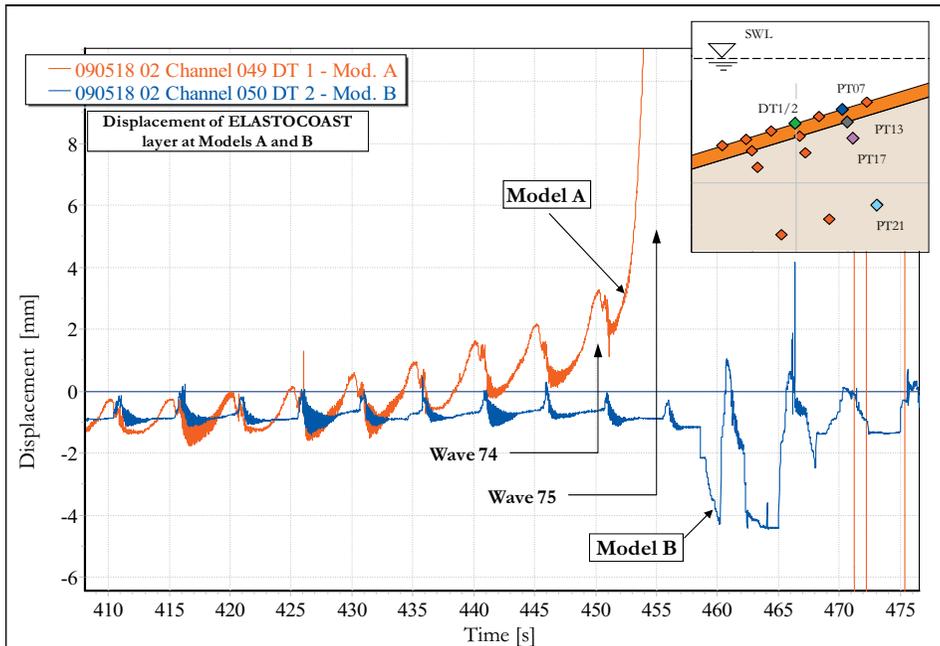


Fig. 12: Displacement signals for Models A and B at the time of failure (Model A)

The primary difference between Model A which failed and Model B which did not fail under the same wave conditions is the 10 cm thick gravel sublayer (Fig. 8b), which provides additional weight and stiffness to Model B. This results in greater resistance against failure (e.g. reduction of shear resistance and liquefaction) of the sand core beneath the revetment, which is subject to different pore pressures in each of the two models.

Although the wave pressure on and beneath the revetment is almost identical in Models A and B, the uplift pressure in Model A is slightly higher than in Model B (OUMERACI et al., 2009a; 2009b). However, the response of the sand core beneath the revetment is different in the two models. The “negative” pore pressure amplitudes measured 20 cm beneath the upper boundary of the sand core by pressure transducer PT17 in Model A and by PT43 in Model B differ significantly, while the “positive” pore pressure amplitudes are in the same range for both models. In fact the “negative” pore pressure amplitudes in Model A are almost twice as high as in Model B. The extremely higher “negative” pressure gradient beneath Model A induced a significantly stronger upward water flow in the sand core beneath the revetment compared to Model B. It should be noted that this is valid for the pore pressure signals re-

corded long before the failure of Model A occurred, and that about 10 waves before collapse at $t = 455$ s, the pore pressure amplitudes remained almost constant over time. This is surprisingly not the case for the last 10 waves prior to failure. As shown in Fig. 13, the “negative” pore pressure amplitudes recorded by PT17 in Model A progressively increase from -2.4 kPa at $t = 410$ s to -3.2 kPa at $t = 445$ s, i.e. just before incipience of failure, while the “positive” pore pressure amplitudes remain almost constant over time. At the onset of failure (74th wave at $t = 450$ s), the pore pressure decreased to -5.6 kPa and dropped to -11.4 kPa as the revetment collapsed (75th wave at $t = 455$ s).

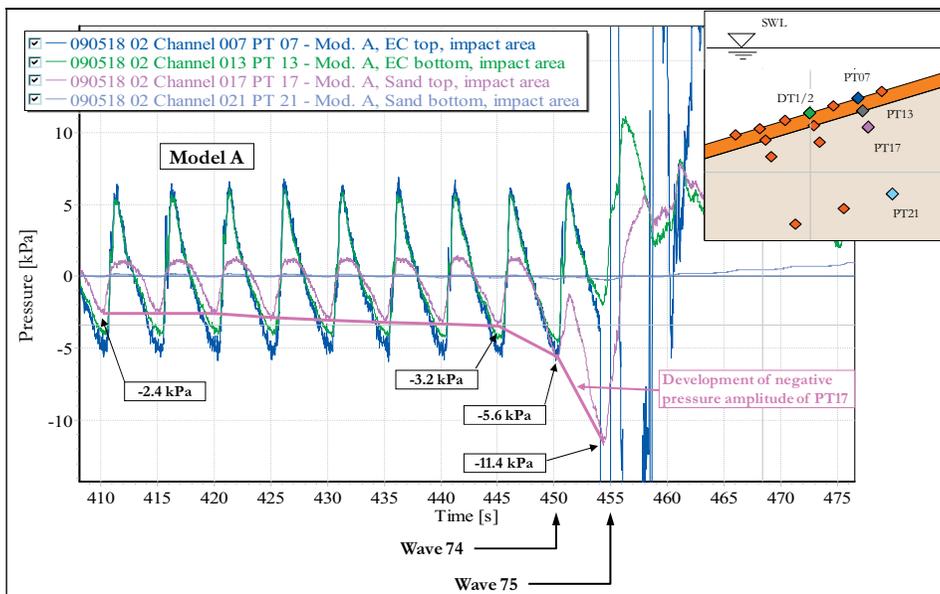


Fig. 13: Pore pressure development in the sand core beneath the revetment of model A just before collapse

As shown by the simultaneously measured displacement of the revetment, the progressive increase in the “negative” pore pressure amplitude is accompanied by a simultaneously progressive increase of the upward displacement of the revetment up to the point of failure.

These results indicate that the failure of Model A is most probably caused by transient liquefaction of the sand core beneath the revetment. To confirm this result, a comparative stability analysis of Models A and B for the same tests, during which failure of Model A occurred, is outlined below. Further details of the analysis are given in the final report (OUMERACI et al., 2010a), which may be obtained from the author as a pdf file on request (h.oumeraci@tu-braunschweig.de).

Brief analysis of failure: Although residual pore pressure in coarse sand is relatively rare or not significant under wave action alone, both the residual pore pressure u_r and the transient pore pressure u_t should be taken into consideration in the loading term $((u_0 - u_r) + u_t)$ in a stability analysis relating to soil liquefaction at each depth z' in the sand core beneath the revetment. This is carried out as illustrated schematically in Fig. 14. The resistance term (initial

effective stress σ'_{v0} is provided by the submerged weight of the soil (σ'_{v0s}) and that of the revetment (σ'_{v0r}) at the corresponding depth z' beneath the surface of the sand core. If the loading term $((u_0-u_r) + u_r)$ at a certain location z' in the sand core attains the effective stress σ'_{v0} , soil liquefaction will occur at that location (Fig. 14).

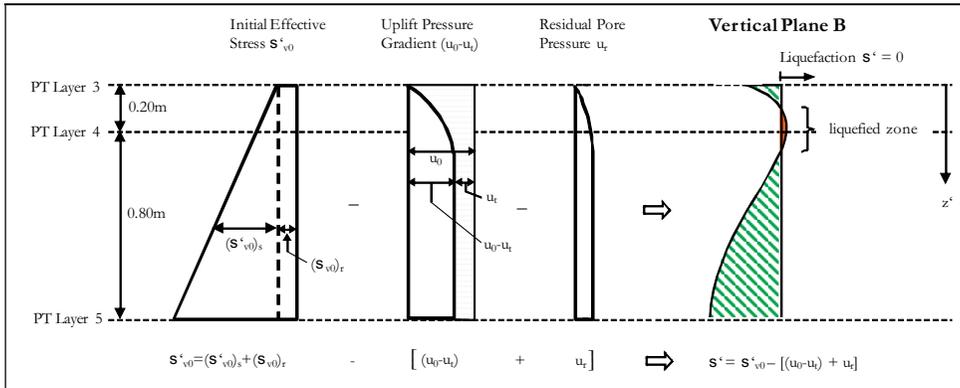


Fig. 14: Stability analysis relating to soil liquefaction beneath the revetment (definition sketch)

Following this procedure, the results of the stability analysis for Model A (Test 09051802) are given in Fig. 15a. This indicates that transient liquefaction indeed occurred around PT Layer 4 for $H = 1.4$ m, $T = 5$ s and $h = 3.9$ m. A comparison with the stability analysis of Model B for the same regular wave test (Fig. 15b) illustrates why Model B did not fail. In fact, the effective stress σ' around PT Layer 4 fell to a very low level ($\sigma' = 0.43$ kN/m²) close to the failure level.

In overall terms, the results have substantially contributed to improving our understanding of the physical processes involved in wave-structure-foundation interaction. Nevertheless, further research is still required to further improve our understanding of how to predict the stepwise failure of the subsoil and the steps necessary to develop a coupled CFD-CSD model capable of describing (i) the wave field in front of the porous slope structure, the detailed external flow on, in and just beneath the revetment as well as the coupled internal flow in the underlying filter layer and sand core and (ii) the bending deformations and stresses in the revetment as well as the pore pressures and effective stresses in the sand core beneath the revetment.

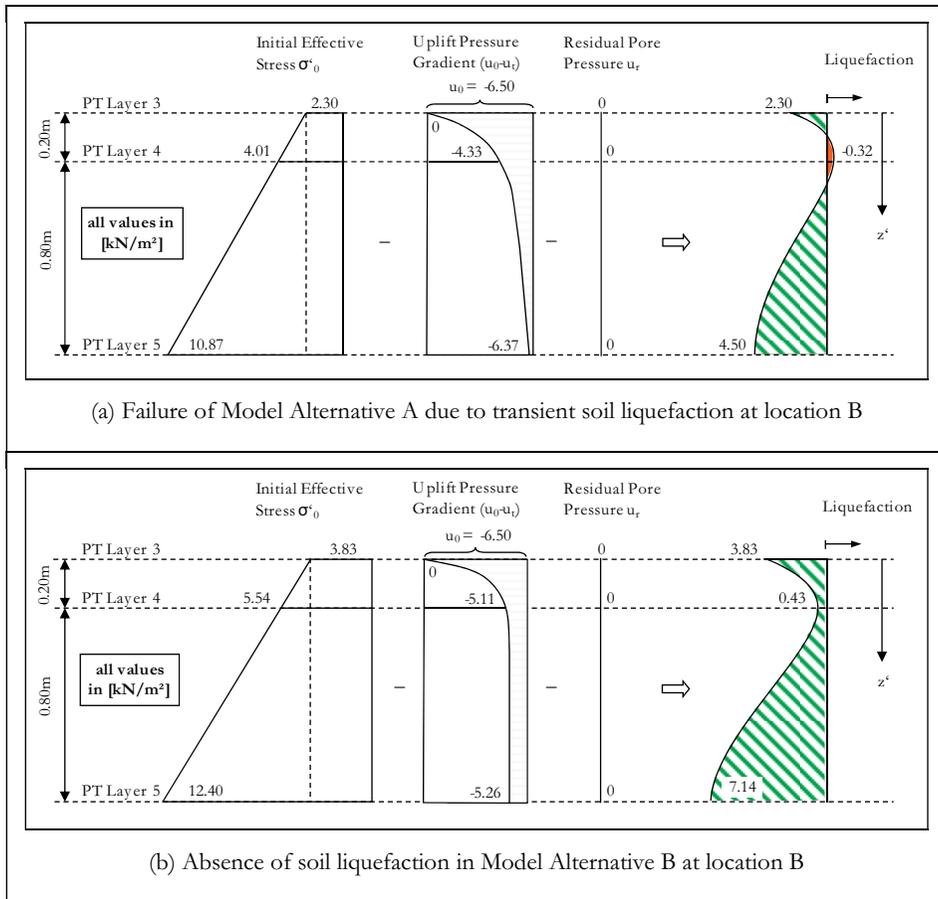


Fig. 15: Comparative stability analysis for Models A and B under the same wave conditions (test 09051802 with $H = 1.4$ m, $T = 5$ s, $h = 3.9$ m)

3.2 Wave loading and the response of a caisson breakwater foundation

A further example to illustrate the necessity and capability of large-scale wave facilities such as the GWK is the wave loading and response of the foundations of gravity structures such as caisson breakwaters. In this case, scale effects would be expected particularly with regard to breaking-wave impact loads as well as pore pressure generation and dissipation in the soil beneath the gravity structure (OUMERACI, 2004; OUMERACI et al., 2001b). Large-scale tests are therefore generally required to avoid/reduce these scale effects. In contrast to the slope revetment described above in Section 3.1, transient pore pressure is not likely to affect foundation stability in this case. For complete or even partial liquefaction to occur during storm surges, very unfavourable wave-loading and drainage conditions would be required in order to create residual pore pressure in the soil beneath the structure foundation, i.e. condi-

tions that are rarely encountered in the case of normal marine structures. This is confirmed by the results of the analyses of more than 20 failures of vertical breakwaters (OUMERACI, 1994b). The conclusions of the latter study stress the relative importance of the contribution of geotechnical failure modes, but exclude any occurrence of complete residual liquefaction beneath caisson breakwaters. However, under the combined action of both wave and caisson motions, a considerable build-up of pore pressure beneath the caisson may occur, induced by residual soil deformations (OUMERACI, 1994b; OUMERACI et al., 2001b). To confirm these findings, large-scale model tests on a caisson breakwater were performed in the GWK within the framework of the European Project LIMAS (Liquefaction Around Marine Structures).

(a) Experimental setup and testing programme

The model of the caisson breakwater was located about 240 m from the wave generator. The cross-section of the breakwater model, including the positions of the transducers installed on the caisson and its foundation are shown in Fig. 16. The sand beneath the caisson was selected to be as fine as practicably feasible with a mean grain size of $D_{50} = 0.21$ mm, $D_{10} = 0.13$ mm and a non-uniformity coefficient $U = 1.69$. The initial density index I_D was estimated to have an average value of $I_D = 0.21$. Despite the flushing process, the achieved saturation level was still below $S_r = 1$.

The caisson was placed on a 20 cm thick rubble layer. In order to simulate unfavourable drainage conditions of the soil comparable to a loose sand bed with thin clay or silt layers, the sand beneath the breakwater was enclosed in almost impermeable sheets (Fig. 16). The deployed measuring devices were selected to provide simultaneous records of the incident and reflected waves, the wave loading on the structure, the caisson motion, the induced pore water pressure and the mean total stress within the soil foundation. In the sand bed beneath the caisson, 26 pressure transducers for measuring pore water pressure and total stresses were installed using a fixed frame (Fig. 16). The pressure transducers in the soil foundation were positioned in such a way that it is possible to distinguish the pore pressures induced directly by wave motion propagating into the soil from those indirectly induced as a result of caisson motion. In order to measure the wave load and the dynamic response of the caisson, a total of 14 measurement devices were installed on the caisson. These consisted of 10 water pressure transducers for determining the wave loads on the caisson, three displacement meters for measuring the dynamic response, and a wave gauge for measuring wave runup and run-down on the caisson face (Fig. 16). An additional wave gauge over the berm and a pressure transducer along the outer edge of the berm provided the input pressure and water surface elevation just before reaching the measurement area. 18 wave gauges were additionally installed along the flume.

The testing programme was devised to obtain both pulsating wave loads and breaking wave impact loads according to the PROVERBS parameter map for defining the type of wave loads, as proposed by OUMERACI et al. (2001b) and OUMERACI (2004). The tests were carried out with regular waves ($H = 0.4$ – 0.9 m, $T = 4.5$ – 6.5 s) and wave spectra ($H_s = 0.4$ – 0.9 m, $T_p = 4.5$ – 8 s). The water depth was held constant at $h = 4.05$ m in the far field and $h = 1.60$ m at the toe of the breakwater berm (Fig. 16).

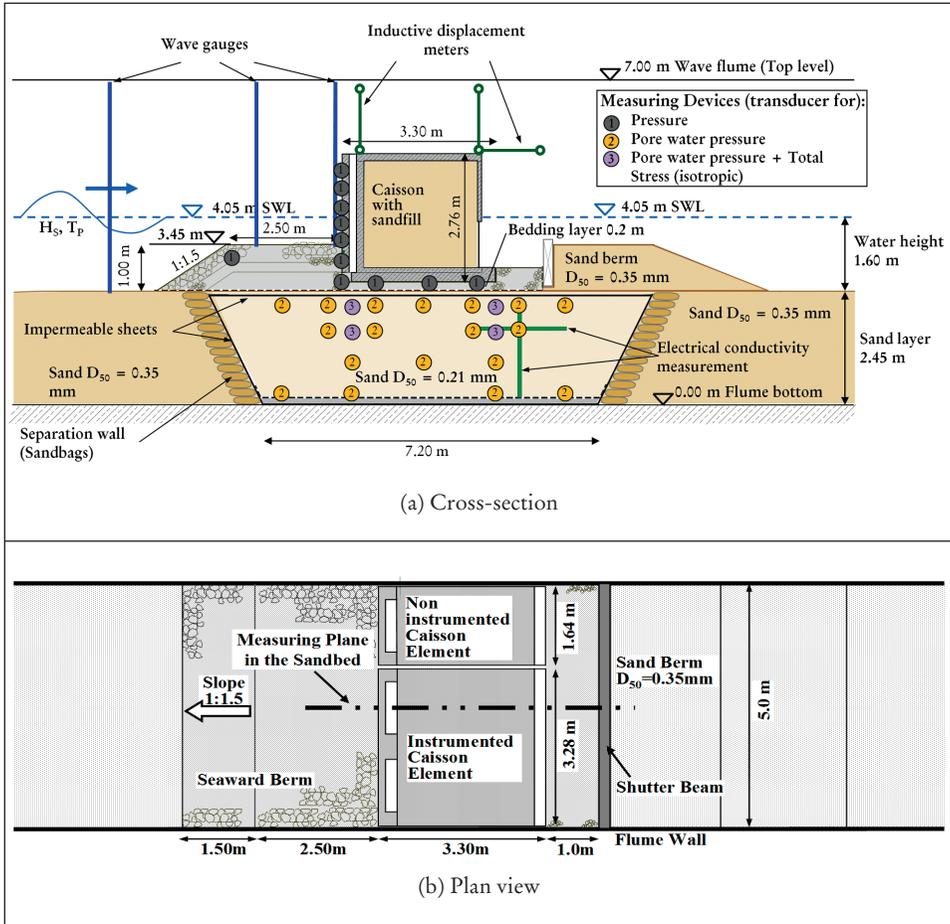


Fig. 16: Experimental setup and location of measuring devices in the caisson breakwater model (KUDELLA and OUMERACI, 2004)

(b) Residual pore pressure and residual soil deformations

Under the testing conditions described above, the transient pore pressures in the seabed beneath the back of the caisson are essentially generated by caisson motions $d_{v,b}(t)$ (hereafter referred to as “caisson mode”). These pore pressures are an order of magnitude higher than those induced directly by the waves in front of the caisson (hereafter referred to as “wave mode”). Consequently, the contribution of the wave mode to residual pore pressure generation is likely to be negligible and the caisson motion $d_{v,b}(t)$ can be considered to exclusively represent the input parameter for the generation of residual pore pressure in the seabed beneath the caisson. On the other hand, it was found that threshold values of the frequency and amplitude of the caisson motions $d_{v,b}(t)$ are required for initiating residual pore pressure generation. Although these were not attained in the case of pulsating wave loads, they were

greatly exceeded in the case of impact loads (KUDELLA and OUMERACI, 2005; KUDELLA et al., 2006). In fact, the latter induce caisson motions with an amplitude and frequency of an order of magnitude greater than those induced by pulsating wave loads. With regard to the generation of residual pore pressure, attention was thus focussed on an analysis of the tests with breaking-wave impact loads. An example of this residual pore pressure generation mechanism is given in Fig. 17, which indicates both transient and residual traces of the vertical caisson motion $d_{v,b}(t)$ and pore pressure response $u(t)$ along the rear face of the caisson (P36).

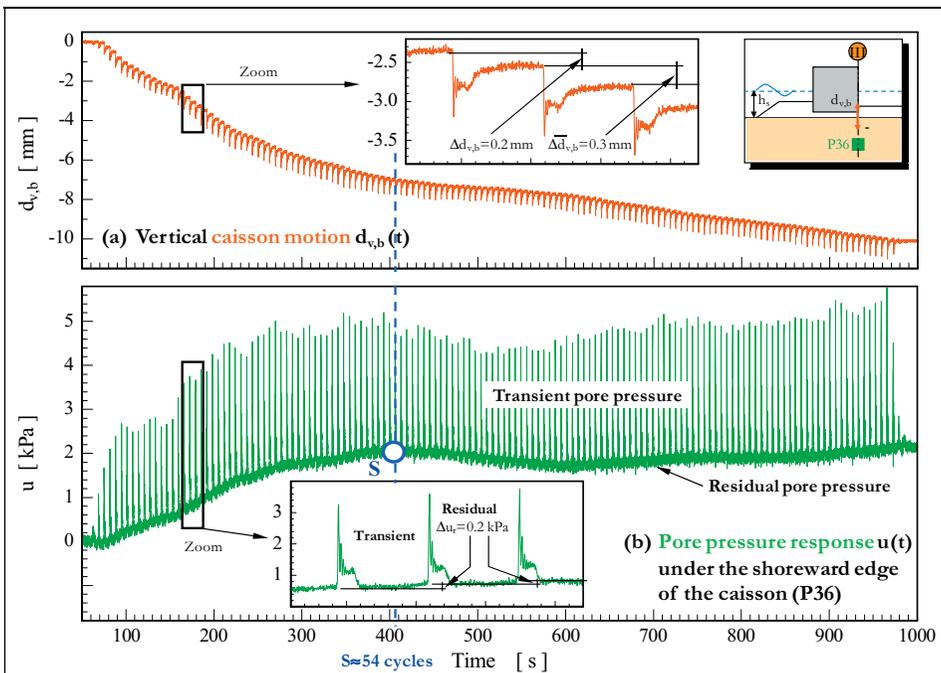


Fig. 17: Transient and residual pore pressure generation induced by caisson motion ($H = 0.6$ m, $T = 6.5$ s, $h_s = 1.6$ m, $h_1 = 0.6$ m) (KUDELLA and OUMERACI, 2005)

This result also shows that there is a close correlation between residual pore pressure and settlement, i.e. soil deformations. Three stages of pore pressure generation/dissipation are observed for the tested conditions: (i) generation dominates dissipation; (ii) there is a quasi-equilibrium between generation and dissipation and (iii) residual pore pressure exclusively dissipates. The latter stage commences right at the end of the tests (no wave action) and is characterized by an exponential decrease of residual pore pressure with time (KUDELLA and OUMERACI, 2004). Moreover, the pulsating wave loads are unable to generate residual pore pressure because the induced caisson motions are too small. The critical downward amplitude of the caisson motion, for which the generation of residual pore pressure starts, is tentatively estimated to be $(d_{v,b})_{crit} = -0.3$ mm (KUDELLA and OUMERACI, 2004; 2005; KUDELLA et al., 2006).

Once this threshold value is exceeded, the rate of increase of residual pore pressure is strongly determined by the density index I_D of the soil. The lower the density I_D , the higher is the rate of increase of residual pore pressure.

The results shown in Fig. 17 suggest that there is a very close correlation between residual pore pressure u_r and residual soil deformations $d_{v,b}$. The stepwise generation of the residual components of the pore pressure and caisson motion ($\Sigma(\Delta(u_r)_i$ and $\Sigma\Delta(d_{v,b})_i$) caused by the transient components $u_r(t)$ and $d_{v,b}(t)$ after exceeding a certain threshold value is indicated in Fig. 17. This has been investigated in more detail by KUDELLA and OUMERACI (2004) for both vertical and horizontal motions and on both the seaward and shoreward faces of the caisson.

In order to illustrate and discuss this correlation, the wave load $M_t(t)$ (M_t = total moment around the caisson heel induced by the horizontal impact force and the uplift force), the associated vertical oscillatory caisson motions $d_{v,b}(t)$ (transient component), the transient pore pressure response $u_t(t)$ as well as the associated residual components $u_r(t)$ and $d_{v,b}(t)$ on the shoreward face of the caisson are plotted in Fig. 18 for 692 wave load cycles corresponding to a test duration of about 1.25 hours.

Although the moment peaks $M_{t,max}$ over the entire test duration do not vary significantly around the mean value $M_{t,max} = 210$ kNm/m, the transient components of the caisson motions $d_{v,b}(t)$ and pore pressure $u_t(t)$ start to increase after 128 load cycles. This results in the “Inflexion Point” I of the response curves of the residual components $d_{v,b}(t)$ and $u_r(t)$, i.e. after Point I, the generation of residual pore pressure becomes more dominant and both $d_{v,b}$ and u_r increase at a higher rate up to a “Saturation Point” S where the generation and dissipation of residual pore pressure are in balance. After Point S, where the residual pore pressure ratio u_r/σ'_{v0} was determined to be about 0.5 (no liquefaction), the residual pore pressure decreases while the residual soil deformation (settlement) still increases. A quantitative analysis of the relative contributions of the generation and dissipation process has been conducted in KUDELLA and OUMERACI (2004). This analysis shows that the generation gradient of pore pressure starts to decrease after point S due to increasing compaction of the subsoil. Because the dissipation gradient remains constant, this leads to a decrease in the $u_r(t)$ curve beyond the “Saturation Point” S.

Even under unfavourable drainage and soil conditions of the seabed beneath a caisson breakwater (thin clay or silt layers in a relatively loose sand bed) as well as under very severe conditions of wave loading of the structure (breaking wave impacts), only one fourth of the critical residual pore pressure ratio ($u_r/\sigma'_{v0} = 1.0$) for total residual liquefaction was attained. Nevertheless, the analysis of the initial results has thrown light on the processes that may lead to partial and total liquefaction of a sand bed beneath a caisson breakwater under unfavourable conditions. Among others, it was found that: (i) the generation of both transient and residual pore pressure is essentially due to caisson motions, and that the latter should be of sufficiently high frequency and magnitude to generate residual pore pressure; (ii) such large and high frequency caisson motions can only be induced by severe breaking-wave impacts and (iii) a very close correlation exists between residual pore pressure and residual soil deformations beneath the breakwater. This can be quantified definitely by a more detailed analysis of the balance between pore pressure generation and dissipation processes (KUDELLA et al., 2006).

As critical residual soil deformations which may lead to the collapse of a breakwater can also occur at low values of the residual pore pressure ratio u_r/σ'_{v0} , a future analysis of the results, combined with numerical modelling, will focus on a closer examination of the balance between pore pressure generation and dissipation in order to develop design guidelines based on allowable soil deformations (OUMERACI, 1994b).

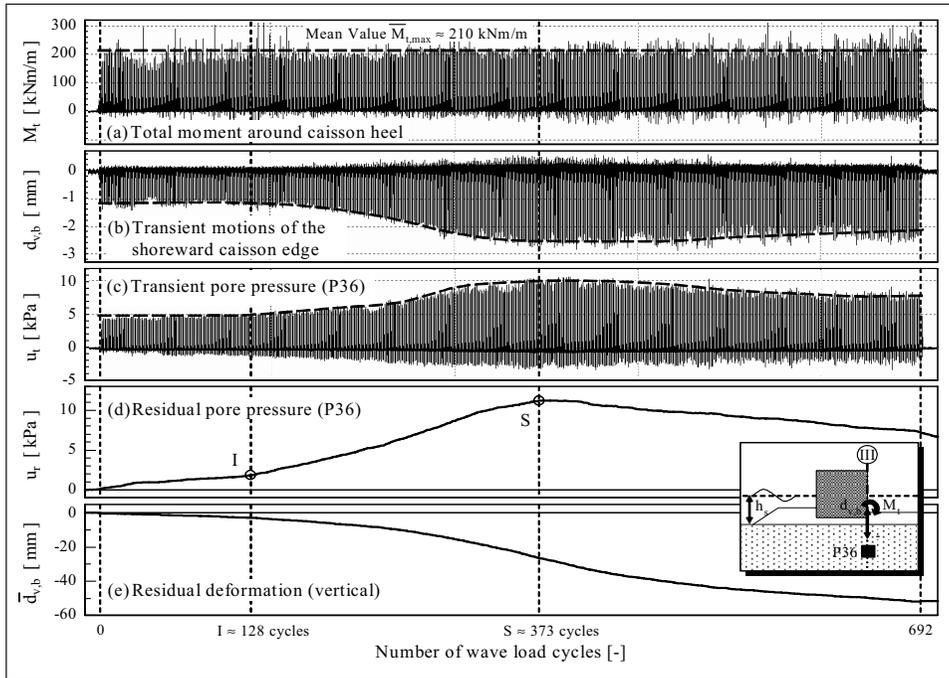


Fig. 18: Wave load, pore pressure response and soil deformation ($H = 0.9$ m, $T = 6.5$ s, $h_s = 1.6$ m, $h_1 = 0.6$ m) (KUDELLA and OUMERACI, 2004; 2005)

3.3 Hydraulic performance of wave damping structures

Increasing interest in the practical implementation of sustainability principles in coastal engineering (OUMERACI, 2000) will require more effort on the part of engineers to develop innovative structures with improved wave-damping performance, lower environmental impact, and lower capital and maintenance costs for the proper sheltering of harbours and other marine facilities. This also includes, of course, the effective protection of coasts threatened by storm surges.

To illustrate the process of developing and testing non-conventional structures and the role of large-scale testing facilities in this process, selected research studies performed in recent years by the Leichtweiß Institute (LWI) in the GWK (see Fig. 19) are briefly summarized below. These studies were aimed at achieving (i) a better understanding of the hydraulic functioning and limitations of existing concepts, (ii) a clear identification of their drawbacks with respect to commonly accepted and newly emerging performance characteristics/requirements and (iii) a better control of the physical processes and structure parameters which contribute to the improvement of hydraulic performance and a reduction of wave loading (OUMERACI, 2010a).

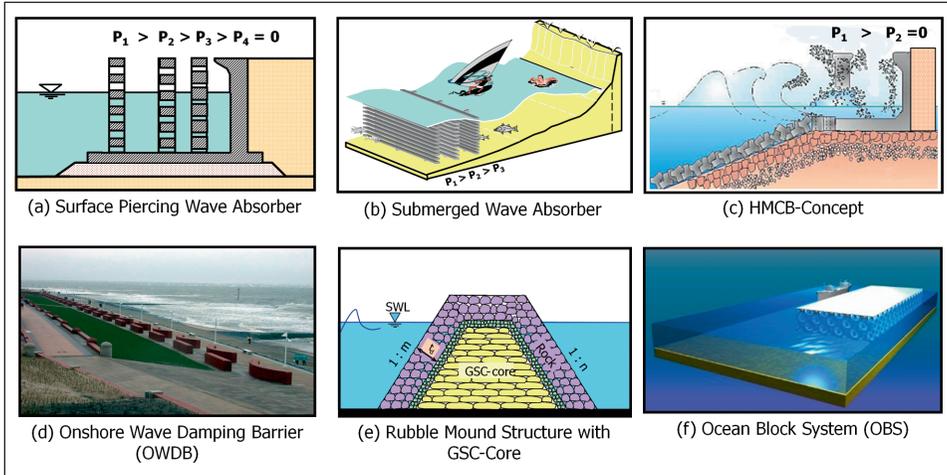


Fig. 19: Selected innovative wave-damping structures tested by the LWI (first four tested in the GWK)

(a) Surface-Piercing Wave Absorber (Multi-Chamber Caisson)

One of the most useful concepts to cope with the high reflection caused by vertical face breakwaters and sea walls is the perforated JARLAN-type breakwater, which was introduced in Canada in 1960 (BERGMANN, 2001). This consists of a single wave-energy dissipation chamber bounded on the seaward side by a perforated front wall (porosity $\varepsilon \approx 20\%$) and shoreward by an impermeable back wall (One Chamber System). The incident wave energy is partly reflected at the front wall and partly transmitted through the perforations into the wave chamber, where a certain amount of the incident wave energy is reflected by the back wall. The major part of the incident wave energy, however, is dissipated due to resonance phenomena, vortices and friction losses. Although the relative significance of the reflected and dissipated components of the total incident wave energy, and hence the hydraulic performance of the system, depend on the porosity of the front wall, it is essentially governed by the ratio of the chamber width B to the wave length L of the incident waves (B/L).

Although the JARLAN-type breakwater concept has been applied more or less successfully worldwide, it has a basic drawback (see Fig. 6), which requires further development of the concept. For this purpose, it was necessary to first investigate the key processes which contribute to wave damping by friction (local losses and vortices) and by destructive interference of the incident and reflected waves over the full range of B/L ratios (i.e. over the full range of incident wave periods). The results of the large-scale tests in the GWK illustrate well how a traditional JARLAN-type caisson functions (OUMERACI, 2010a).

As shown by the upper curve in Fig. 20, the traditional JARLAN-type caisson (OCS) has, a much lower reflection coefficient (and thus a much larger energy dissipation) than a vertical impermeable wall at its optimum working point ($B/L \approx 0.2$). However, the response is very selective with respect to incident wave periods, i.e. it performs satisfactorily only within a very narrow band of B/L ratios.

In order to overcome this drawback, a new Multi-Chamber System (MCS) was developed and tested in the Large Wave Flume (Fig. 19a). As shown by the lower curve in Fig. 20,

the new MCS concept not only provides a lower reflection coefficient, but this reflection coefficient remains at its lowest possible level over the full range of practical B/L ratios (i.e. for $B/L > 0.25$, where B is defined as the overall width of the Multi-Chamber System). In addition to a substantial improvement in hydraulic performance achieved by the new multi-chamber concept, the new concept also has the advantage of greatly reducing the resulting horizontal wave forces F_{total}^+ (obtained by superposition of the forces acting simultaneously on each wall). Because wave forces are directly related to water surface elevation and thus to wave reflection (BERGMANN and OUMERACI, 2008), the total force F_{total}^+ (related to the force $F_{0\%}^+$ on a single impermeable vertical wall with zero-porosity) exhibits very similar behaviour to the reflection coefficient with respect to the B/L ratio. Further results can be found in BERGMANN (2001), BERGMANN and OUMERACI (2000; 2001; 2002; 2008) and OUMERACI (2004).

This first sample study illustrates how a detailed insight into the physical processes responsible for the hydraulic functioning of an existing system may lead to a clear identification of the drawbacks of this system by indicating how to overcome these drawbacks and how to achieve substantial improvements through the introduction of new structural members. Given its potential to substantially reduce and better control wave reflection (less risk to navigation and less seabed scour), wave loads, wave runup and overtopping, spray generation, etc., the new Multi-Chamber System represents an ideal alternative as a breakwater, jetty and quay wall as well as a sea wall for the protection of reclaimed sea fronts and artificial islands. Due to the flexibility of caisson structure design regarding shape and size, sea walls may be adapted to incorporate promenades and other facilities for recreational activities, etc. (OUMERACI, 2004).

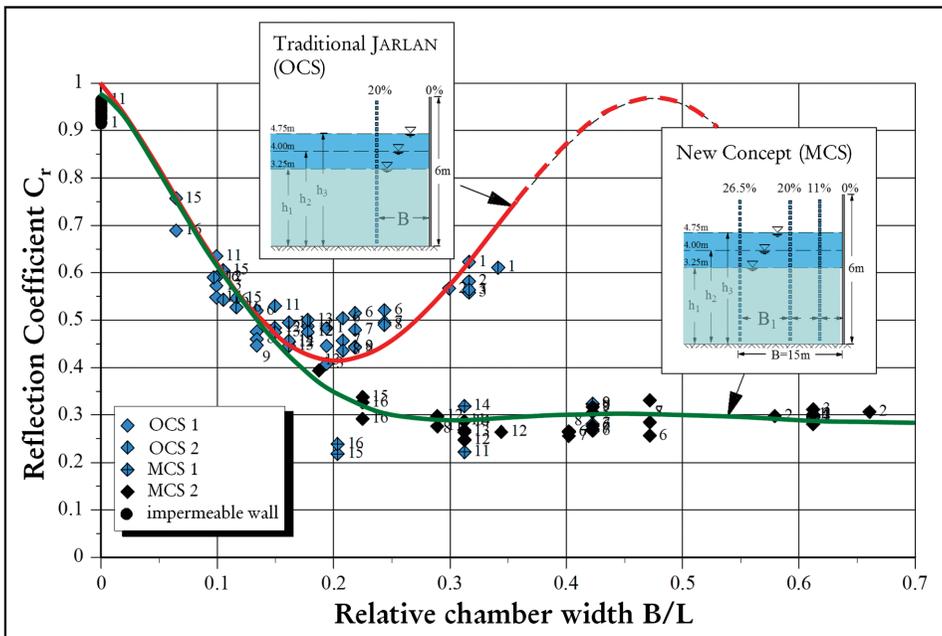


Fig. 20: Reflection coefficient vs. relative chamber width for a traditional JARLAN-Type caisson and for the new Multi-Chamber System (OUMERACI, 2010a)

(b) Submerged Wave Absorber for Shore Protection

An interesting cost-effective and soft alternative to conventional sea walls for coastal protection against erosion are artificial reefs which have the advantage that: (i) they attenuate waves before they reach the shoreline; (ii) they are not visible to viewers on the beach and therefore do not affect the marine landscape; (iii) they serve to reduce the morphological impact on the foreshore (erosion) and on the neighbouring coast (down-coast erosion) and (iv) they ensure water exchange between the open sea and the sheltered area (KOETHER, 2002).

However, existing artificial reef concepts also have serious drawbacks: the wave-damping performance is limited; the overall hydraulic performance is difficult to control due to the limitations associated with a variation of structural parameters, etc. A reef concept consisting of submerged permeable screens with predefined porosity (progressively decreasing in the wave direction) and spacing was thus tested experimentally in the Large Wave Flume (GWK). As schematically shown in Fig. 19b for a three-filter system, this reef concept is particularly suitable for the protection of coastal areas frequently used for recreational activities.

Before commencing with the systematic study of the hydraulic performance of this new reef concept, it was important to first demonstrate its efficiency regarding protection against beach erosion. For this purpose, a submerged two-filter system with porosities $\varepsilon = 11\%$, (front screen) and $\varepsilon = 5\%$ (back screen), spacing $B = 10.3$ m and height $d_b = 4$ m was installed in front of a beach profile. The same beach profile was previously tested in the Large Wave Flume (GWK) (NEWE, 2002) without any protection under the same storm surge conditions (storm surge water level $h = 5.0$ m, TMA wave spectrum with a significant wave height $H_s = 1.20$ m and a peak period $T_p = 6.6$ s, test duration $t = 10$ hours). A comparison of the results relating to the development of the beach profile with and without the reef structure is shown in Fig. 21. These results clearly demonstrate the efficiency of the new reef concept as a soft protection alternative. It is found in fact that beach erosion, seaward transport and sand bar formation occurs in both cases (i.e. with and without protection). However, the transport rate in the case of the unprotected beach is about twice as large as the transport rate for the protected beach. In addition, the reef causes seaward transport to occur only within a limited narrow zone. This means that the resulting sand bar with a reef does not extend as far seawards as in the case of an unprotected beach. Moreover, the eroded volume above the storm water level ($h = 5.0$ m) for the protected beach is only half as much as the eroded volume for the beach without any protection. As a result, the recession of the shoreline (at still water level) of the protected beach is only half as much as that of the unprotected beach (Fig. 21) (see KOETHER, 2002).

Regarding the hydraulic performance of submerged wave absorbers, the results with a two-screen and three-screen wave-absorber systems clearly indicate that for a given submergence depth (R_c/H_s), the relative spacing between the screens B/L is the most decisive parameter for describing the hydraulic performance of a wave-absorber system (OUMERACI and KOETHER, 2009). For instance, the contribution of the seaward screen to the total wave-damping of a two-screen system varies between 30 % for $B/L \approx 0.5$ and 85 % for $B/L \approx 0.3$. The maximum wave-damping performance of the system also occurs for $B/L = 0.3$, while the minimum value is for $B/L = 0.5$.

From the comparative analysis of the hydraulic performance shown in Fig. 22 for a submerged single screen with different porosities ($\varepsilon = 0\%$, 5 % and 11 %) and submerged two- or three-screen systems, it is seen that: (i) using a filter system instead of a single screen

substantially increases the amount of dissipated energy; (ii) unlike a single screen, a filter system can substantially reduce and control both wave reflection and wave transmission; (iii) using an optimised three-filter system, more than 80 % of the incident wave energy can be dissipated; (iv) the relative submergence depth R_c/H_i is an important parameter for describing the wave-damping performance of both single screens and filter systems and (v) for the range of practical submergence depths ($R_c/H_i \approx -1$), the greatest improvement in wave-damping performance is achieved using a two-filter system instead of a single filter system. A further increase in the number of filters would lead to a comparatively lower improvement in wave-damping performance.

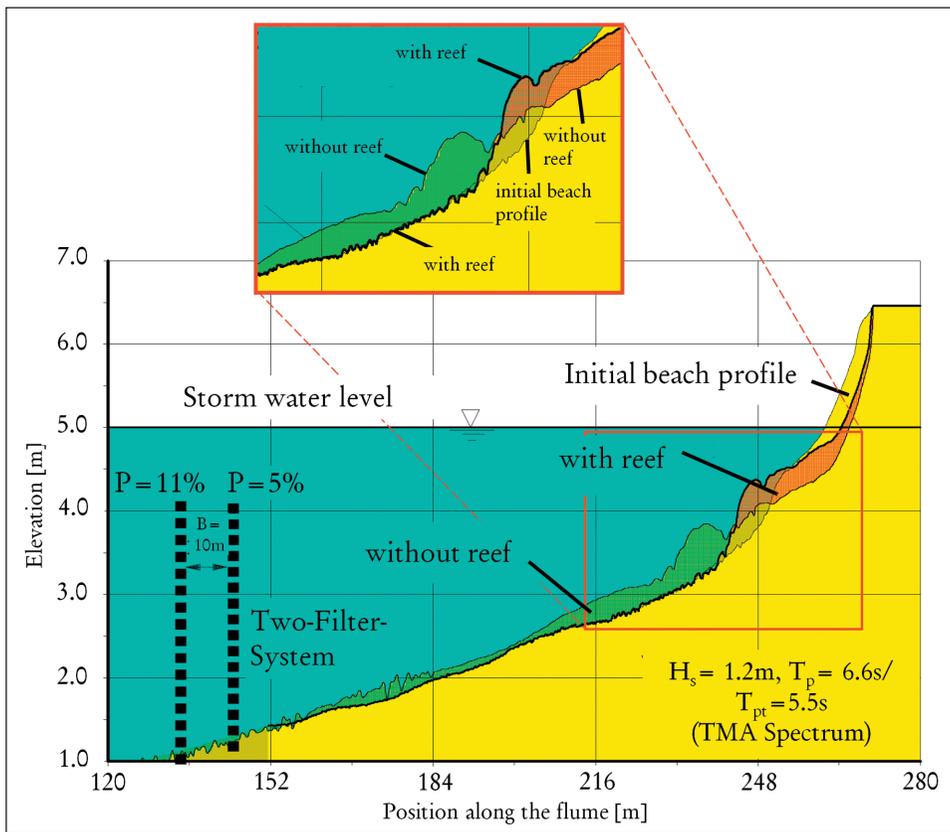


Fig. 21: Beach profile after a storm with and without a reef (OUMERACI, 2010a)

Further results indeed show that the relative spacing B/L is much more relevant than the number and porosity of the filters regarding the control of the reflected, transmitted and dissipated wave energy. A more detailed discussion of these aspects is given by OUMERACI and KOETHER (2009); KOETHER and OUMERACI (2001), OUMERACI et al. (2001a); KOETHER et al. (2000) and KOETHER (2002).

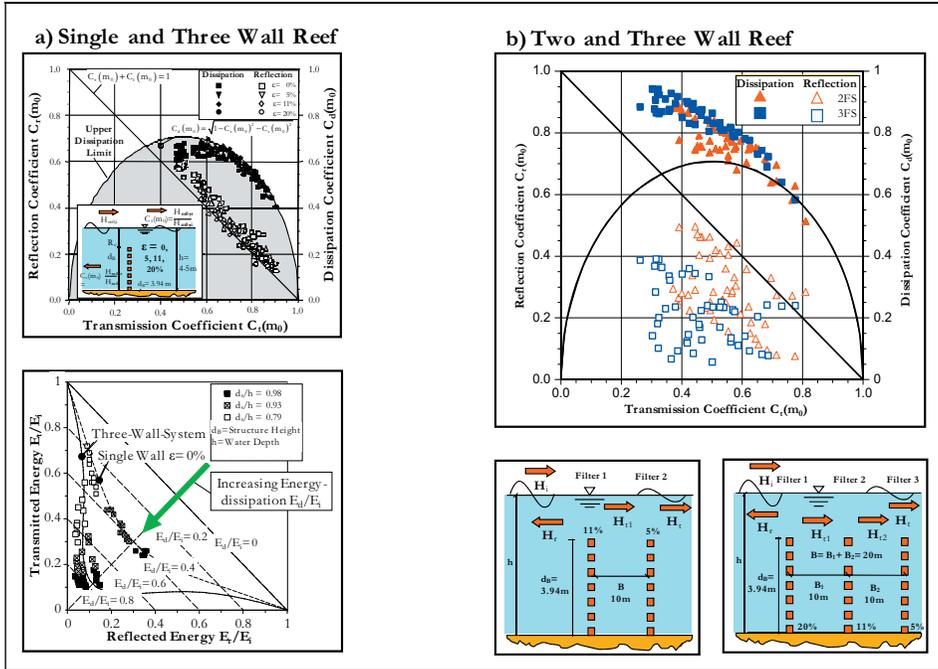


Fig. 22: Basic difference between the hydraulic functioning of a single-wall reef and a submerged wave absorber (OUMERACI and KOETHER, 2009)

This second case study again shows that substantial improvements to existing concepts can only be achieved through a better insight into the mechanisms and processes that govern hydraulic performance. In fact, using a single submerged screen, only a very limited amount of incident wave energy can be dissipated, i.e. a decrease in wave transmission can only be achieved at the cost of an increase in wave reflection (see OUMERACI and KOETHER, 2009 for more results).

Using a conventional reef made of rubble material would require a very wide structure and a progressive decrease of porosity in the wave direction in order to achieve satisfactory wave-damping performance. This would not only be costly and difficult to construct and maintain, but would also make it very difficult to control hydraulic performance by varying structural parameters, as is the case in this new artificial reef concept.

An understanding of the underlying mechanisms has shown that a new reef concept consisting of two or three submerged thin filters is an elegant and cost-effective alternative to overcome most of the drawbacks of existing reef concepts, including a substantial reduction and improved control of the reflected and transmitted components of the incident wave energy by varying structural parameters (submergence depth, porosity, number and spacing of submerged slit walls.) A theoretical model to optimise submerged wave absorbers has been developed by KOETHER (2002). This model has been successfully validated by large-scale experimental data for regular and irregular waves as well as for submerged single-slit walls and wave absorbers with two and three filters.

Preliminary tests in the Large Wave Flume (GWK) on a single-wall as well as a two- and three-wall submerged wave absorber subject to one meter high solitary waves have shown that this reef concept might also be applied to provide protection against tsunamis (OUMERACI, 2006). In fact, the proportion of wave energy of the incident solitary waves dissipated is greater than 75 % and 85 % for a two-wall and a three-wall system, respectively. The experimental results showing the incident, reflected and transmitted waves for a single-, two- and three-wall system are plotted and discussed in OUMERACI and KOETHER (2009). In overall terms, the results obtained in the GWK have shown that submerged wave absorbers may in principle provide a tailor-made solution to shore protection. However, their practical implementation at a specific site will require further considerations, such as survivability on a highly energetic sandy coast, local morphological changes, the effect of tides, etc.

(c) High-Mound Composite Breakwater (HMCB)

The concept of an HMBC was first applied in practice in 1830 in Cherbourg, France, and later in 1890 in Alderney, UK. Based on this original concept, a new HMCB concept (Fig. 19c) has recently been extensively tested in the GWK (Fig. 23b; c) within the framework of two joint research projects carried out by the Leichtweiß-Institute (LWI) in collaboration with the Port and Harbour Research Institute (PHRI), Yokosuka, Japan and the Civil Engineering Research Institute (CERI), Sapporo, Japan.

The new HMCB concept was intended to be applied mainly as a sea wall for protecting artificial islands (offshore airport) and roads with heavy traffic along the coast as well as a harbour breakwater. The major characteristic of the HMCB concept is to cause the highest waves in the spectrum to break before reaching the crest structure by means of a relatively flat slope (about 1 : 3). This concept has the following advantages: (i) the required amount of rubble material is much less than for a conventional rubble-mound breakwater, (ii) the required armour units are smaller since they are all placed below the still water level and (iii) the required crest structure is much smaller than a conventional caisson breakwater.

In order to further substantially reduce breaking-wave impact loads on the superstructure and to overcome further drawbacks of the old HMCB concept (excessive wave reflection, overtopping, spray generation, etc.), a major innovation was introduced to improve the performance of the concrete superstructure. This involves the addition of a slit wall made of piles (porosity of about 30 %) in front of the structure and a relatively short dissipation chamber behind it. If a breaking wave reaches the structure, the total wave force is split spatially and temporally into the following force components (see Fig. 19c): (i) a force component on the permeable front wall, (ii) a force component on the impermeable back wall and (iii) a stabilizing downward force on the bottom slab of the dissipation chamber.

In addition to a reduction of wave loads and the subsequent reduction of the required size of the concrete superstructure, a significant improvement of the overall hydraulic performance characteristics is also achieved by applying the new HMCB concept. The improvements in comparison to the older concept (vertical impermeable superstructure) based on extensive large-scale model investigations in the GWK (Fig. 23b; c) are given in Fig. 23d.

With regard to wave loads, it is seen that the achieved reduction of the horizontal and uplift forces would result in a reduction of about 50 % of the weight of the superstructure necessary to ensure sliding stability. With regard to hydraulic performance, it is seen that

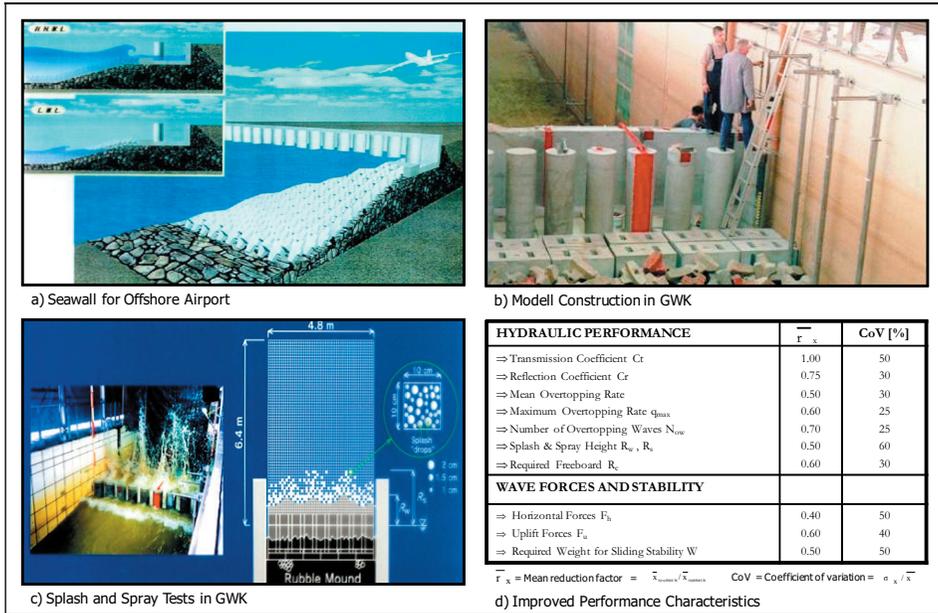


Fig. 23: High-Mound Composite Breakwater Concept (HMCB)

wave reflection is reduced by about 25 %, and as a result of the reduction in wave overtopping, the required crest level above still water level is reduced by about 40 %. Even without the installation of splash reducers along the front and back walls of the concrete superstructure, the splash/spray heights are reduced by half. Further details concerning the results shown in Fig. 5 are given by OUMERACI and MUTTRAY (1997); MUTTRAY et al. (1998); OUMERACI et al. (1998); TAKAHASHI et al. (2000); SCHÜTTRUMPF et al. (2000); MUTTRAY et al. (2000) and OUMERACI et al. (2000b). The HMCB concept has recently been implemented in Mori Harbour, Hokkaido (MORI et al., 2008).

It is also worth noting that the reduction of spray generation along wave damping structures is becoming an increasingly important design requirement, particularly when the structures are intended for the protection of offshore airports, littoral roads with heavy traffic, etc. The growing importance of this relatively recent aspect may be explained by the detrimental effects that spray might have on inland and near-shore infrastructures, operations and vegetation, etc. In fact, spray can be transported by wind up to 30 km inland and the flux of spray salt can attain values of up to 400 $\mu\text{g}/\text{m}^2\cdot\text{s}$. Large quantities of salt water dispersed over wide coastal areas may result in the following: (i) short term detrimental effects such as disturbance/stoppage of car traffic (KIMURA et al., 2000), electric power supply, port and airport operations; (ii) longer term impacts such as salt corrosion of buildings and other facilities, damage to agriculture and inland vegetation, etc.

One of the most challenging tasks to cope with salt spray is therefore the development of innovative shapes of the structure crest so as to substantially reduce the splash/spray height caused by wave-breaking. For this purpose, special tests in the GWK (Fig. 23c) were

performed to analyse the effectiveness of various alternatives to reduce splash/spray height (OUMERACI et al., 1998; HAYAKAWA et al., 2000; OUMERACI et al., 2000b).

This third study case in a large-scale testing facility such as the GWK demonstrates the way in which a very old concept can be basically improved to obtain a new solution with a considerable improvement of wave loading conditions and hydraulic performance characteristics. These include e.g. wave reflection, wave overtopping and spray generation. This study also serves to illustrate that the reduction of spray generation is an important new requirement for the development and design of innovative wave-damping structures.

(d) Onshore Wave-Damping Barrier (OWBD)

A non-conventional permeable barrier to damp storm waves and hence reduce overtopping of a historical promenade on the North Sea island of Norderney was developed and tested in the Large Wave Flume (GWK) in Hanover (OUMERACI et al., 2000c). This barrier consists of two 1.30 m high curved wall elements with lengths of 5.5 m and 7.7 m, respectively (Fig. 24).

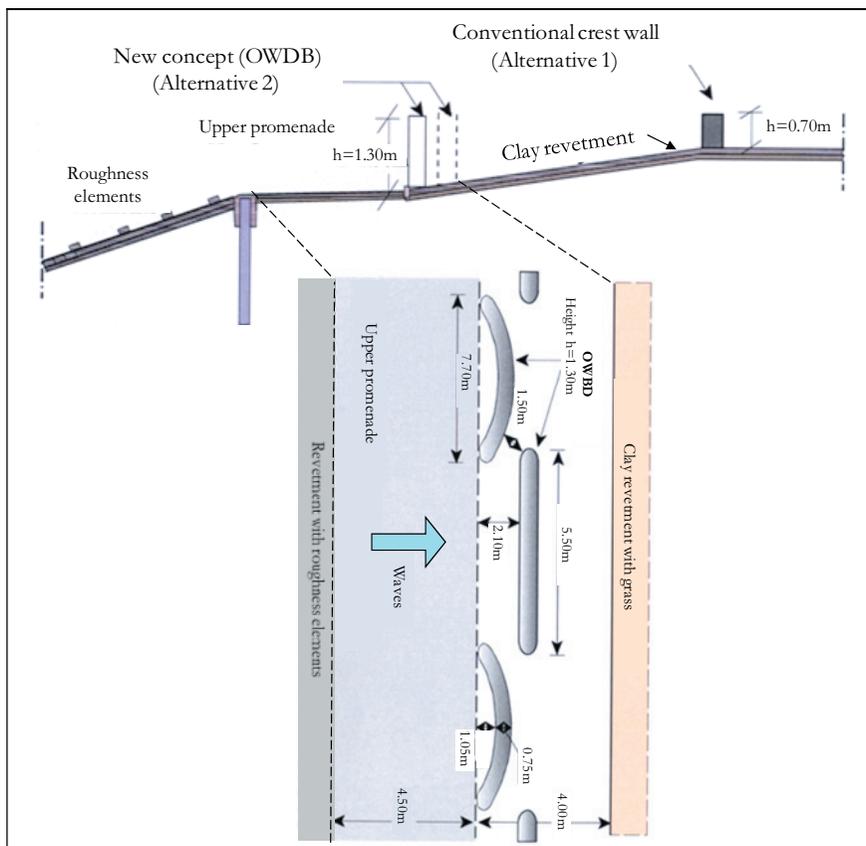


Fig. 24: Onshore Wave-Damping Barrier (OWBD) on the North Sea island of Norderney (OUMERACI, 2010a)

The relatively low crest level and the discontinuous nature of the barrier resulted from the requirements that tourists on the promenade should continue to enjoy an unobstructed view of the sea and also retain direct access to the beach. Moreover, the barrier should architecturally and aesthetically fit into the local landscape, i.e. it should not appear to be a coastal protection structure on first sight (Fig. 25a). The efficiency of the OWBD concept in terms of wave overtopping reduction was successfully tested in the Large Wave Flume (GWK) in Hanover (Fig. 25b; c) and subsequently implemented on Norderney (Fig. 25d), where it has withstood many storm surges without damage for more than 5 years.

Because broadening of the embankment crest was not practically feasible, the OWBD concept proved to perform best in reducing wave overtopping (by a factor of 5) compared to other conventional alternatives. More details on the results can be found in OUMERACI et al. (2000c) and SCHÜTTRUMPF et al. (2002).

This large-scale model case study in the GWK has shown that under certain circumstances, storm waves can be damped effectively by a discontinuous low barrier made of aesthetically and functionally well-conceived wall elements. Using a much wider barrier and more robust wall elements, this concept may probably also be applied to provide protection against tsunamis (OUMERACI, 2006).



Fig. 25: Onshore Wave-Damping Barrier (OWDB)

In fact, evidence in the field concerning sea walls and breakwaters during the 2004 Indian Ocean Tsunami clearly suggests that protective structures should not be designed to completely halt a tsunami wave. Indeed, this is neither economically justifiable nor environmentally and socially acceptable. Protective structures for this purpose should thus preferably (i) aim at progressively weakening the power of a tsunami without completely blocking inundation and (ii) have the overall additional benefit of broadly blocking floating debris in a less abrupt manner. Such a concept would be especially appropriate for protecting urbanized

coastal areas and tourist resorts. This particularly applies to areas where forests (bio-shields) cannot be planted and must therefore be replaced by man-made barriers that blend well with the local marine landscape in architectural terms (OUMERACI, 2006).

3.4 Wave-induced flow on and within rubble mound breakwaters

Generally speaking, the hydraulic stability of armour units can be studied with sufficient engineering accuracy using commonly implemented small-scale models. In order to realise reliable breakwater design it is not only necessary to ensure structural integrity of the armour units, but also important to have a good knowledge of: (i) the internal flow field and its interaction with the external flow; (ii) the wave fields in front of and behind the breakwater, which both largely depend on the internal flow behaviour; (iii) the wave energy dissipated within each layer of the breakwater; (iv) the uplift pressure on the crown wall, which is determined by the non-saturated internal flow field in the upper region of the core material (OUMERACI and PARTENSKY, 1991).

Due to the serious scale effects associated with the internal flow, small-scale model testing is inappropriate, which means that the use of large-wave facilities is indispensable. For this reason, a research strategy was developed to systematically investigate the hydraulic processes that occur in the five domains presented in Fig. 26 using the Large Wave Flume (GWK). These include: (i) the wave field at the structure toe (domain 1), (ii) wave runoff and rundown on the seaward slope (domain 2), (iii) the flow field and the wave damping inside the breakwater (domains 3 and 4) and (iv) wave transmission behind the breakwater (domain 5).

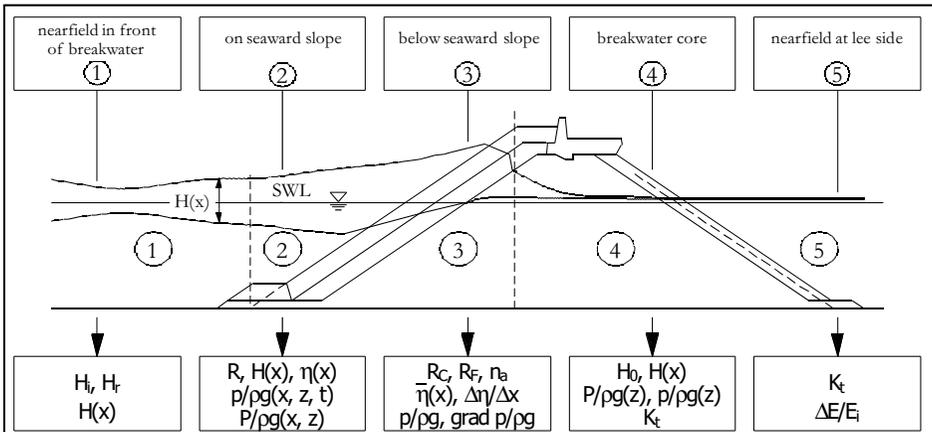


Fig. 26: Research strategy for rubble-mound breakwaters in the Large Wave Flume (GWK)

The experimental setup used for this purpose is shown in Fig. 27. The Reynolds number related to the grain size of the core material (crushed stone with $d_{50} \approx 4$ cm) was larger than 105. The sublayer is made of crushed stone with $d_{50} = 12$ cm, whereas the armour layer is composed of 40 kg Accropodes. Water depths in the flume during the tests ranged between

3.5 m and 4.9 m. Regular waves with heights of up to $H = 1.8$ m and periods of up to $T = 10$ s as well as irregular waves with $H_s = 0.2-1.2$ m and $T_p = 2-10$ s were generated.

As shown in Fig. 27, a total of 30 wave gauges were used. These included three runup gauges on the slope of the armour layer, the sublayer and the core as well as five wave gauges to measure internal water level fluctuations. In order to measure the wave pressure along the boundaries of the different layers and the pore pressure inside the core, a total of 34 pressure transducers was installed. More details of these measurement techniques are given by MUTTRAY (2000). The measuring devices outside, along and within the breakwater were located in such a way that the internal flow field could be easily determined as a function of the incident wave motion for any wave phase (Figs. 27; 28).

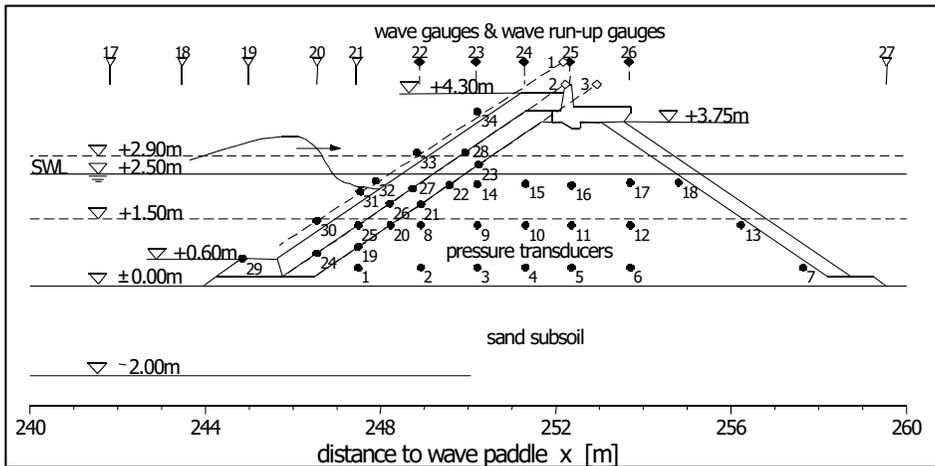


Fig. 27: Locations of measuring devices outside, along and within the breakwater in the GWK model (MUTTRAY and OUMERACI, 2005)

Based on the research strategy and the experimental setup shown in Figs. 26; 27, respectively, new results and formulae were derived for each of the five domains shown in Fig. 26: (i) Domain 1: full description of the partial wave field in front of the breakwater, including wave transformation on the foreshore ($H(x)$), wave asymmetry and phase shift between the incident (H_i) and reflected (H_r) waves; (ii) Domain 2: runup and rundown (R), water level fluctuations $\eta(x)$ and wave height development ($H(x)$) on the breakwater slope as well as within the structure, pressure distribution along the slope as well as wave energy dissipation along and within the structure; (iii) Domain 3: maximum setup and set-down along and within the structure, runup within each layer, inflow and outflow, air entrainment into the breakwater core, internal wave breaking, pore pressure distribution in the breakwater; (iv) Domain 4: development of wave spectra in the core, wave damping ($H(x)$), wave transmission into the core, vertical and horizontal pore-pressure distributions, wave length inside the breakwater; (v) Domain 5: wave transmission and wave spectra on the lee side of the breakwater.

For more details of the newly-developed formulae to describe the afore-mentioned processes occurring in the five domains, reference should be made to the PhD thesis of MUTTRAY (2000). Only two examples are provided below to illustrate these processes, which

cannot be properly reproduced in commonly applied small-scale models and must therefore be investigated by means of large-scale model tests. The first example concerns the evaluation of wave energy dissipation along and within the breakwater, as shown in Fig. 29.

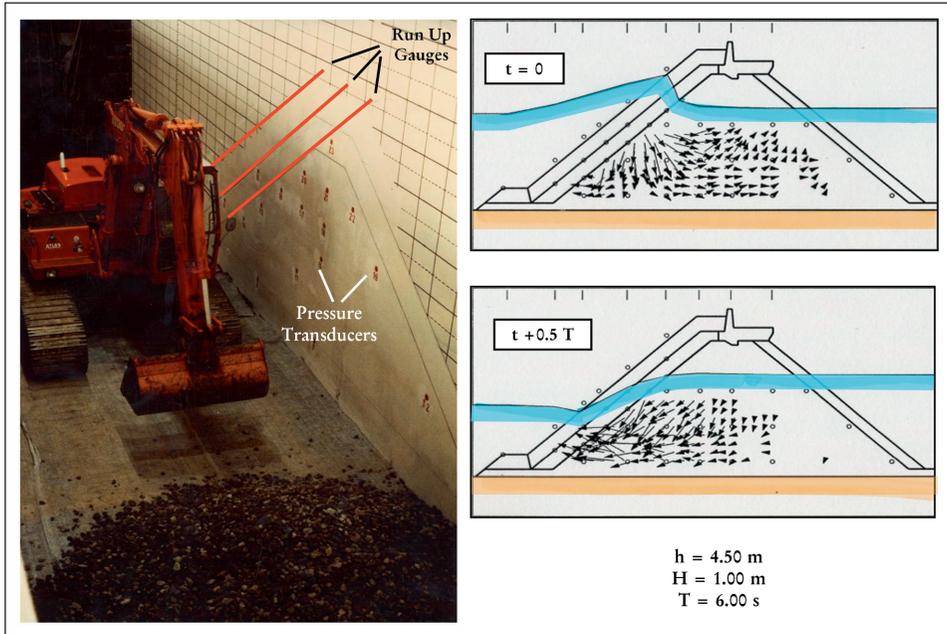


Fig. 28: Model construction in the GWK and the flow field determined for maximum wave run-up and run-down

The relative contributions of each layer to the overall energy dissipation can also be determined. It has been shown that the energy dissipation must be calculated from the difference between the energy flux of the partial standing waves in front of the breakwater and that of the transmitted waves on the leeward side. This leads to the dissipated energy ΔE in relation to the incident wave energy E_i :

$$\frac{\Delta E}{E_i} = (1 - K_r)^2 - K_t^2 \tag{1}$$

as opposed to the commonly-used formula $\Delta E/E_i = 1 - (K_r^2 + K_t^2)$, which assumes linear superposition of the incident and reflected (progressive) waves and is thus only valid for reflection coefficients of $K_r = 0$ and $K_r = 1$. This is not the case for the partial standing-wave field that actually exists in front of a rubble mound structure. In Eq. (1), K_r and K_t are the reflection and transmission coefficients, respectively. The results of the investigation show that, of the total incident wave energy, the transmitted wave energy amounts to less than 1 %, the energy of the partial standing waves in front of the breakwater varies between 10 % and 65 %, while the dissipated energy lies between 9 % and 65 %.

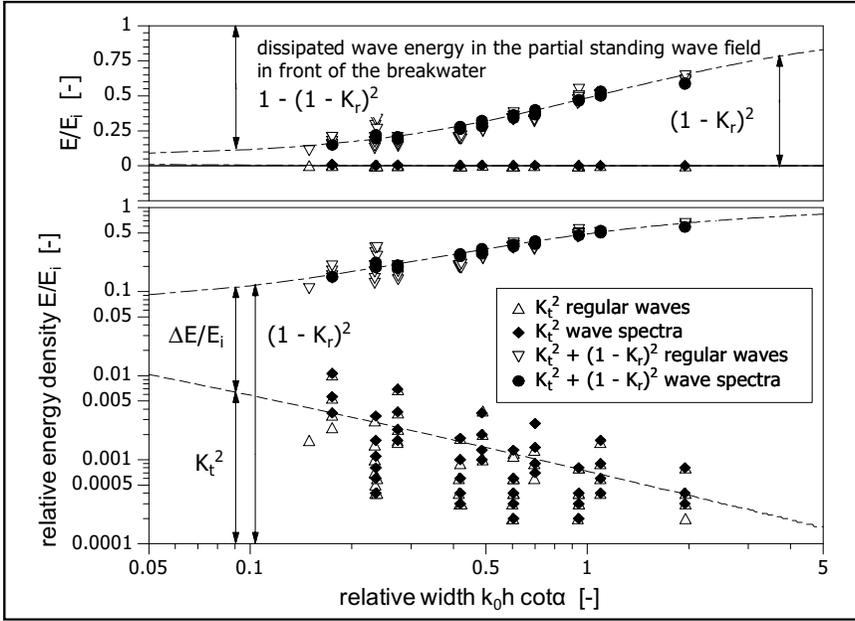


Fig. 29: Wave energy dissipation along and within the breakwater (MUTTRAY and OUMERACI, 2005)

The second example concerns the wave-induced pore pressure distribution within the breakwater. Based on detailed measurements of pore pressure and internal water level fluctuations (Figs. 27; 28), new formulae have been derived to describe the internal pressure field as a function of the incident wave parameters. An example of this is shown in Fig. 30 for $H = 1.06$ m, $T = 5$ s and a water depth at the toe of $h = 2.49$ m. It may be the case that in the two first layers of the breakwater the pressure gradients are very high and internal wave breaking occurs. The internal flow field can be calculated from the isolines of the pressure gradients (see Fig. 28).

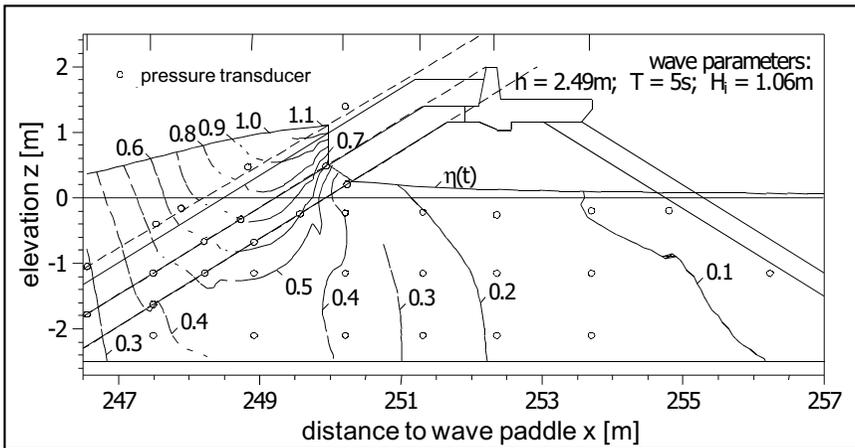


Fig. 30: Wave-induced pore pressure field (MUTTRAY and OUMERACI, 2005)

3.5 Hydraulic stability/performance of coastal protection structures made of geotextiles

Geotextile containments are mostly applied in coastal engineering to prevent erosion and stabilize beach-dune systems during storm surges. For this purpose, different types of containments have been implemented, very often as a last line of defence in combination with beach nourishment. Because the deformations of geotextile containments strongly affect hydraulic stability (e.g. SAATHOFF et al., 2007; OUMERACI and RECIO, 2010) and since the modelling of these deformations is influenced by scale effects, large-scale tests offer the sole alternative for reliably quantifying the hydraulic stability of geotextile structures under wave attack.

An impressive example of such a last line of defence behind a beach nourishment area is the wrapped sand containment needle-punched composite geotextile (woven PP slit film and non-woven PET). This method was used to reinforce a dune on the island of Sylt (North Sea, Germany), as shown in Fig. 31. The stability of this stepped barrier was tested successfully in the Large Wave Flume (GWK). The latter survived several storm surges with water levels of about 2.5 m above mean water level and wave heights of up to 5 m. The fact that only the sand cover was removed confirms that the nickname “Bulletproof Vest” commonly given to this type of construction is appropriate. Further details of the design and construction of this shore protection installation are given by NICKELS and HEERTEN (2000).

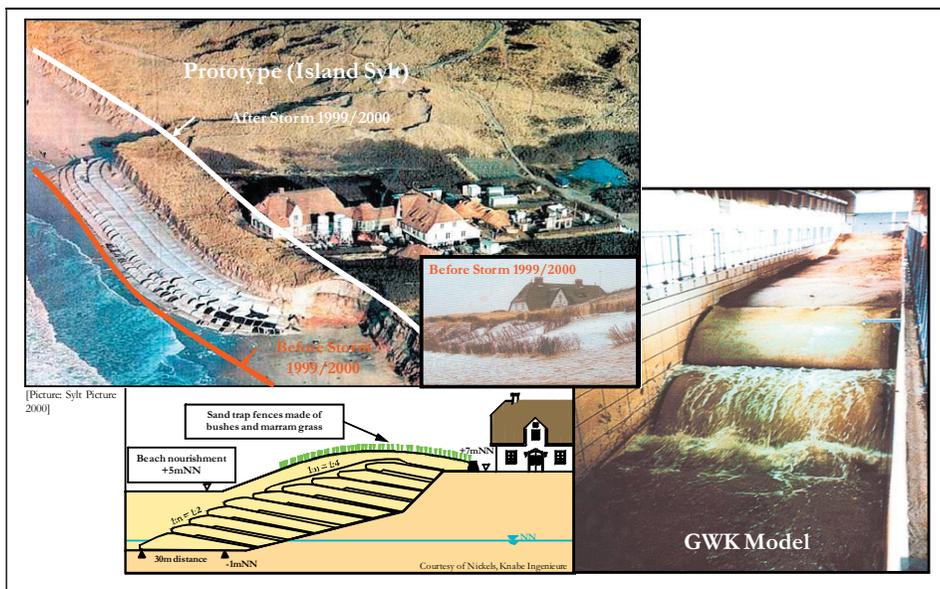


Fig. 31: Geotextile containment for dune reinforcement, Sylt/Germany (extended and modified from NICKELS and HEERTEN, 2000 in OUMERACI and RECIO, 2010)

In the majority of such applications, however, geotextile sand containers (GSCs) of different sizes are implemented. In order to study the failure mechanisms and hydraulic stability of GSCs under severe wave attack, it was thus decided to carry out large-scale tests in the GWK. Due to the different wave loads and boundary conditions that prevail on the slopes

and crests of such coastal protection structures, different stability behaviour and thus different stability formulae are to be expected for containers on the slope and the crest. The following results are extracted from the research reports on two comprehensive laboratory studies, namely small-scale model tests performed in the wave flume of the Leichtweiß-Institute (LWI) involving 1-liter sand containers subject to random waves with heights of up to 20 cm and large-scale model tests in the GWK involving 150-liter sand containers subject to random waves with heights of up to 1.6 m (OUMERACI et al., 2002; OUMERACI et al., 2003). Only the results of the GWK tests on the stability of the slope containers are briefly summarized below. These results were subsequently used as a basis for further research within the framework of PhD theses (e.g. RECIO and OUMERACI, 2007; 2008; 2009a; 2009b). Further results can be found in OUMERACI et al. (2002), OUMERACI et al. (2003) and OUMERACI and RECIO (2010).

The sand containers on the slope, which are located around still water level, are repeatedly moved up and down by wave uprush and downrush over the slope. This leads to an incremental seaward displacement of the containers. This dislodgement/pull-out effect, as observed in the wave flume and in the field, is illustrated in Fig. 32b; c.

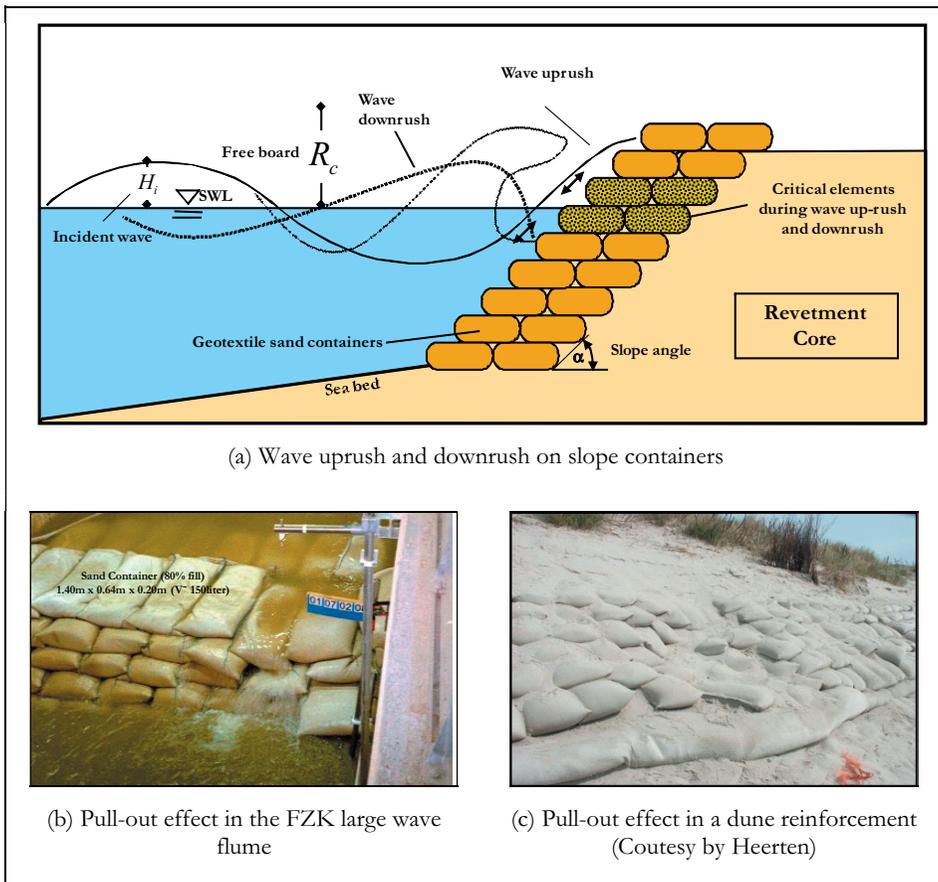


Fig. 32: Hydraulic failure modes of slope containers

Based on the HUDSON formula for the hydraulic stability of rock armour units, which is similarly to that of WOUTERS (1998), a stability number N_s is formulated and postulated as a function of the surf similarity parameter ζ_0 . This includes both the slope steepness $\tan \alpha$ and the wave parameters, significant wave height H_s and wave length L_{op} (Fig. 33):

$$N_s = \frac{H_s}{\left(\frac{\rho_E}{\rho_w} - 1\right) \cdot D} = \frac{C_w}{\sqrt{\zeta_0}} \tag{2}$$

where the surf similarity parameter $\zeta_0 = \tan \alpha / \sqrt{H_s / L_{op}}$ is expressed in terms of the deep water length $L_{op} = gT_p^2/2\pi$ (T_p = peak period of wave spectrum). The following stability formula is thus obtained in terms of the characteristic size D of the container:

$$D = \frac{H_s^{3/4} \cdot T_p^{1/2} \cdot (\tan \alpha)^{1/2}}{C_w \cdot \left(\frac{2\pi}{d}\right)^{1/4} \left(\frac{\rho_E}{\rho_w} - 1\right)} \tag{3}$$

Defining the characteristic size D as $D = l_c \cdot \sin \alpha$ according to the definition sketch shown in Fig. 33, Eq. (3) can be reformulated in terms of the length l_c of the slope containers to give:

$$l_c = \frac{H_s^{3/4} \cdot \sqrt{T_p}}{C_w \cdot \left(\frac{2\pi}{g}\right)^{1/4} \left(\frac{\rho_E}{\rho_w} - 1\right) \sqrt{\frac{\sin 2\alpha}{2}}} \tag{4}$$

where H_s = significant wave height [m], T_p = peak period of waves [s]; α = slope angle of structure [°]; ρ_E = bulk density of the GSC [kg/m³]; ρ_w = density of water [kg/m³]; $\rho_E = (1-n) \cdot \rho_s + \rho_w \cdot n$ (with $\rho_E \approx 1800$ kg/m³ for sand); n = porosity of fill material [-]; ρ_s = density of grain material [kg/m³].

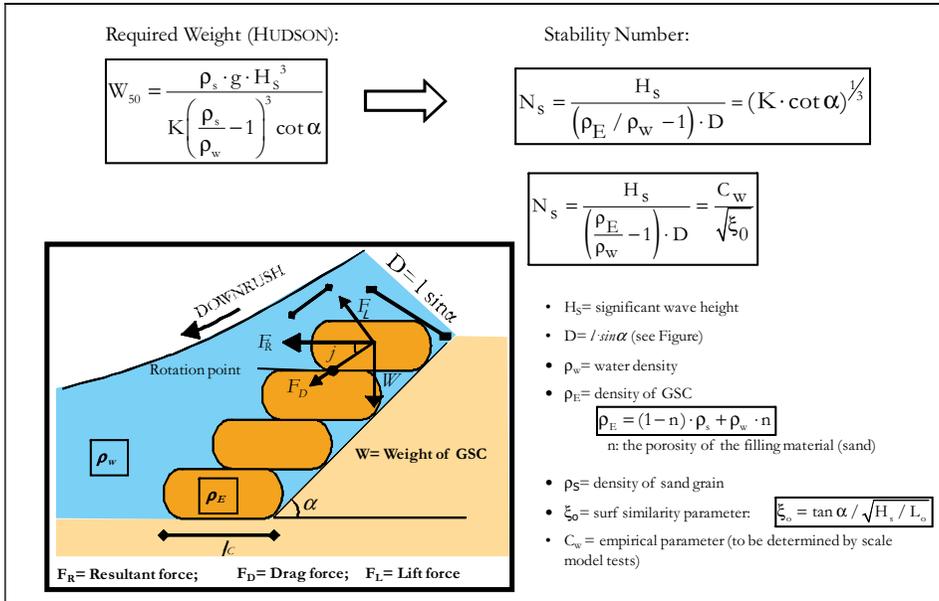


Fig. 33: Stability of slope containers based on the HUDSON formula

3.6 Effect of wave overtopping and breaching of sea dikes

The effects of wave overtopping are diverse and are highly dependent on the type of coastal structure under consideration and its usage, including the operations and installations on and behind the structure. In the case of a sea dike, for example, the possible failure modes due to overtopping flow are shown in Fig. 34a. These can in fact induce more dramatic effects, such as dike breaching initiated on the leeward side (Fig. 34b).

In fact, most of the dike breaches which occurred during the devastating storm surges of 1953 in the Netherlands and in 1962 in Germany were initiated on the leeward side by wave overtopping. Breach initiation by overtopping flow and breach growth still rank among the largest uncertainties when assessing flood wave propagation and its devastating effects on a protected area. Due to infiltration and other geo-hydrodynamic and soil dynamic factors involved, but also – even though to a lesser extent- to the possible scale effects associated with overtopping flow (SCHÜTTRUMPF, 2001), large-scale model tests were performed to determine the overtopping flow field and the failure modes as illustrated in Fig. 34a.

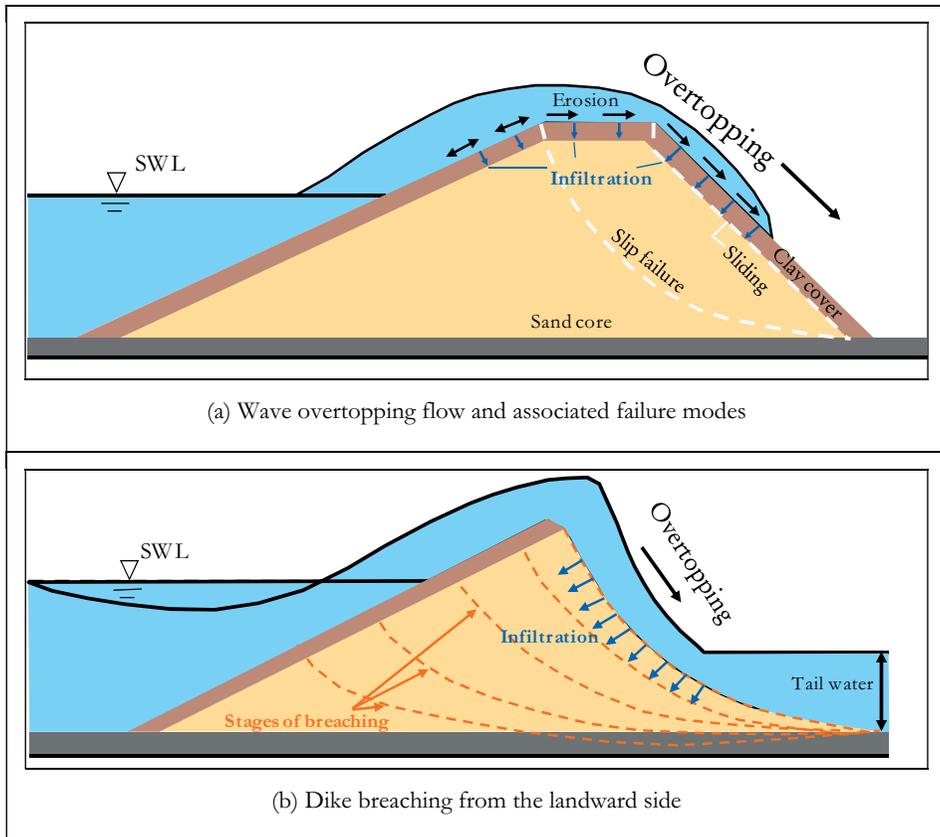


Fig. 34: Effect of wave overtopping on sea dike stability

Further large-scale tests were performed within the framework of the European FLOODsite project on the breaching of a typical North Sea dike consisting of a sandy core, a clay layer and a grass layer. Wave impacts and erosion on the seaward slope (Phase 1) as well as wave overtopping and erosion on the landward slope (Phase 2) were first investigated before commencing with Phase 3, which involves the initiation and development of a dike breach by excessive wave overtopping (Fig. 35).

The objectives of these tests were (i) to provide information concerning the influence of wave impact, wave overtopping and overflow on the initiation of breaching of sea dikes along the seaward and landward slopes; (ii) to gain a better understanding of the failure modes and breach growth of sea dikes as well as to analyse the associated hydraulic and hydro-geotechnical processes and (iii) to provide data for improving and validating existing computer models (e.g. D'ELISO et al., 2007; TUAN and OUMERACI, 2010; 2011; STANCZAK and OUMERACI, 2012). Due to the difficulties of scaling the reinforcement effect of the clay cover by grass vegetation, a scale of about 1:1 was adopted. The grass layer was taken from an existing North Sea dike. The composition of this particular grass species, which was installed in the GWK (Fig. 36), corresponds to a grass mixture commonly used on North Sea dikes in Germany, the Netherlands and Denmark. The clay used for the test consisted of erosion-resistant mate-

rial, as recommended by the German EAK (2002) Guidelines. In order to simulate natural conditions, different types of weak spots were included on the seaward and landward slopes such as (i) pipes of different diameters from the surface to the sandy dike core to simulate the tunnels created by burrowing animals (e.g. *Oryctolagus cuniculus*); (ii) damaged areas of the grass layer with and without leaves and stubbles and (iii) transitions between the soil and the grass layer as well as possible concrete settings within and on the dike (e.g. stairs).

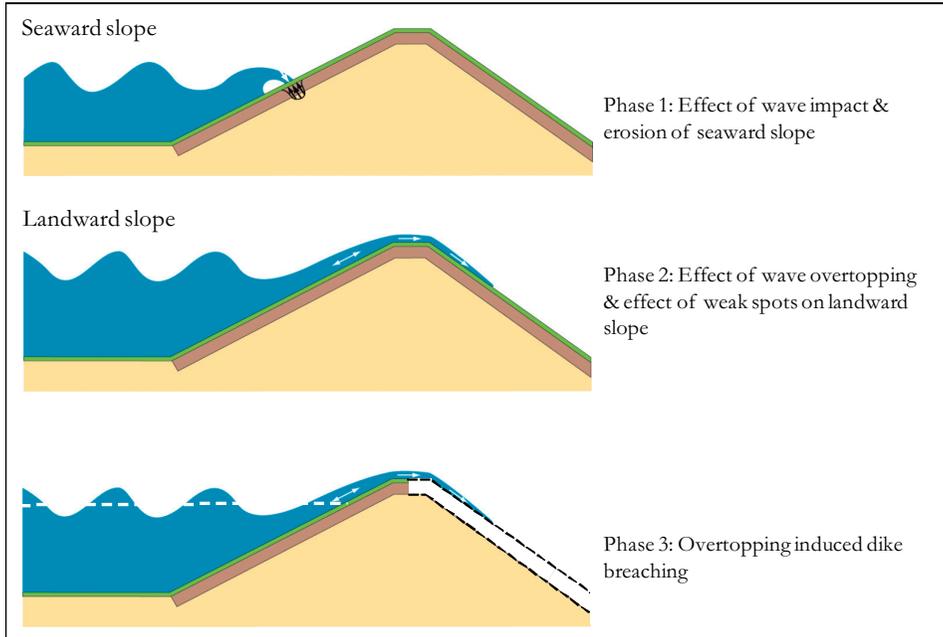


Fig. 35: Large-scale testing programme of sea dikes in the GWK



Fig. 36: Creating grass cover on the clay layer of a North Sea dike in the GWK

The following hydrodynamic and breach parameters were recorded: (i) wave parameters in the far field and the near field at the dike toe; (ii) pressures induced by different breaker types on the seaward slope and flow velocities on the dike surface (seaward slope, crest, landward slope); (iii) overtopping volumes; (iv) breach profile development. Soil parameters (e.g. moisture content) as well as grass-layer parameters were also measured. The main emphasis was placed on breach development, as shown in Fig. 37. Most of the results of these tests are reported by GEISENHAINER et al. (2007) and GEISENHAINER and OUMERACI (2008).



Fig. 37: Sea dike breach modelling in the GWK

Further interesting large-scale model tests on wave overtopping were performed at a scale of 1 : 2.75 for the rehabilitation of a historical seawall with a complex geometry built in 1858 to protect the Municipality of Norderney, Germany. Due to the variation of the height and location of the tidal ebb deltas 2 km offshore of the island, the seawall gradually became more exposed to wave action. The result of this was an increase in wave loading and overtopping. One of the main objectives of the tests was thus to investigate the wave overtopping performance of the seawall under these new wave exposure conditions and to propose suitable alternatives to reduce wave overtopping. The main results relating to the latter are summarized in Fig. 38, which illustrates the efficiency of six alternatives to reduce overtopping compared to Alternative 0 (existing situation).

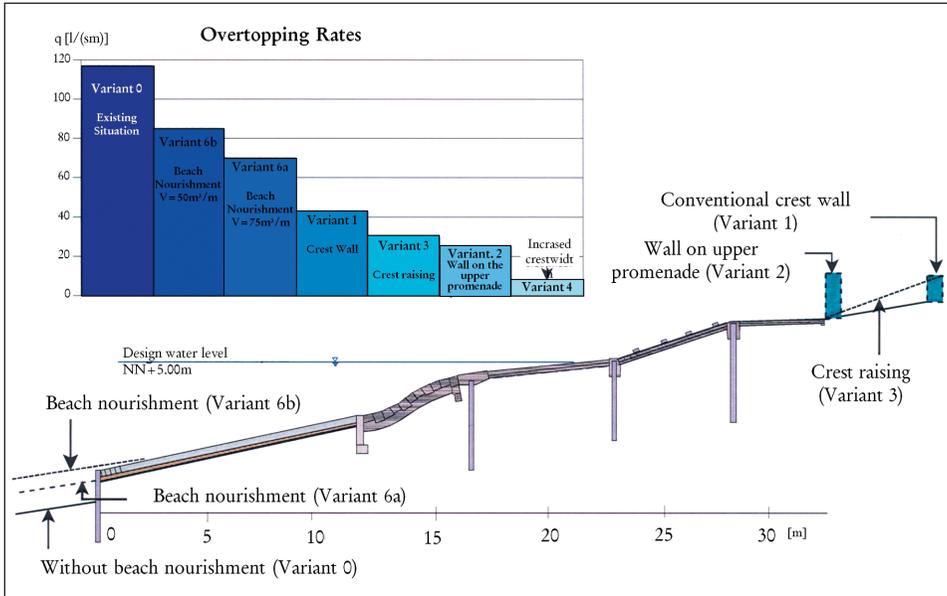


Fig. 38: Alternatives to reduce wave overtopping along the seawall of Norderney, Germany (OUMERACI et al., 2000b and SCHÜTTRUMPF et al., 2002)

3.7 Breaking-wave impact on slender pile structures

The proper simulation of wave breaking in deep water, generally caused by wave-wave interaction, and a correct reproduction of the resulting impact loads, are both very important factors for predicting extreme wave loads on offshore and other structures in deep water during storms. Due to the scale effects associated with air entrainment in breaking waves, impact loads can only be investigated adequately at a large scale. Using an empirical technique developed at the Technical University of Berlin based on so-called Gaussian wave packets, it is possible to generate focussed transient wave trains in the GWK (SCHMIDT-KOPPENHAGEN et al., 2004). These wave trains can focus at any selected location along the flume, thus resulting in a single breaking wave of up to about 3 m in height at that location. This technique permits much better control of the distance between the breaking point and the structure, and thus better control of the prevalent loading case. This is illustrated in Fig. 1 for the case of wave loading on a slender cylindrical pile ($D = 0.70$ m) based on tests in the GWK by WIENKE and OUMERACI (2005). By this means it was possible to more accurately reproduce and analyse each of the five loading cases shown by way of example in Fig. 39 for a vertical pile.

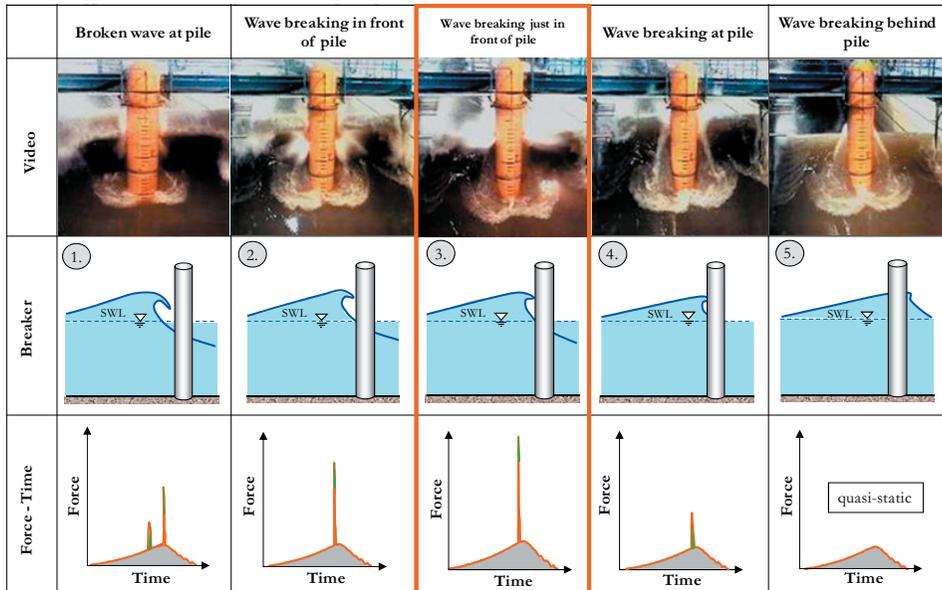


Fig. 39: Wave loading cases shown for the example of a vertical pile in the GWK

Moreover, the effect of pile inclination on the impact load was also investigated using the afore-mentioned focusing technique (Fig. 40). Based on systematic measurements in the Large Wave Flume (GWK) (waves and wave kinematics, wave pressure along and around the pile and total wave forces on the pile) as well as on simultaneous video recordings of wave-pile interaction, it was possible to gain a far better understanding of the wave impact on the pile. Further details of the measurement and analysis techniques are given by WIENKE (2001). Based on this improved understanding, it was possible to develop a theoretical formula for the 3-D impact loading of vertical and inclined piles which includes the curling factor as the sole empirical parameter (WIENKE and OUMERACI, 2005). The proposed loading formula has since been adopted in many international design standards (e.g. GL-GUIDELINES, 2005; ISO, 2007; ISO/IEC, 2009; GL-GUIDELINES, 2005, 2010). This research is still ongoing within the framework of a PhD thesis which mainly focuses on the impact loads generated by depth-limited wave-breaking and the pulsating wave loads caused by very steep near-breaking waves (IRSCHIK, 2012; IRSCHIK et al., 2002; 2004; 2010).

Extensive and systematic investigations were also performed in the GWK to determine the effect of neighbouring piles in different configurations (Fig. 41) on the wave loading of a single pile within a pile group with a given arrangement (e.g. tandem, side-by-side, staggered).

No reliable formula has yet been developed, however, to calculate the sheltering, interference and amplification effects of closely-spaced slender piles arranged in different constellations under breaking and non-breaking wave attack. The experimental programme consisted of 345 wave tests with a total of 15 different arrangements of the pile group (JUILFS, 2006; SPARBOOM and OUMERACI, 2006; HILDEBRANDT, 2006; HILDEBRANDT et al., 2008).

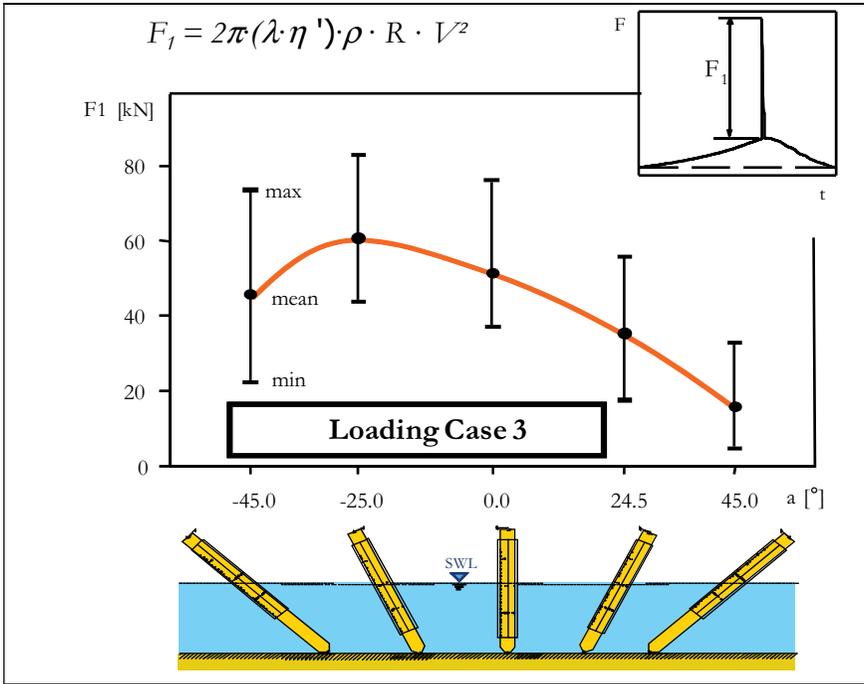


Fig. 40: Effect of pile inclination on the impact load as measured in the GWK (shown for the example of loading case 3)

Cylinder configurations	↓ waves ⊗ ↑ D	↓ waves ○ ↓ D ○ / D ⊗ ↓ D	↓ waves ⊕ D ○ ⊗ D	↓ waves ○ 3D ⊗ 3D ○ ↓ D
Loading case 1 				
Loading case 2 				
Loading case 3 				

Fig. 41: Loading cases for selected pile group configurations in the GWK (adapted from JULFS, 2006)

Regular and irregular wave trains (H of up to 1.5 m and T of up to 8 s) as well as breaking waves generated by wave focusing were used in the tests. The pile of interest was instrumented by strain gauge transducers for measuring total wave loads. The wave kinematics were measured synchronously using several wave gauges and velocimeters (Fig. 42).

As shown in Fig. 40, the instrumented slender cylinder was installed as a cantilever pile attached to the support structure, which consisted of a robust steel frame equipped with a grid for the rapid fixation of other neighbouring piles in arranged in different constellations. It was possible to vary the spacing between the measuring cylinder and its neighbouring cylinders up to three times the cylinder diameter ($3 \times D$). A total of 15 basic configurations in tandem, side-by-side and in staggered arrangements was investigated.

Using this setup, it was possible to obtain detailed results of the synchronous time histories of water surface elevations and total wave loads as well as wave-induced horizontal and vertical components of both particle velocities and accelerations at the instrumented pile location (JUILFS, 2006; SPARBOOM and OUMERACI, 2006; HILDEBRANDT, 2006; HILDEBRANDT et al., 2008). These data are currently being analysed within the framework of a PhD thesis aimed at developing new simple formulae and a numerical model to predict wave loading on a single pile within a group of arbitrarily arranged piles.

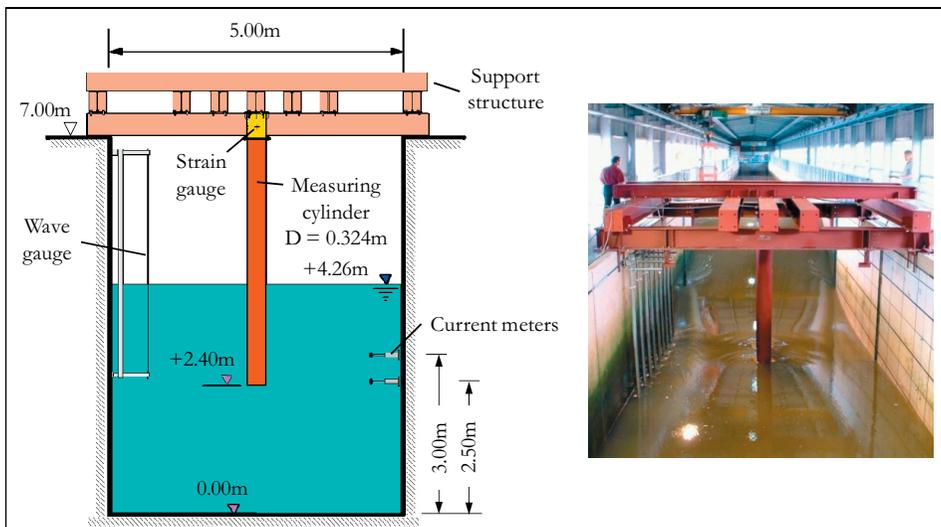


Fig. 42: Model setup with an instrumented cylinder (adapted from SPARBOOM and OUMERACI, 2006)

3.8 Wave-induced scour around marine structures and scour protection

The fact that wave-induced scour around slender piles has mainly been investigated in the past using small-scale models means that a high degree of uncertainty is attached to these test results owing to serious scale effects (e.g. OUMERACI, 1984; 1994b; HUGHES, 1993). Large-scale testing facilities are thus indispensable, particularly for investigating problems of this kind. In view of the foregoing, large-scale model tests were carried out in the GWK within

the framework of the EU-funded project Hydralab III (CoMIBBS) and a nationally-funded (BMU, Germany) project. Although both projects are aimed at investigating scour development, an additional aspect of the latter is to test different alternatives (made of rock material and geotextile sand containers) for the scour protection of monopile structures to support offshore wind turbines in the North Sea in water depths of $h = 20\text{--}30\text{ m}$ (OUMERACI et al., 2000a).

In order to study scour development over the entire duration of a storm, a variety of measuring and observation devices were deployed on and around a monopile in the model tests. These included wave gauges, Acoustic Doppler Velocimeters (ADV), a High Resolution (HR) Profiler, Faraday induction velocity meters (NSW), and Acoustic Backscatter Sonar devices (ABS, a high-resolution 3-D multi-beam sonar and a video camera placed inside the pile with a near-bed window (Fig. 43)). The deployment of various transducers to measure the wave and flow parameters in the vicinity of the pile was necessary owing to the high complexity of the flow around the cylinder induced by wave-pile interaction (see Fig. 44).

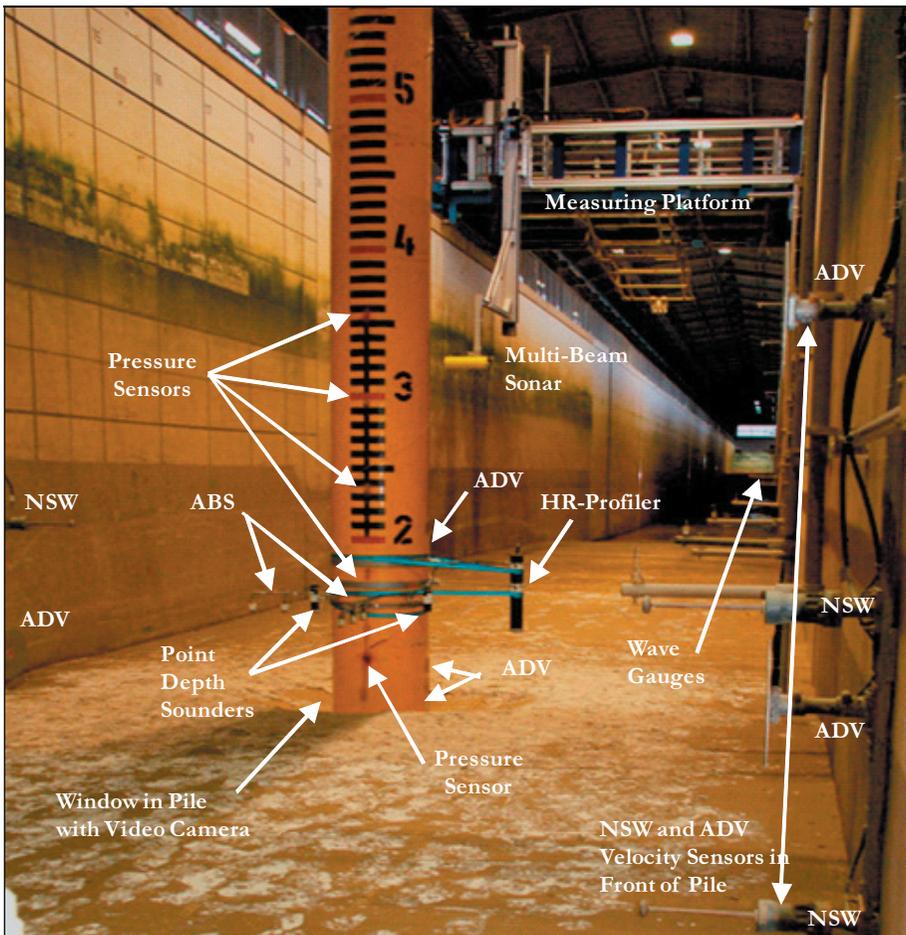


Fig. 43: Instrumentation on and around a slender monopile (GWK)

Example recordings of scour evolution under live bed conditions are depicted in Fig. 45.



Fig. 44: Complex flow induced by wave/pile interaction

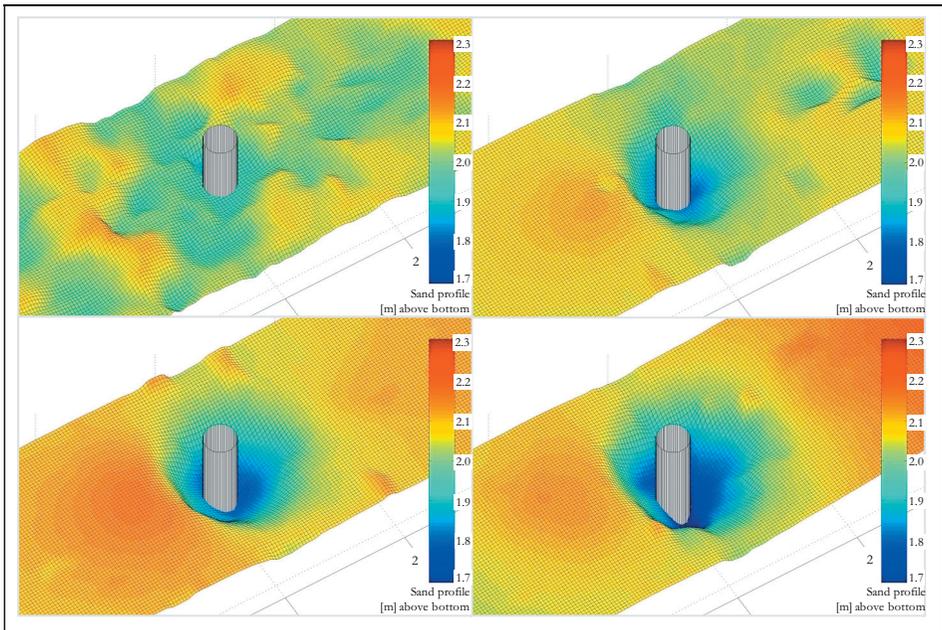


Fig. 45: Profiles of the sand bed for all test series (top left – test series 1 after 6000 waves, top right – test series 2 after 6000 waves, bottom left – test series 3 after 6000 waves, bottom right – test series 4 after 6500 waves) (adapted from PREPERNAU et al., 2008a; b; 2009)

From Fig. 45 it can be seen how quickly the scour hole deepens and widens with increasing duration of the storm (number of waves). The relative scour depth S/D based on measurements was found to increase exponentially with the Keulegan-Carpenter number KC , thus confirming qualitatively the exponential increase predicted by existing empirical formulae for wave-induced scour.

3.9 Sediment dynamics and beach/dune profile development under extreme storm surge conditions

The prediction of beach and dune profile development during storm surge conditions is important for the planning of protective counter-measures, which particularly include the optimisation of artificial beach nourishment as an environmentally acceptable method and the design of sand containers as a low-cost protection option. Suspended load, on the other hand, which constitutes the dominating material transport mechanism in the surf zone, is extremely difficult to predict owing to the high temporal and spatial variability of the hydrodynamic and morphodynamic processes involved. In addition, serious scale effects in modelling sediment transport do not permit quantitative conclusions to be drawn from the results obtained in tests using commonly implemented small-scale models (OUMERACI, 1994b; 1999; 2010c). In view of the afore-mentioned aspects, a large number of national and European research projects were carried out in the GWK, which permits the performance of experiments at near-prototype scale. An integrated experimental setup used to study the distribution of suspended sediment concentration over the water depth and along the entire surf zone is shown in Fig. 46 (DETTE et al., 1998a; b; PETERS, 2000).

Besides the efficient deployment of fixed measuring devices (27 wave gauges, 12 transducers for pore pressure, 2 NSW current meters), vertically as well as horizontally movable devices mounted on an instrument carrier (1 wave gauge, 3 ADV current meters, 6 OBS sensors and 1 ultra sonic backscatter profiler for sediment concentration and 1 bottom profiler) as well as a multi-beam sensor and other sensors were also used in the tests. A further important feature of the experimental setup shown in Fig. 46 is the bottom profiler mounted on a movable carriage equipped with a vertical instrument carrier (see Fig. 47).

After a comparative analysis of acoustic, optical, radar and mechanical sensors to monitor the submerged and exposed bottom profile, a decision was made to develop a mechanical system based on considerations of accuracy, robustness, reliability and accuracy (BEREND et al., 1997). The mechanical sensor shown in Fig. 47 can cope with bottom elevations ranging from 0 to 6 m and can operate under dry conditions (before and after tests) as well as underwater (during tests) with the same accuracy (± 10 mm). A PC installed on the movable carriage permits online visualization and an assessment of the accuracy of the ongoing data acquisition. The profiler can be used to monitor bottom and beach profiles as well as scour development in front of coastal structures.

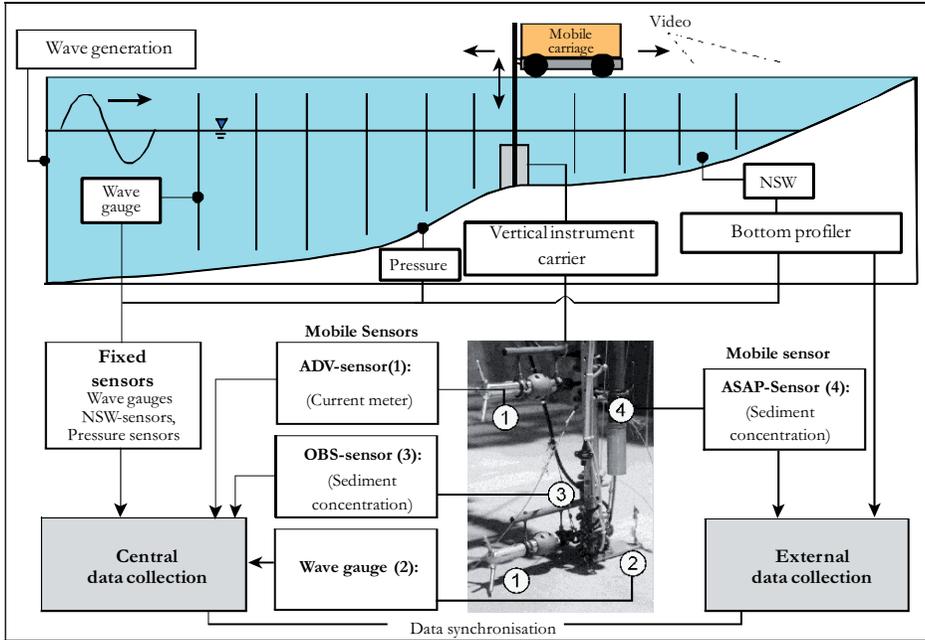


Fig. 46: Example of a setup and measurement strategy for beach/dune morphodynamic studies in the GWK (PETERS, 2000)

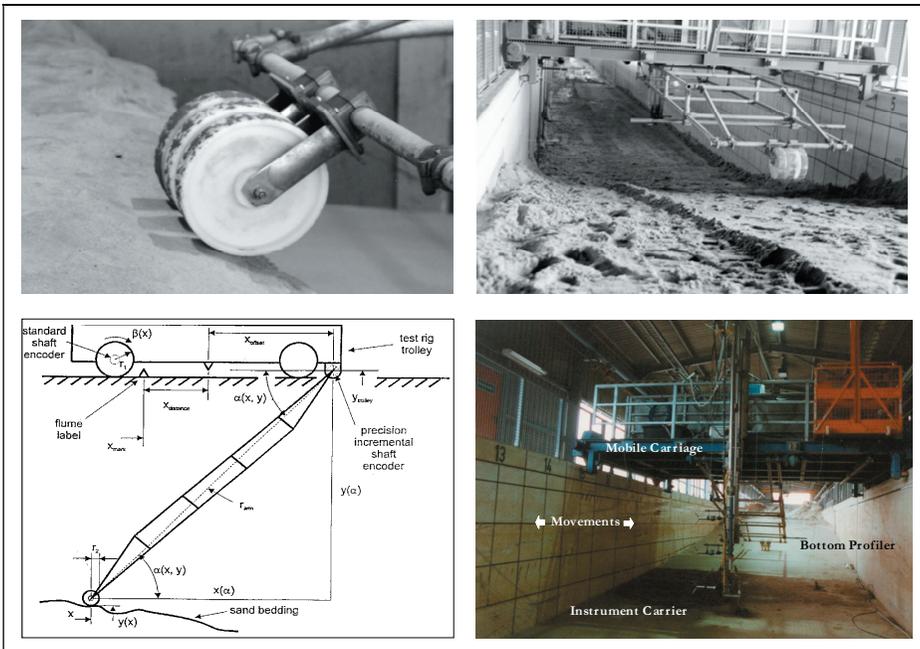


Fig. 47: Mechanical bottom profiler and moveable carriage (DETTE et al., 1998a; 1998b; BEREND et al., 1997)

Based on the measurement strategy shown in Fig. 46 and the innovative techniques used in the GWK, it was possible to optimise a number of artificial beach nourishment and other protection schemes for beaches and dunes for application in practice (DETTE et al., 1998a; 1998b). In addition, it was also possible to develop new formulae for suspended wave load and hydrodynamic processes in the surf zone within the scope of basic research projects (PETERS, 2000; NEWE, 2002; 2006). A methodology was also developed by NEWE (2002) for the large-scale model testing of beach/dune profile development under extreme storm surge conditions (Fig. 48). Based on a comparison with field measurements, NEWE also demonstrated that the most relevant transport mechanism during extreme storm surge events is cross-shore transport. This confirms the reliability of large wave flumes for predicting beach/dune profile development during extreme storm surges.



Fig. 48: Beach/dune profile development under extreme wave conditions in the GWK

A basic research project within the framework of a PhD thesis (AHMARI, 2012) has made extensive use of the large-scale model testing of suspended sediment under different wave regimes. A detailed comparative analysis of the results obtained using a multi-frequency Acoustic Backscattering Technique (ABS), an optical measurement technique (Optical Turbidity Meter) and a mechanical Transverse Suction System (TSS) has clearly shown that ABS is the most suitable technique for measuring sediment entrainment processes with sufficient temporal and spatial accuracy, especially above a rippled bed subject to both non-breaking and near-breaking waves (AHMARI et al., 2008 and AHMARI and OUMERACI, 2010; 2011). The suspended concentrations at different locations in the bed evolution time series beneath the ABS were combined to generate the images presented in Fig. 49, which shows an example of a time window of suspended sediment entrainment around a steep vortex ripple ($\eta_r/\lambda_r = 0.12$) beneath non-breaking weakly asymmetric regular waves ($H = 1.0$ m, $T = 5$ s, $h/L = 0.125$).

Fig. 49 also shows suspended sediment entrainment above a plane bed just before the point of wave-breaking of strongly asymmetric near-breaking regular waves ($H = 1.0$ m, $T = 5$ s, $h/L = 0.075$), including the horizontal orbital flow velocity u , measured in both cases by an Electromagnetic Current Meter (ECM) at 0.25 m above the undisturbed seabed (panels above SSC images in Fig. 49).

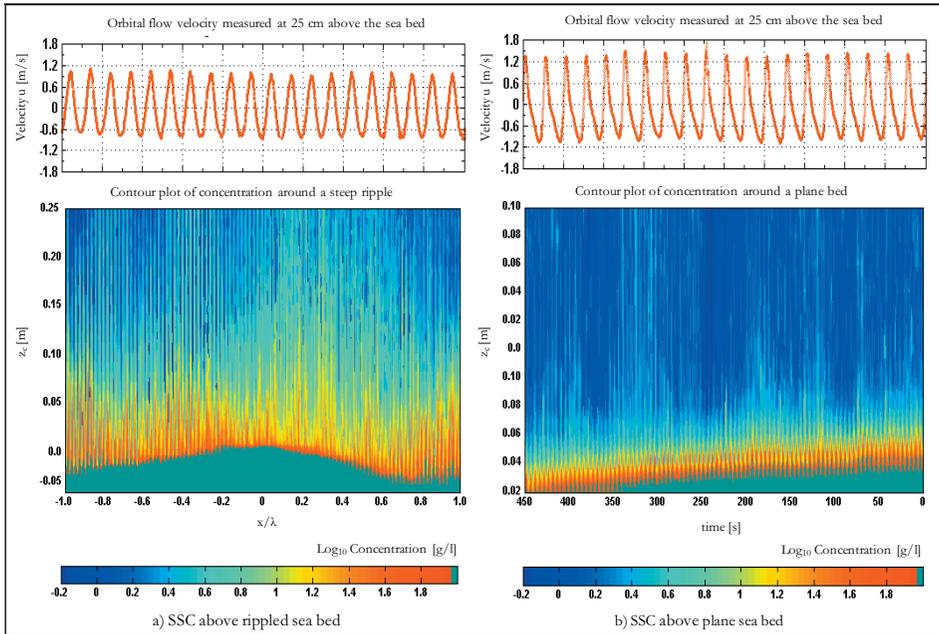


Fig. 49: Horizontal orbital flow velocity u , and Suspended Sediment Concentration (SSC), above (a) a steep ripple beneath non-breaking weakly asymmetric regular waves and (b) a plane bed beneath near-breaking strong asymmetric regular waves. (AHMARI and OUMERACI, 2011)

A further comparative analysis of suspended sediment entrainment above a rippled bed and a plane bed in both a low-energy and high-energy oscillatory flow regime was also performed, including the calculation and modelling of the sediment diffusivity profiles based on the ABS data set. The initial results of this analysis already appear to be promising. The analysis is still ongoing, and the results are expected to contribute significantly towards a better understanding of the temporal and spatial distribution of sediment entrainment processes above different seabed formations and under different wave-induced flow regimes.

4. Concluding remarks and perspectives

The experience gained over 20 years using the Large Wave Flume (GWK) has shown that large-scale model testing plays an important role in both basic and applied research. Moreover, it is an indispensable tool for investigating a range of hydraulic and geo-hydraulic processes in which serious scale effects are anticipated in the measurements performed in commonly implemented small-scale models (sediment transport and coastal morphodynamics, wave-induced flow in porous structures, wave impact loading of structures, etc.). The selected examples of applications have shown that such large-scale facilities are versatile and worth their value despite the various difficulties and high costs associated with their operation and maintenance. It is also important to stress the high relevance of management aspects, including a well-conceived planning of preparatory work supported by small-scale testing and numerical modelling.

As discussed in OUMERACI (1999), one of the most promising future modelling perspectives is to combine the synergetic effects of small-scale and large-scale modelling, together with numerical modelling and computations. The additional inclusion of field measurements for validation and verification purposes leads to what may be called “Composite Modelling”. As “Composite Modelling” is essentially based on the subdivision of a complex traditional overall physical model into several simple and easily repeatable process models which can be constructed at a large scale to minimize scale effects, it is expected that large-scale model testing will play an increasingly important role in the future (OUMERACI, 2010b).

A further step forward to minimize the laboratory effects associated with the 2-D character of existing large wave flumes and to permit the investigation of coastal hydrodynamic and morphodynamic processes along longer coastal sections with negligible scale effects is to construct large coastal engineering wave basins (water depths above 2.0 m, wave heights above 1.0 m, several hundred metres in length and more than 100 m in width). Such wave basins will also permit the generation of waves with oblique currents, including an effective sediment recycling system as well as a proper wind generation system. The next challenging task will be the introduction of biological and ecological factors for interactive modelling with waves, flow, sediment and structures in large-scale facilities.

5. Acknowledgements

The opportunity to prepare a paper summarising the author’s experiences using the GWK originated from an invitation to present a keynote lecture on these experiences at a workshop on December, 10, 2010 in Tainan, Taiwan to commemorate the 60th Anniversary of Tainan Hydraulic Laboratory (THL), which also has a similar large wave flume to the GWK. The author would therefore like to express his thank and appreciation to Professor HH Hwung for this opportunity. The present paper is an improved version of the one published in December 2010 in the proceedings of the afore-mentioned workshop. Most of the ideas and material presented herein are from completed research projects supported by the German Research Council (DFG), the Federal Ministry for Science, Education Research (BMBF), the European Community, German Coastal Authorities and industry. This financial support is gratefully acknowledged. Moreover, the contribution of the co-workers involved in these projects is also acknowledged.

6. References

- AHMARI, A.: Suspended sediment transport above rippled and plane seabed by non- and near breaking waves – A large scale laboratory study. PhD thesis submitted to TU Braunschweig, 2012.
- AHMARI, A.; GRUENE, J. and OUMERACI, H.: Large scale laboratory measurement of suspended sediment concentration induced by non-breaking waves with acoustic backscatter technique. Proc. 2nd International Conference on the Application of Physical Modelling to Port and Coastal Protection (CoastLab, Bari, Italy), 2008.
- AHMARI, A. and OUMERACI, H.: Measurement and analysis of the suspended sediment concentration by waves in a rippled bed regime. Proc. 9th International Conference on Coasts, Ports and Marine Structures (ICOPMAS, Teheran, Iran), 2010.
- AHMARI, A. and OUMERACI, H.: Measurement and analysis of near bed sediment processes by waves in rippled and plane bed regime. Proc. Coastal Sediment (CS, Miami, Florida, USA), 2011.
- ARCADIS: Polyurethane bonded aggregate revetments design manual. BASF Polyurethanes GmbH, 2010.
- BEREND, O.; SCHMIDT-KOPPENHAGEN, R. and DURSTHOFF, W.: Measurement of Sand Beach Profiles in the Large Wave Flume. Proc. 7th International Offshore and Polar Engineering Conference (ISOPE, Honolulu, Hawaii, USA), 1997.
- BERGMANN, H. and OUMERACI, H.: Wave loads at perforated caisson structures. Proc. 27th International Conference on Coastal Engineering (ICCE, Sydney, Australia), Vol. 2, 2000.
- BERGMANN, H.: Hydraulische Wirksamkeit und Seegangsbelastung senkrechter Wellenschutzbauwerke mit durchlässiger Front. PhD thesis, 2001.
- BERGMANN, H. and OUMERACI, H.: Digue innovante en caissons multi-chambres – Fonctionnement et sollicitations hydrauliques. Revue française de génie civil, Vol. 5, 7 (Spécial issue), 2001.
- BERGMANN, H. and OUMERACI, H.: Hydraulische Wirksamkeit und Wellenbelastung senkrechter Wellenschutzbauwerke mit durchlässiger Front. HANSA, Zentralorgan für Schifffahrt, Schiffbau, Hafen, Vol. 139, 7, 2002.
- BERGMANN, H. and OUMERACI, H.: Wave-induced water levels and pressure distribution at perforated wall. Proc. 7th International Conference on Coastal and Port Engineering in Developing Countries (PIANC COPEDEC VII, Dubai, UAE), 2008.
- D'ELISO, C.; OUMERACI, H. and KORTENHAUS, A.: A model system for breaching of sea dikes. Proc. International Conference on Coastal Structures '07 (CSt, Venice, Italy), 2007.
- DETTE, H.; PETERS, K. and NEWE, J.: Large Wave Flume experiments '96/97 on equilibrium profiles with different beach slopes. LWI Report, 825, TU Braunschweig, 1998a.
- DETTE, H.; PETERS, K. and NEWE, J.: Large Wave Flume experiments '96/97 on beach and dune stability. LWI Report, 830, TU Braunschweig, 1998b.
- EAK: Empfehlungen des Ausschusses für Küstenschutzwerke. Ausschuss für Küstenschutzwerke der Deutschen Gesellschaft für Erd- und Grundbau e.V. und der Hafenbautechnischen Gesellschaft e.V. Die Küste 65, 2002.
- FÜHRBÖTER, A.; SPARBOOM, U. and WITTE, H.-H.: Großer Wellenkanal Hannover: Versuchsergebnisse über den Wellenaufbau auf glatten und rauhen Deichböschungen mit der Neigung 1 : 6. Die Küste 50, 1989.
- GEISENHAINER, P. and OUMERACI, H.: Large-scale experiments on dike-breaching and breach growth. Proc. International Conference on Coastal Structures (CSt, Venice, Italy), 2007.
- GEISENHAINER, P. and OUMERACI, H.: Large-scale experiments on dike breaching and breach growth. Proc. 31st International Conference on Coastal Engineering (ICCE, Hamburg, Germany), 2008.
- GL-GUIDELINES: Guidelines for the certification of offshore wind turbines. German Lloyds, Hamburg, 2005.
- GRÜNE, J. and FÜHRBÖTER, A.: Large Wave Channel for “full-scale modelling” of Wave Dynamics in Surf Zones. Proc. Symposium on Modelling Techniques, San Francisco, USA, Vol. I, 1975.
- HAYAKAWA, T.; KIMURA, K.; TAKAHASHI, S.; MUTTRAY, M.; KUDELLA, M. and OUMERACI, H.: Wave splash height on a high-mound composite breakwater. Proc. 4th International Conference on Hydrodynamics (ICHHD, Yokohama, Japan), Vol. 2, 2000.

- HILDEBRANDT, A.: Seegangsbelastung schlanker lotrechter Pfähle in Gruppenanordnungen. Graduate Thesis, TU Braunschweig, FZK, Bergische Universität Wuppertal (unpublished), 2006.
- HILDEBRANDT, A.; SPARBOOM, U. and OUMERACI, H.: Wave forces on group of slender cylinders in comparison to an isolated cylinder due to non-breaking waves. Proc. 31st International Conference on Coastal Engineering (ICCE, Hamburg, Germany), 2008.
- HUGHES, S.: Physical models and laboratory model techniques in coastal engineering, World Scientific Publishing, 1993.
- IRSCHIK, K.: Belastung von zylindrischen Pfahlstrukturen durch brechende und nicht brechende Wellen. PhD thesis to be submitted to TU Braunschweig, 2012.
- IRSCHIK, K.; OUMERACI, H. and SCHIMMELS, S.: Breaking criteria for laboratory experiments based on the Phase-Time Method (PTM). Proc. 32nd International Conference Coastal Engineering (ICCE, Shanghai, China), 2010.
- IRSCHIK, K.; SPARBOOM, U. and OUMERACI, H.: Breaking Wave Characteristics for the Loading of a Slender Pile. Proc. 28th International Conference on Coastal Engineering (ICCE, Auckland, New Zealand), 2002.
- IRSCHIK, K.; SPARBOOM, U. and OUMERACI, H.: Breaking Wave Loads on a Slender Pile in Shallow Water. Proc. 29th International Conference on Coastal Engineering (ICCE, Cardiff, UK), 2004.
- ISO/IEC: Design requirements for offshore wind turbines. ISO/IEC 61400-3, 2009.
- ISO: Actions from wave and currents on marine structures. ISO 21650, 2007.
- JUILFS, J.: Breaking wave loads on a vertical slender cylinder within a cylinder group. Student project report, TU Braunschweig (unpublished), 2006.
- KIMURA, K.; FUJIKI, T.; KAMIKUBO, K.; ABE, R. and ISHIMOTO, K.: Damages to vehicles on a coastal highway by wave action. Proc. International Conference on Coastal Structures '99 (CSt, Santander, Spain), Vol. 2, 2000.
- KOETHER, G.: Hydraulische Wirksamkeit getauchter Einzelfilter und Filtersysteme – Prozessbeschreibung und Modellbildung für ein innovatives Riffkonzept. PhD thesis, TU Braunschweig, LWI, 2002.
- KOETHER, G.; BERGMANN, H. and OUMERACI, H.: Wave attenuation by submerged filter systems. Proc. 4th International Conference on Hydrodynamics (ICHHD, Yokosuka, Japan), Vol. 2, 2000.
- KOETHER, G. and OUMERACI, H.: Schutzbauwerke für Sandstrände mit touristischer und ökologischer Bedeutung – Unterwasser-Filtersysteme, HANSA, Zentralorgan für Schifffahrt, Schiffbau, Hafen, Vol. 138, 11, 2001.
- KORTENHAUS, A. and OUMERACI, H.: Scale effects in modelling wave impact loading of coastal structures. Proc. Hydralab workshop on “Experimental research and its synergy effects with mathematical models”, Hannover, Germany, 2003.
- KUDELLA, M. and OUMERACI, H.: Wave-Induced Pore Pressure in the Sandy Seabed Underneath a Caisson Breakwater – Experimental Results of Large Scale Model Tests. Technical Report, TU Braunschweig, LWI, 2004.
- KUDELLA, M. and OUMERACI, H.: Pore pressure development in the sand bed underneath a caisson breakwater. Proc. 24th International Conference on Coastal Engineering 2004 (Lisbon, Portugal), Vol. 4, World Scientific, 2005.
- KUDELLA, M.; OUMERACI, H.; DE GROOT, M. B. and MEIJERS, P.: Large-scale experiments on pore pressure generation underneath a caisson. Journal of Waterway, Port, Coastal and Ocean Engineering, Vol. 132, 4, 2006.
- LE MEHAUTÉ, B.: Wave absorbers in harbours. Report no. 2–122, US Army Waterways Experiment Station, Vicksburg, USA, 1965.
- MORI, M.; YAMAMOTO, Y. and KIMURA, K.: Wave force and stability of upright section of high mound composite seawall. Proc. 31st International Conference on Coastal Engineering (ICCE, Hamburg, Germany), 2008.
- MUTTRAY, M.: Wave motion at and in rubble mound breakwaters-large-scale model and theoretical investigation, PhD thesis, TU Braunschweig, LWI, 2000.
- MUTTRAY, M. and OUMERACI, H.: Theoretical and experimental study on wave damping inside a rubble mound breakwater. Coastal Engineering, Vol. 52, 8, 2005.
- MUTTRAY, M.; OUMERACI, H.; SHIMOSAKO, K. and TAKAHASHI, S.: Hydraulic performance of high mound composite breakwater. Proc. 26th International Conference on Coastal Engineering (ICCE, Copenhagen, Denmark), 1998.

- MUTTRAY, M.; OUMERACI, H.; SHIMOSAKO, K. and TAKAHASHI, S.: Wave load on an innovative high mound composite breakwater: Results of large scale experiments and tentative design formulae. Proc. Conference on Coastal Structures '99 (CSt, Santander, Spain), Vol. 1, 2000.
- NEWE, J.: Methodik für großmaßstäbliche 2D-Experimente zum Strandverhalten unter Sturmflutbedingungen. PhD thesis, LWI, TU Braunschweig, 2002.
- NEWE, J.: Beach profile development under storm waves – Methodology for large-scale model testing and prediction formulae. Extended summary of PhD thesis, TU Braunschweig, LWI, 154, 2006.
- NICKELS, H. and HEERTEN, G.: Objektschutz Haus Kliffende. HANSA Zentralorgan für Schifffahrt, Schiffbau, Hafen, Vol. 137, 3, 2000.
- OUMERACI, H.: Scale effects in coastal hydraulic modelling. Proc. International Association for Hydro-Environment Engineering and Research (IAHR) Symposium on scale effects in modelling hydraulic structures (Esslingen, Germany), 1984.
- OUMERACI, H.: Scour in front of vertical breakwaters. Review of scaling problems. Proc. International Workshop on wave barriers in deep water. Port and Harbour Research Institute (Yokosuka, Japan), 1994a.
- OUMERACI, H.: Review and analysis of vertical breakwater failures: Lessons learned. Coastal Engineering. Special Issue on Vertical Breakwaters, Vol. 22 (1/2), 1994b.
- OUMERACI, H.: Forschungszentrum Küste (FZK). HANSA – Schifffahrt – Schiffbau – Hafen, Vol. 135, 6, pp. 63–67, 1998.
- OUMERACI, H.: Strengths and limitations of physical modelling in coastal engineering. In Evers, K.V. et al. (eds.), Proc. of Hydralab workshop on “Experimental research and its synergy effects with mathematical models”, Hannover, Germany, 1999.
- OUMERACI, H.: The sustainability challenge in coastal engineering. In Goda, Y. et al. (eds.), Keynote Lecture. Proc. 4th International Conference on Hydrodynamics (ICHD, Yokohama, Japan), Vol. 1, 2000.
- OUMERACI, H.: Breakwaters Part 2. In Agerschou, H. (ed.), Planning and design of ports and marine terminals, London, UK: Thomas Telford, 2004.
- OUMERACI, H.: Nearshore and Onshore tsunami effects. Background for DFG-Round Table Discussion, Hannover, 2006.
- OUMERACI, H.: Nonconventional wave damping structures. In Young C. Kim (ed.), Invited Chapter in Handbook of Coastal and Ocean Engineering, World Scientific, 2010a.
- OUMERACI, H.: Composite modelling in Coastal Engineering. Report HYDRALAB III, 2010b.
- OUMERACI, H.: Dimensional analysis, physical modelling and scaling. Chapter for Guidelines in ecological modelling. Hydralab IV (planned for publication by IAHR), 2010c.
- OUMERACI, H.; BLECK, M.; HINZ, M. and KÜBLER, S.: Large-scale model test for hydraulic stability of geotextile sand containers under wave attack. LWI Report, 878, 2002.
- OUMERACI, H.; CLAUSS, G. F.; HABEL, R. and KOETHER, G.: Unterwasser Filtersysteme zur Wellendämpfung. Final Report of BMBF-Research Project, 2001a.
- OUMERACI, H.; GRÜNE, J.; SPARBOOM, U.; SCHMIDT-KOPPENHAGEN, R. and WANG, Z.: Large-scale model investigation of scour development and scour protection for monopile foundations of offshore wind turbine in the North Sea. Final Report. Coastal Research Centre (FZK), Hannover, 2000a.
- OUMERACI, H.; HINZ, M.; BLECK, M. and KORTENHAUS, A.: Sand-filled geotextile containers for shore protection. Proc. 6th International Conference on Coastal and Port Engineering in Developing Countries (COPEDEC, Colombo, Sri Lanka), 2003.
- OUMERACI, H. and KOETHER, G.: Hydraulic performance of a submerged wave absorber for coastal protection. Advances in Coastal and Ocean Engineering, World Scientific, 2009.
- OUMERACI, H.; KORTENHAUS, A.; ALLSOP, N. W. H.; DE GROOT, M. B.; CROUCH, R. S., VRIJLING, J. K. and VOORTMAN, H. G.: Probabilistic design tools for vertical breakwaters. Balkema, 2001b.
- OUMERACI, H.; KORTENHAUS, A.; BREUSTEDT, H. and SCHLEY, P.: Hydraulic model investigations on breakwaters with a core made of geotextile sand containers. Report 933, LWI, TU Braunschweig, 2007.
- OUMERACI, H.; KUDELLA, M.; MUTTRAY, M.; KIMURA, K. and HAYAKAWA, T.: Wave runup and wave overtopping on a high mound composite breakwater. Final Report, 831, LWI, TU Braunschweig, 1998.

- OUMERACI, H.; KUDELLA, M. and STAAL, T.: Pre-design and preparatory works for the large-scale model tests on ELASTOCOAST revetment in GWK. Research Report no. 986, LWI, TU Braunschweig, 2009a.
- OUMERACI, H. and MUTTRAY, M.: Large scale model tests on a high-mound composite type breakwater. Research Report 818, LWI, TU Braunschweig, 1997.
- OUMERACI, H.; MUTTRAY, M.; KUDELLA, M.; KIMURA, K. and TAKAHASHI, S.: Wave loading of a high mound composite breakwater (HMCB) with splash reducers. Proc. 4th International Conference on Hydrodynamics (ICHHD, Yokohama, Japan), Vol. 2, 2000b.
- OUMERACI, H. and PARTENSKY, H. W.: Wave-induced pore pressure in rubble mound breakwaters – Results and data from large-scale model tests. Research Report, TPB3/91/01, FI, LU Hannover, 1991.
- OUMERACI, H. and RECIO, J.: Geotextile sand containers for shore protection. In Young C. Kim (ed.), Invited chapter in Handbook of Coastal and Ocean Engineering, World Scientific, 2010.
- OUMERACI, H.; SCHÜTTRUMPF, H.; KORTENHAUS, A.; KUDELLA, M.; MÖLLER, J. and MUTTRAY, M.: Untersuchungen zur Erweiterung bzw. zum Umbau des Deckwerks am Nordstrand von Norderney. Research Report 853, LWI, TU Braunschweig, 2000c.
- OUMERACI, H.; STAAL, T.; PFOERTNER, S. and LUDWIGS, G.: Hydraulic performance, wave loads and response of ELASTOCOAST revetments and their foundation. Keynote lecture. Proc. Journées Nationales du Génie Civil & Génie Cotier (Sables d'Olonne, France), 2010a.
- OUMERACI, H.; STAAL, T.; PFOERTNER, S. and LUDWIGS, G.: Hydraulic performance, wave loads and response of PBA revetments and their foundation. European Journal of Civil and Environmental Engineering (in press), 2011.
- OUMERACI, H.; STAAL, T.; PFOERTNER, S.; LUDWIGS, G. and KUDELLA, M.: Hydraulic performance, wave loads and response of ELASTOCOAST revetments and their foundation – A large scale model study. Final Report, Report 988, LWI, TU Braunschweig, 2009b.
- OUMERACI, H.; STAAL, T.; PFOERTNER, S.; KUDELLA, M.; SCHIMMELS, S. and VERHAGEN, H. H.: Hydraulic Performance Of Elastomeric Bonded Permeable Revetments And Subsoil Response To Wave Loads. Proc. 32nd International Conference on Coastal Engineering (ICCE, Shanghai, China), 2010b.
- PETERS, K.: Morphodynamics of sandy coast in the surf zone – Suspended load. PhD thesis, LWI Report 146, TU Braunschweig, 2000.
- PREPERNAU, U.; GRÜNE, J.; SPARBOOM, U.; SCHMIDT-KOPPENHAGEN, R.; WANG, Z. and OUMERACI, H.: Large-scale model study on scour around slender monopile induced by irregular waves. Proc. International Conference on Coastal Engineering (ICCE, Germany, Hamburg), 2008a.
- PREPERNAU, U.; GRÜNE, J. and OUMERACI, H.: Evaluation on composite modelling of piles and spheres – Task 5: Scour around vertical slender monopoles. Report HYDRALAB III, 2009.
- PREPERNAU, U.; GRÜNE, J.; SCHMIDT-KOPPENHAGEN, R.; WANG, Z. and OUMERACI, H.: Large-scale model tests on scour around slender monopile under live-bed conditions. Proc. Coastlab Conference (Italia, Bari), 2008b.
- RECIO, J. and OUMERACI, H.: Effect of deformations on the hydraulic stability of coastal structures made of geotextile sand containers. Journal of Geotextiles and Geomembranes, Vol. 25, 2007.
- RECIO, J. and OUMERACI, H.: Hydraulic permeability of GSC-structures: Laboratory results and conceptual model. Journal of Geotextiles and Geomembranes, 2008.
- RECIO, J. and OUMERACI, H.: New stability formulae for coastal structures made of geotextile sand containers. Coastal Engineering, Elsevier, 2009a.
- RECIO, J. and OUMERACI, H.: Processes affecting the hydraulic stability of GSC structures: experimental and numerical. Coastal Engineering, Elsevier, 2009b.
- SAATHOFF, F.; OUMERACI, H. and RESTALL, S.: Australian and German experiences on the use of geotextile containers. Journal of Geotextiles and Geomembranes, Vol. 25, 2007.
- SCHMIDT-KOPPENHAGEN, R., OUMERACI, H., GRÜNE, J., SPARBOOM, U. and WIENKE, J.: Freak-Wave Generation in the Large Wave Channel of Hannover. 1st EGU General Assembly-Natural Hazards, Poster no. EGU 04-A-02885, European Geosciences Union (EGU), 2004.

- SCHÜTTRUMPF, H.: Wellenüberlaufströmung bei Seedeichen. PhD thesis, TU Braunschweig, LWI, 2001.
- SCHÜTTRUMPF, H.; OUMERACI, H.; KIMURA, K.; HAYAKAWA, T. and MOELLER, J.: Wave overtopping on a high mound composite breakwater. Proc. International Conference on Coastal Structures '99 (CSt, Santander, Spain), Vol. 1, 2000.
- SCHÜTTRUMPF, H.; OUMERACI, H.; THORENZ, F. and MÖLLER, J.: Reconstruction and rehabilitation of a historical seawall at Norderney. In: Allsop, N. W. H. (ed.), ICE, Proc. Breakwaters, Coastal Structures and Coastlines, Thomas Telford (London, UK), 2002.
- SPARBOOM, U.: Naturmaßstäbliche Untersuchungen an Deckwerken im Großen Wellenkanal. Symp. „Deckwerke“ am 8. und 9.6.1988, Karlsruhe. Mitteilungsblatt der Bundesanstalt für Wasserbau, 66, 1988.
- SPARBOOM, U. and OUMERACI, H.: Wave loads on slender marine cylinders depending on the interaction effects of adjacent cylinders. Proc. 25th International Conference on Ocean, Offshore and Arctic Engineering (OMAE, Hamburg, Germany), 2006.
- STANCZAK, G. and OUMERACI, H.: Modeling sea dike breaching induced by breaking wave impact-laboratory experiments and computational model. Coastal Engineering, Elsevier, Vol. 59, 1, 2012.
- TAKAHASHI, S.; SHIMOSAKO, K.; OUMERACI, H.; MUTTRAY, M. and KIMURA, K.: Reduced wave overtopping characteristics of a new high mound composite breakwater: results of small-scale experiments. Proc. Conference on Coastal Structures '99 (CSt, Santander, Spain), Vol. 1, 2000.
- TUAN, T. Q. and OUMERACI, H.: A numerical model for wave overtopping of seadikes. Coastal Engineering, Vol. 57, 8, Elsevier, 2010.
- TUAN, T. Q. and OUMERACI, H.: Numerical modelling of wave overtopping induced erosion of grassed inner dike slopes seadikes. Natural Hazards (submitted), 2011.
- WIENKE, J.: Druckschlagbelastung auf schlanke zylindrische Bauwerke durch brechende Wellen. Theoretische und großmaßstäbliche Laboruntersuchungen. PhD thesis, TU Braunschweig, 2001.
- WIENKE, J. and OUMERACI, H.: Breaking wave impact force on a vertical and inclined slender pile – Theoretical and large-scale investigations. Coastal Engineering, Vol. 52, 2005.
- WOUTERS, J.: Slope revetment – Stability of geosystems. Delft Hydraulics Report, 1998.

Medcoast 2009 in Sochi, Russland

Von JÜRGEN JENSEN

Die Geschichte der MEDCOAST-Konferenzen

Die alle zwei Jahre stattfindende „MEDCOAST Conference“ ist eine interdisziplinäre Konferenz, die auf das integrierte Küsten- und Umweltmanagement des Mittelmeeres und des Schwarzen Meeres sowie allgemein der „closed“ und „semi-closed inland seas“ (z.B. Ostsee) fokussiert ist. Die Konferenz MEDCOAST 2009 war die 9. Konferenz dieser Folge und fand in der Zeit vom 10. bis 14. November 2009 in Sochi/Russland erstmals am Schwarzen Meer statt.

Die „MEDCOAST-Philosophie“, Wissenschaftlern und Praktikern eine Plattform zu geben, durch Erfahrungsaustausch neue Ideen zu entwickeln, die zu einem besseren Küsten- und Umweltmanagement in den Regionen des Mittelmeeres und Schwarzen Meeres führen, entstand in den frühen 90er Jahren; treibende Kraft ist dabei als Chairman von MEDCOAST Prof. Erdal Özhan von der Middle East Technical University, Ankara, Türkei.

Nach der Auftaktveranstaltung 1993 in der Türkei wurden im zweijährigen Abstand weitere Konferenzen im Rahmen der „MEDCOAST Conferences“ organisiert:

- 02.–05. Nov. 1993, Antalya/Türkei
- 24.–25. Okt. 1995, Tarragona/Spanien
- 11.–14. Nov. 1997, Qawra/Malta
- 09.–13. Nov. 1999, Antalya/Türkei, als gemeinsame Konferenz mit EMECS
- 23.–27. Okt. 2001, Hammamet/Tunesien
- 07.–11. Okt. 2003, Ravenna/Italien
- 25.–29. Okt. 2005, Kusadasi/Türkei
- 13.–17. Nov. 2007, Alexandria/Ägypten
- 10.–14. Nov. 2009, Sochi/Russland

MEDCOAST hat über die Jahre einen hohen Stellenwert im Bereich des integrierten Küsten- und Umweltmanagements erreicht und wurde mehrfach international ausgezeichnet und geehrt. Es entstand im Laufe der Konferenzen eine ständig wachsende „MEDCOAST-Familie“, die zahlreiche Wissenschaftler mit ähnlichen Zukunftsvisionen vereint. MEDCOAST wurde damit zu einer international bedeutenden wissenschaftlich und ökologisch orientierten Tagung für Küsten- und Umweltmanagement mit Schwerpunkt auf die Regionen des Mittelmeeres und Schwarzen Meeres. Im Laufe der Jahre wurden 23 Bände mit beachtlichen Ergebnissen auf insgesamt 16.000 Seiten sowie einige Spezialausgaben für internationale Journale veröffentlicht. Zusammen mit 4 Themenworkshops, einer Sonderkonferenz sowie 12 internationalen Summerschools hat diese im 2-jährigen Turnus stattfindende Konferenz eine ständig wachsende Gruppe von „MEDCOAST People“ geschaffen, aus der schon zahlreiche bedeutende Initiativen für Zusammenarbeit hervorgegangen sind.

Das Interesse an der Konferenz in Sochi war mit über 300 Abstracts von Kollegen aus 45 Ländern sehr hoch. Vor der Phase der Manuskripterstellung bis zur Teilnahme an der Konferenz nahm die Anzahl aufgrund der aufwendigen Anreise- bzw. Visa-Bedingungen und einiger organisatorischer Probleme leider ab. Außerdem konnten wegen der knappen Mittel für Teilnehmer aus Drittländern nicht alle Manuskripte in das Konferenzprogramm aufgenommen werden.

MEDCOAST 09 - Highlights

Eines der Highlights in Sochi war das Start-up des EU-geförderten PEGASO-Projektes; PEGASO unterstützt den Ausbau der Kapazitäten im integrierten Küstenmanagement in Ländern des Mittelmeeres und des Schwarzes Meeres.

Ziel dieses Projektes ist der Ausbau bestehender Kapazitäten und die Entwicklung neuer gemeinsamer Lösungsansätze zur Unterstützung der integrierten Strategien für die *Küsten- und Meeresbereiche* des Schwarzen Meers und des Mittelmeers. Diese Ansätze sollen mit *den ICZM-Richtlinien (Integrated Coastal Zone Management) für das Mittelmeer im Einklang stehen und mit diesen kompatibel sein*. Durch die Einführung einer ICZM-Plattform können Wissenschaftler und Nutzergemeinschaften Daten und Informationen untereinander austauschen. Die Vorstellung des Projektes mit ausführlicher Diskussion der Ziele erfolgte zum Projektstart von PEGASO mit allen MEDCOAST-Teilnehmern. Das Konsortium besteht aus 25 Partnern aus 16 Ländern (u.a. Frankreich, Großbritannien, Belgien, Italien und sogar der Schweiz, Deutschland ist leider nicht vertreten). Das Projekt mit einem Umfang von rund 7 Mio. Euro startet im Januar 2010 und endet im Dezember 2013.

Küstenerosionen infolge von Meeresspiegelerhöhungen/Landsenkungen stellen ein großes Problem an den Küsten des Mittelmeeres und des Schwarzen Meeres dar. Als dramatisches Beispiel kann die Emilia-Romagna-Küste in Italien (südlich der Po-Mündung) angeführt werden; in diesem Küstenabschnitt mit etwa 100 km Länge ist eine Landsenkung von über 1 m in der Zeit von 1953 bis 2008, d. h. ein relativer Meeresspiegelanstieg von etwa 20 mm pro Jahr, beobachtet worden. Das Po-Delta muss mit Pumpsystemen weitestgehend künstlich entwässert werden und weist erhebliche Versalzungen auf. Ursachen für diese Landsenkung sind im Wesentlichen eine Küstensenkung durch Setzungs- und Verdichtungseffekte (mit 2–3 mm pro Jahr über die letzten 2500 Jahre) und Trinkwasserentnahmen durch eine Vielzahl von Brunnen und Gasentnahmen im Land- und Küstenbereich. Weiterhin tragen auch die Maßnahmen zur Landnutzung in den Lagunen zu diesem extrem hohen relativen Meeresspiegelanstieg/Landsenkung bei. Umfangreiche Küstenschutzmaßnahmen zum Schutz der Strände in dieser für Italien extrem wichtigen Tourismusregion sind zukünftig erforderlich.

Insgesamt haben etwa 150 Referenten aus 16 Ländern mit Beiträgen und Poster Sessions an der MEDCOAST 09 teilgenommen. Aus Deutschland war nur der Verfasser mit zwei Vorträgen „Extreme Value Analysis of Baltic Sea Water Levels using Observed, Historical and Modeled Data“ (Co-Autor Christoph Mudersbach) sowie „Investigation of Mean Sea Level and Tidal Dynamics in the light of Climate Change“ (Co-Autoren Thomas Wahl und Christoph Blasi) beteiligt.

MEDCOAST 09 war eine sehr spannende Konferenz, die viele Anregungen für die Aufgabenstellungen an den deutschen Küsten beinhaltete und gute Ansätze für Kooperationen eröffnete.

32nd International Conference on Coastal Engineering 2010 in Shanghai, China

Von CORDULA BERKENBRINK, GERALD HERRLING, JÜRGEN JENSEN und STEFANIE LORKE

1. Einleitung

Nachdem im Sommer 2008 die „International Conference on Coastal Engineering (ICCE)“ in Hamburg abgehalten wurde, fand die 32nd ICCE vom 30. Juni bis 5. Juli 2010 im chinesischen Shanghai statt. Die Organisation der Konferenz unterlag der „Chinese Ocean Engineering Society“ und wurde von dem dort ansässigen Forschungsinstitut für Wasserbau in Nanjing, der Shanghai Jiaotong Universität und der East China Normal Universität unter der Schirmherrschaft des „Coastal Engineering Research Council (CERC)“ und dem „Coasts, Ocean, Ports and Rivers Institute (COPRI)“ in der „American Society of Civil Engineers (ASCE)“ ausgeführt, von der die Veranstaltung der Konferenz an Bewerber vergeben wird.

2. Konferenzort

Im Herzen des modernen Finanzviertels Lujiazui in Pudong, umgeben von gewaltigen Wolkenkratzern (Abb. 1), wie dem bekannten „Oriental Pearl“-Fernsehturm und unweit des Flusses Huangpu, befanden sich die Konferenzräume auf vier Etagen des „Shanghai International Convention Center (SICC)“. Shanghai ist mit seinen mehr als 19 Mio. Einwohnern wirtschaftlicher Dreh- und Angelpunkt des Landes und dies nicht zuletzt wegen seines bedeutenden Handelshafens.



Abb. 1: Stadtteil Pudong am Fluss Huangpu in Shanghai

3. Teilnehmer

Die ICCE 2010 in Shanghai haben 650 Teilnehmer aus rund 45 verschiedenen Ländern besucht. Deutschland war mit Beiträgen von mehr als 30 Teilnehmern, die aus der Forschung universitärer und außeruniversitärer Institute sowie aus der Arbeit von Fachbehörden resultierten, vertreten (Abb. 2).

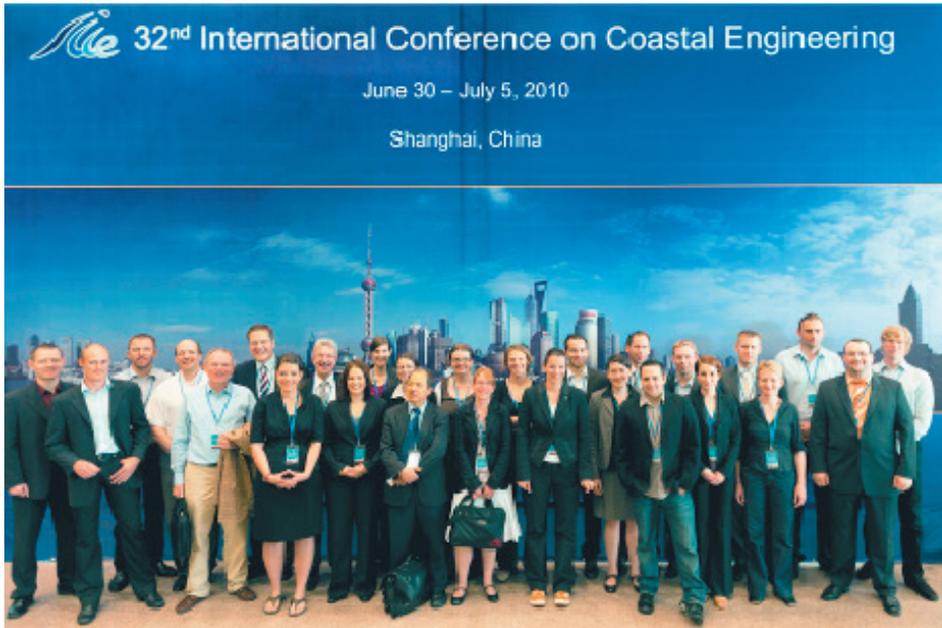


Abb. 2: Deutsche Teilnehmer in Shanghai (Foto: M. H. Jürgens)

4. Konferenzinhalte

Die Konferenz wurde durch einen ausführlichen Vortrag von Xie Shileng von CCCC First Harbor Consultants, Zou Qihua und Prof. Dou Xiping, beide vom Nanjing Hydraulic Research Institute (NHRI), über die Entwicklung des Küsteningenieurwesens in China eingeleitet. Der Schwerpunkt lag hierbei auf den baulichen Projekten der letzten zwanzig Jahre. Neben Küstenschutzstandards wurden spezielle Projekte wie die Tiefwasserfahrinne im Yangtze-Ästuar, diverse Hafenbauten an der Küste und in den Ästuaren des Yangtze und Pearl sowie große Brückenbauprojekte vorgestellt. Abschließend wurden die Perspektiven des chinesischen Monitoring-Systems diskutiert und ein Ausblick zur zukünftigen Entwicklung gegeben.

Die 441 angenommenen 15-minütigen Vorträge wurden in fünf parallel laufenden Vortragsreihen themenweise eingeordnet. Dazu wurden 55 Poster präsentiert, die durch eine fünfminütige Präsentation kurz vorgestellt und auf der jeweiligen Etage lediglich an dem Tag der Präsentation aufgehängt wurden. Somit konnten sie von vielen Konferenzteilnehmern nicht gelesen bzw. mit den Autoren diskutiert werden. Im Erdgeschoss befanden sich die insgesamt 16 Ausstellungsstände, bei denen sich die Besucher über Forschung und Wirtschaft im Küsteningenieurwesen informieren konnten.

Für vier der Sitzungen wurden deutsche Leiter benannt: Professor H. Oumeraci vom Leichtweiß-Institut für Wasserbau der TU Braunschweig, Dipl.-Ing. H. Niemeier und Dipl.-Ing. R. Kaiser von der Forschungsstelle Küste im Niedersächsischen Landesbetrieb für Wasserwirtschaft, Küsten- und Naturschutz sowie Professor J. Jensen vom Forschungsinstitut Wasser und Umwelt der Universität Siegen.

Die Themengebiete der Konferenz lauteten:

- A) Seegang
 - Wellenanalyse und Modellierung
 - Wellenausbreitung und Dämpfung
 - wind- und zykloninduzierte Wellen
 - lange Wellen, extreme Wellen und Wellengruppen
 - Wechselwirkung zwischen Wellen und Strömung
 - Sturmfluten

- B) Prozesse an Küsten und im Ästuar
 - Hydromechanik im Küstenbereich
 - Küstenschutz
 - Entwicklung der Küsten und Strandbereiche
 - Dynamik der Brandungszone, Rippströmung und Wasserstände
 - Dynamik der Ästuare
 - Entwicklung und Management der Ästuare
 - Morphologie

- C) Belastung von Bauwerken
 - Wellenauf- und Wellenüberlauf
 - Druckschlag
 - Wellen im Hafengebiete
 - Stabilität und Design von Wellenbrechern
 - künstliche Formsteine
 - Unterwasserbauwerke
 - Wechselwirkung zwischen Wellen und Bauwerken

- D) Sediment
 - Sedimenttransport und Modellierung
 - Morphodynamik und Modellierung
 - Entwicklung von Stränden und Dünen
 - Kolkbildung
 - Häfen und Kanäle
 - Wellengrenzschicht

- E) Extremereignisse und Tsunamiforschung
 - Tsunamis: Modellierung und Risikomanagement
 - Meeresspiegelanstieg, Sturmflutkatastrophen und Klimawandel
 - Monitoring und Messtechniken
 - Wasserqualität und Versorgung
 - Küsten- und Hafenmanagement
 - Wellenenergiewandler

5. Exkursionsziele

Insgesamt wurden vier Exkursionen für interessierte Konferenzteilnehmer am Samstagvormittag des 3. Juli organisiert. Eine Führung zu den Attraktionen der 41. Weltausstellung EXPO 2010 unter dem Motto „Bessere Stadt, besseres Leben“, die mit ihren 200 Pavillons und Ausstellungen von 240 Ländern und Regionen zu der größten ihresgleichen gekürt wurde, sollte interessierten Konferenzteilnehmern nicht vorenthalten bleiben.

Neben der Besichtigung des Shanghaier Hafengeländes im Gebiet um Waigaoqiao konnten auch Exkursionen zu dem Yangtze-Ästuar unternommen werden, welches das Projektgebiet zahlreicher aktueller Großbaustellen und auf der Konferenz vorgestellter Untersuchungen ist. Interessierte mussten sich hier zwischen einer Besichtigung des bereits teilweise fertiggestellten und operierenden, internationalen Tiefwasserhafens und einer Schifffahrt mit dem Schnellboot entlang der Strombaumaßnahmen an der Mündung des Yangtze entscheiden. Die morphologisch sehr dynamische Mündung des sich in mehrere Ströme aufteilenden Yangtze-Ästuars ist zum Zweck einer dauerhaften Erreichbarkeit der stromauf liegenden Häfen durch zwei ca. 50 km lange Leitdämme und entsprechende Vertiefungen des Fahrwassers korrigiert worden.

6. Beiträge deutscher Konferenzteilnehmer

- ALBERS, T.; MUCH, D.; OHLE, N.; VON LIEBERMAN N. and FALKE, E.: Morphodynamic Processes in Estuaries – Comparison of Marine and Limnic Tidal Flats.
- AHMARI, A.; OUMERACI, H. and GRUENE, J.: Comparative Analysis of Suspended Sand Concentration with Different Techniques in a Rippled Bed Regime.
- BERKENBRINK, C.; KAISER, R. and NIEMEYER, H. D.: Mathematical Modelling of Wave Overtopping at Complex Structures: Validation and Comparison.
- BRÜHL, M. and OUMERACI, H.: Analysis of Soliton Fission over a Submerged Structure Using “Nonlinear Fourier Transform”.
- BRUSS, G.; GÖNNERT, G. and MAYERLE, R.: Extreme Scenarios for Coastal Protection at the North Sea – A Numerical Model Study.
- BURZEL, A.; KORTENHAUS, A. and OUMERACI, H.: Integrated Flood Risk Analysis for Extreme Storm Surges.
- DONNER, M.; PASCHE, E. and NEHLSSEN, E.: Long-Term Approach for Morphodynamic Processes in Tidal Marsh-Watercourses.
- FALKE, E.; ALBERS, T. and PASCHE, E.: A Hydro-Morphodynamic Numerical Model of A Wadden Sea Area.
- FICKERT, M. and STROTMANN, T.: An Empirical Approach to Detect An Accelerated Sea Level Rise.
- GELFORT, A.; LADAGE, F. and STOSCHEK, O.: Numerical Modelling of Morphodynamic Changes in the Jade Estuary – Germany.
- GOSEBERG, N. and SCHLURMANN, T.: Numerical Study on Tsunami Run-up and Inundation Influenced by Macro Roughness Elements.
- HERRLING, G.; KNAACK, H.; KAISER, R. and NIEMEYER, H. D.: Evaluation of Design Water Levels at the Ems Estuary Considering the Effects of a Storm Surge Barrier.
- IRSCHIK, K.; OUMERACI, H. and SCHIMMELS, S.: Breaking Criteria for Laboratory Experiments Based on the Phase-Time Method (PTM).

- JENSEN, J.; WAHL, T. and FRANK, T.: Improved Estimates of Sea Level Change in the South-Eastern North Sea Since 1844.
- JIMENEZ, N. and MAYERLE, R.: A Methodology to Simulate Medium Term Morphological Changes in A Practical Computing Time.
- KAISER, R.; KNAACK, H. and NIEMEYER, H. D.: Examination of Climate Change Adaptation Strategies for Coastal Protection.
- KONGKO, W. and SCHLURMANN, T.: The Java Tsunami Model: Using Highly-Resolved Data to Model the Past Event and to Estimate the Future Hazard.
- KOPPE, B. and BRINKMANN, B.: Opportunities and Drawbacks of Mobile Flood Protection Systems.
- KOS'YAN, R.; GRÜNE, J.; DIVINSKIY, B.; PODYMOV, I.; VINCENT, C.; AHMARI, A. and OUMERACI, H.: The Dependence of Suspended Sand Concentration on the Degree of Storm Development.
- LEHNER, S.; LI, X.-M.; PLESKACHEVSKY, A. and BRUCK, M.: Spatial Variations of Ocean Surface Waves Measured by Terrasar-X and Nautical X-Band Marine Radar.
- LORKE, S.; BRÜNING, A.; BORNSCHEIN, A.; GILLI, S.; POHL, R.; SPANO, M.; VAN DER MEER, J.; WERK, S. and SCHÜTTRUMPF, H.: On the Effect of Wind and Current on Wave Run-up and Wave Overtopping.
- LUDWIGS, G.; OUMERACI, H. and STAAL, T.: Wave Loads on and Beneath Bonded Permeable Revetments.
- MAI, S.; WILHELMI, J. and BARJENBRUCH, U.: Wave Height Distributions in Shallow Waters.
- MAI, T. C.; WILMS, M.; HILDEBRANDT, A. and SCHLURMANN, T.: Comparison of Drag and Inertia Coefficients for A Circular Cylinder in Random Waves Derived from Different Methods.
- MARTINELLI, L.; TIRINDELLI, M.; ALDERSON, J. and SCHIMMELS, S.: Wave Loads on Exposed Jetties: Description of Large Scale Experiments and Preliminary Results.
- MUDERSBACH, C. and JENSEN, J.: An Advanced Statistical Extreme Value Model for Evaluating Storm Surge Heights Considering Systematic Records and Climate Scenarios.
- MÜLLER-NAVARRA, S. H. and BORK, I.: Development of An Operational Elbe Tidal Estuary Model.
- NAULIN, M.; KORTENHAUS, A. and OUMERACI, H.: Failure Probability of Flood Defence Structures/Systems in Risk Analysis for Extreme Storm Surges.
- NGUYEN, D.; ETRI, T.; RUNTE, K.-H. and MAYERLE, R.: Morphodynamic Modeling of A Tidal Channel Near An Oil Platform Using Process-Based Model.
- NIEMEYER, H. D.; KAISER, R. and BERKENBRINK, C.: Increasing Overtopping Security as a Countermeasure to Accelerating Sea-Level Rise.
- OUMERACI, H.; STAAL, T.; PFÖRTNER, S.; KUDELLA, M.; SCHIMMELS, S. and VERHAGEN, H.-J.: Hydraulic Performance of Bonded Permeable Elastomeric Revetments and Subsoil Response to Wave Loads.
- PFOERTNER, S.; OUMERACI, H.; KUDELLA, M. and KORTENHAUS, A.: Wave Loads and Stability of New Foundation Structure for Offshore Wind Turbines Made of Ocean Brick System (OBS).
- RAHLF, H. and SCHÜTTRUMPF, H.: Critical Overtopping Rates for Brunsbüttel Lock.
- SCHLAMKOW, C.; DREIER, N. and FRÖHLE, P.: Investigations to the Effects of Climate Changes to the Sea State at the German Part of the Baltic Sea.
- SCHLURMANN, T.; KONGKO, W.; GOSEBERG, N.; NATAWIDJAJA, D. and SIEH, K.: Near-Field Tsunami Hazard Map Padang, West Sumatra: Utilizing High Resolution Geospatial Data and Reasonable Source Scenarios.

- STAHLMANN, A. and SCHLURMANN, T.: Physical Modeling of Scours Around Tripod Foundation Structures for Offshore Wind Energy Converters.
- VON STORCH, H.; FESER, F. and BARCIKOWSKA, M.: An Attempt to Homogeneously Describe 60 Years Statistics of Tropical Cyclone Activity in E Asia, 1948–2007.
- WEICHBRODT, F.; SCHLAMKOW, C. and HAVERLAND, T.: Investigations on Functional Design of Wave Protection Structures and Layout for A Special Situated Marina.
- WITTING, M.; WEHMEYER, C. and NIEMEYER, H.-D.: Medium-Term Morphodynamic Modelling of Mixed Mud and Sand in the Tidal Basin Jadebusen.
- WAHL, T.; JENSEN, J. and MUDERSBACH, C.: A Multivariate Statistical Model for Advanced Storm Surge Analyses in the North Sea.
- ZORNDT, A.; WURPTS, A.; SCHLURMANN, T.; OHLE, N. and STROTMANN, T.: Dune Migration and Sand Transport Rates in Tidal Estuaries: the Example of the River Elbe.

7. D a n k s a g u n g

Die Autoren danken dem Kuratorium für Forschung im Küsteningenieurwesen für die finanzielle Unterstützung bei der Teilnahme an der ICCE 2010 in Shanghai.

Die nächste ICCE wird 2012 in der Zeit vom 1. bis 6. Juli in Santander (Nordspanien) stattfinden.

Deltas in Times of Climate Change in Rotterdam, Niederlande

Von FREDERIK M. TREUEL

Zusammenfassung

Vom 29. September bis zum 1. Oktober 2010 fand in Rotterdam die internationale Konferenz „Deltas in Times of Climate Change“ statt. Über 1200 registrierte Teilnehmer aus allen Teilen der Welt präsentierten und diskutierten in 72 Sessions die neusten Erkenntnisse der Wissenschaft zur Entwicklung von Fluss-Deltas im Zeichen des klimatischen Wandels. Organisiert wurde die Konferenz von den zwei holländischen Klimaforschungsprogrammen „Knowledge for Climate“ und „Climate changes Spatial Planning“ in Kooperation mit der Stadt Rotterdam.

Schlagwörter

Reisebericht, Konferenz, Deltas, Klimawandel, Rotterdam

Summary

The first international delta conference „Deltas in Times of Climate Change“ was hosted in Rotterdam from 29th of September to 1st of October 2010. The conference attracted over 1.200 participants from all over the world and from different backgrounds: science, policy and practice. The participants debated climate adaptation strategies for deltas and delta cities and exchanged knowledge, which was offered in more than 70 sessions. The conference was organized by the two official Dutch climate research programs Knowledge for Climate and Climate changes Spatial Planning, and the City of Rotterdam.

Keywords

Travel report, conference, deltas, climate change, Rotterdam

1. Zielsetzung der Konferenz

Die Konferenz hatte zum Ziel, Wissenschaftler, Behördenvertreter, Politiker und Firmen zusammenzubringen, um Kenntnisse und Erfahrungen auszutauschen, welche den „Delta-Cities“ helfen sollen, sich auf den Klimawandel einzustellen und anzupassen.

2. Zusammenfassung des Programms

Eröffnet wurde die Konferenz am 29. Oktober 2010 mit Beiträgen von hochkarätigen Rednern wie Kronprinz Willem-Alexander von Oranien-Nassau und Ahmed Aboutaleb, Bürgermeister der Stadt Rotterdam. Die fachliche Einstimmung des Auditoriums zum Kli-

mawandel und Meeresspiegelanstieg erfolgte durch Beiträge von Michael Oppenheimer (Princeton University, USA) und Pavel Kabat (Climate changes Spatial Planning). Das wissenschaftliche Vortragsprogramm von Mittwochnachmittag bis Freitagvormittag wurde eingerahmt durch Messestände und Fachexkursionen (Abb. 1). Erweitert wurde das wissenschaftliche Programm durch Round-Table-Diskussionen und spezifischen Delta-Sessions.



Abb. 1: Fachexkursion in den Rotterdamer City-Port

Aus deutscher Sicht besonders hervorzuheben ist hier die Regional-Elbe/Hamburg-Session unter der Leitung von Hans von Storch (GKSS) mit Beiträgen von Nicole von Lieberman und Manfred Meine (Hamburg Port Authority), Julika Dörfer, Susanne Heisse, Beate Ratter und Ralf Weisse (GKSS) sowie Antje Stokman (Studio Urbane Landschaften) und Kai Jenssen (Biozentrum Klein Flottbek). Weitere Vorträge aus dem Küsteningenieurwesen wurden geleistet von Jan-Moritz Müller (Landesbetrieb Straßen, Brücken und Gewässer) sowie Frederik Treuel (Technische Universität Hamburg-Harburg). Posterpräsentationen aus dem Bereich Küsteningenieurwesen wurden gehalten von Ingrid Holzwarth und Elisabeth Rudolph (Bundesanstalt für Wasserbau), Astrid Sudau (Bundesanstalt für Gewässerkunde) und Jens Kappenberg (GKSS).

3. Bewertung des wissenschaftlichen Programms

Die Auswahl der Vorträge für das wissenschaftliche Programm wurde von einem Revisions-Komitee, bestehend aus 30 international anerkannten Wissenschaftlern, unter der Leitung von Pavel Kabat durchgeführt. Der Informationsgehalt des wissenschaftlichen Programms kann somit als hoch eingestuft werden.

4. Weitergehende Informationen

Das Programm sowie sämtliche Informationen zur Konferenz können auf der offiziellen Homepage der Konferenz eingesehen werden (www.climatedeltaconference.org). Die wissenschaftlichen Vorträge stehen als MP3-Format zum Download zur Verfügung (http://www.rotterdamclimateinitiative.nl/delta_cities_website/conference_delta_cities).