Leichtweiß-Institut für Wasserbau
Hydromechanik und Küsteningenieurwesen
Technische Universität Braunschweig

Institut für Grundbau und Bodenmechanik,
Felsmechanik und Tunnelbau
Universität Essen

(LWI Bericht Nr. 872)

Belastung der Binnenböschung von Seedeichen durch Wellenüberlauf

- Abschlußbericht -

Braunschweig/Essen, November 2001

Professor Dr.-Ing. H. Oumeraci
Dipl.-Ing. J. Möller
Dr.-Ing. H. Schüttrumpf

Professor Dr.-Ing. W. Richwien
Dipl.-Ing. R. Weissmann

Inhaltsverzeichnis

1 Einleitung 1
2 Allgemeiner Zusammenhang 2
2.1 Stand der Forschung beim Start des Projektes 3
2.2 Zielsetzung des Projektes 6
3 Hydromechanische Untersuchungen 8
3.1 Beschreibung der Modellversuche und Versuchsprogramm 8
3.2 Anmerkungen zum Seegang und zu den Wasserständen 12
3.3 Wellenauflauf (Strömungsgrößen auf den Deichaußenböschung) 14
3.3.1 Ermittlung der Wellenauflaufhöhe 16
3.3.2 Strömungsgrößen auf der Deichaußenböschung 19
3.4 Wellenüberlauf 22
3.4.1 Deichschäden infolge Wellenüberlaufs 23
3.4.2 Mittlere Wellenüberlaufraten 25
3.4.3 Strömungsgrößen auf der Deichkrone und Deichbinnenböschung 26
4 Bodenmechanische Untersuchungen 33
4.1 Bodenmechanische Voruntersuchungen 34
4.1.1 Untersuchungsumfang 34
4.1.2 Ergebnisse der bodenmechanischen Voruntersuchungen 34
4.1.3 Bewertung der Versuchsböden 38
4.2 Testfeldversuche (Teil II) 39
4.2.1 Versuchsaufbau und Untersuchungsumfang 39
4.2.2 Ergebnisse 41
4.3 Modellversuche zur Interaktion Boden - Überlaufschwall an durchlässiger Binnenböschung 42
4.3.1 Versuchsaufbau und Untersuchungsumfang 43
4.3.2 Ergebnisse 45
4.4 Beschreibung der möglichen Versagensformen 53
4.4.1 Allgemeine Beschreibung und Überblick 53
4.4.2 Gefährdung der Standsicherheit durch Infiltration 54
4.4.3 Gefährdung der Standsicherheit durch Erosion der Binnenböschung . . 59
4.5 Auswertung und Interpretation der bodenmechanischen Ergebnisse 62
5 Zusammenfassung, Bewertung der Gesamtergebnisse und Ausblick 63
5.1 Zusammenfassung und kritische Bewertung 63
5.2 Aufgaben für die weitere Forschung 66
6 Zusammenarbeit mit anderen Wissenschaftlern und Institutionen 69
7 Schrifttum 70
8 Zusammenstellung der Veröffentlichungen, Berichte und Vorträge zum Forschungsprojekt 73

Abbildungsverzeichnis

Abbildung 1: Schadensentwicklung auf der Deichbinnenböschung bis zum Deichbruch
Abbildung 2: Versuchsaufbau 1:6 Deich - Blick in Richtung der Wellenmaschine
Abbildung 3: Deichquerschnitt und Ansichten im GWK, Hannover
Abbildung 4: Position der Meßgeräte auf dem Deich im Großen Wellenkanal
Abbildung 5: Variation der untersuchten Doppelpeakspektren
Abbildung 6: Übersicht über die Orte, an denen Wellenspektren in der Natur gemessen wurden
Abbildung 7: Vergleich von generierten und analysierten Wellenspektren im Großen Wellenkanal, beispielhaft für einige typische Naturspektren (für die Lage der Meßstationen siehe Abb. 6)
Abbildung 8: Bestimmung der Wellenparameter am Deichfuß
Abbildung 9: Bestimmung der Wellenauflaufhöhe
Abbildung 10: Verlauf des Deichschadens auf der Außenböschung
Abbildung 11: Bestimmung der Schichtdicken und Auflaufgeschwindigkeiten auf der Deichaußenböschung
Abbildung 12: Entwicklung eines Deichschadens auf der Insel Romö (Dänemark)
Fotos: Piontkowitz; Kystdirektoratet; Lemvig
Abbildung 13: Bestimmung mittlerer Wellenüberlaufraten
Abbildung 14: Validation eines theoretischen Ansatzes für Überlaufgeschwindigkeiten auf der Deichkrone durch Messungen im Großen Wellenkanal
Abbildung 15: Berechnungsansätze für das Strömungsfeld auf der Deichkrone
Abbildung 16: Bestimmung der Schichtdicken und Überlaufgeschwindigkeiten auf der Deichbinnenböschung
Abbildung 17: Korngrößenverteilungen der drei Versuchsböden
Abbildung 18: Plastizitätsdiagramm nach Casagrande
Abbildung 19: Undrainierte Scherfestigkeit c_u von Cäciliengroden in Abhängigkeit vom Wassergehalt w
Abbildung 20: Scherfestigkeit in Abhängigkeit von der Konsistenzzahl I_C
Abbildung 21: Testfeld 1 (Deichkrone), Testfeld 2 (Deichbinnenböschung)
Abbildung 22: Ergebnisse der Wassergehaltsmessung
Abbildung 23: Querschnitt des Deiches im GWK mit Kleiabdeckung auf der Krone und Binnenböschung
Abbildung 24: Bewässerung des Kleibodens
Abbildung 25: Vergleich der Überströmungsgeschwindigkeit, Überstauhöhe (Schichtdicke) und Sohlschubspannungen des Wellenüberlaufschwalls auf der Deichkrone
Abbildung 26: Wassergehaltsverteilung in der Deichkrone (05.04.2001) zu verschiedenen Versuchszeitpunkten
Abbildung 27: Wassergehaltsverteilung in der Binnenböschung (05.04.2001)

Abbildung 28: Wassergehalt - Saugspannungs Beziehung an verschiedenen Meßpositionen im Deich
Abbildung 29: Ausmaß der Erosion auf der Binnenböschung am Ende der Versuche
Abbildung 30: Versagensstadien der Deichbinnenböschung infolge Infiltration und hangparallelem Gleiten
Abbildung 31: Definition der Strömungsrichtung bei Infiltration
Abbildung 32: Definitionsskizze Hangparalleles Gleiten
Abbildung 33: Sicherheit gegen hangparalleles Gleiten
Abbildung 34: Schubspannungen τ in Abhängigkeit von der Überstauhöhe $h_ü$ und der Geschwindigkeit der überlaufenden Welle v
Abbildung 35: Veränderung der Scherfestigkeit durch Wasseraufnahme im oberflächennahen Bereich

Tabellenverzeichnis

Tabelle 1: Übersicht über die bodenmechanischen Kennwerte der drei Versuchsböden
Tabelle 2: Übersicht über die durchgeführten Testfeldversuche
Tabelle 3: Versuchsparameter

1 Einleitung

See- und Stromdeiche der Deichhauptlinie schützen die Deutschen Küstengebiete auf einer Gesamtlänge von rund 1400 km. Sie stellen damit einen wichtigen Beitrag für den Küstenschutz dar. Deichbrüche und Deichschäden sind bei den Katastrophensturmfluten der Jahre 1962 und 1976 überwiegend von der Binnenböschung ausgegangen und durch überlaufende Wellen verursacht worden. Aufgrund veränderter Klimabedingungen und der stochastischen Natur des Seegangs sowie des maßgebenden Wasserstands kann Wellenüberlauf auch bei heutigen, dem Stand der Technik entsprechenden Seedeichen nicht ausgeschlossen werden und muß daher bei der Bemessung berücksichtigt werden. Die Wellenüberlaufmenge allein ist dabei kein Kriterium für die Bemessung von Seedeichen. Vielmehr sind die hydrodynamischen Prozesse des Wellenüberlaufs und die Interaktion mit dem anstehenden Boden maßgebend. Die Strömungsgrößen und Schichtdicken des Wellenauflaufs und Wellenüberlaufs sind sowohl für die Erosion als auch für die Infiltration der Kleidecke und damit für die Deichsicherheit verantwortlich. Diese Parameter stellen die direkten Belastungsgrößen auf die Deichoberfläche dar. Grundlegende Kenntnisse über diese Strömungsgrößen lagen vor Beginn der hier dargestellten Untersuchungen nicht vor.

Im Rahmen des Forschungsprojektes wurden klein- und großmaßstäbliche Modellversuche zur Ermittlung der hydrodynamischen Strömungsgrößen und der bodenmechanischen Kenngrößen beim Wellenüberlauf durchgeführt. In diesem Bericht werden zunächst allgemeine Zusammenhänge auf deren Grundlage dieses Projekt initiiert wurde und die daraus abgeleiteten Ziele des Projektes dargestellt un dann die Ergebnisse der einzelnen Projektphasen kurz beschrieben.

Die durchgeführten Modellversuche und die wesentlichen Ergebnisse werden sowohl aus hydromechanischer als auch aus bodenmechanischer Sicht beschrieben. Die Ergebnisse der großmaßstäblichen Modellversuche im Großen Wellenkanal des Forschungszentrums Küste in Hannover (GWK) werden mit den bereits gewonnenen Ergebnisse aus den kleinmaßstäblichen Modellversuchen zu den Strömungsgrößen beim Wellenüberlauf verglichen. Außerdem werden Berechnungsansätze für die Beschreibung des Strömungsfeldes beim Wellenüberlauf auf Grundlage der Modellversuche vorgeschlagen, die für die Bemessung von Seedeichen eingesetzt werden können. Diese hydrodynamischen Größen des Wellenüberlaufs dienen als Eingangsdaten für die Standsicherheitsberechnung unter Berücksichtigung der Infiltration und der Festigkeitsveränderungen der Deckschicht auf der Deichkrone und der Deichbinnenböschung bei Wasseraufnahme. Die Meßergebnisse aus den bodenmechanischen Versuchen werden mit den entwickelten Modellansätzen zur Infiltration und Erosion verglichen und bewertet.

Abschließend werden die gemeinsamen Ergebnisse zu den hydrodynamischen und bodenmechanischen Prozessen, die beim Wellenüberlauf auftreten, diskutiert, die Umsetzung der Forschungsergebnisse in der Praxis werden aufgezeigt und der weitere Forschungsbedarf wird dargestellt.

2 Allgemeiner Zusammenhang

Bei den Sturmflutkatastrophen von 1825, 1953, 1962 und 1976 traten sehr häufig Deichschäden an der Binnenseite der Seedeiche auf, die zum Versagen der Deiche und letztendlich zur Überflutung großer Flächen geführt haben (OUMERACI u. SCHÜTTRUMPF, 1997). Infolge der nicht ausreichenden Kronenhöhe kam es zum Wellenüberlauf und die Deiche wurden auf der Binnenseite zerstört. In den Jahren nach den Sturmfluten wurden die Deiche erhöht und die Neigung der Außenböschung wurde abgeflacht. Dennoch kann ein Wellenüberlauf im Sturmflutfall aufgrund der Unsicherheiten bei der Festlegung der Bemessungskronenhöhe (Klimaänderungen, säkularer Meeresspiegelanstieg, Zunahme von Sturmfluten, etc.) nicht vollständig ausgeschlossen werden. Deicherhöhungen, die erforderlich wären, um den Wellenüberlauf ausschließen zu können, sind aus ökonomischen, ökologischen und landschaftsplanerischen Aspekten nur dann durchsetzbar, wenn ihre Notwendigkeit eindeutig nachgewiesen wird. Um diese Notwendigkeit sicher belegen zu können, muß eine zuverlässige Bewertung der Deiche und ihrer Sicherheitsreserven erfolgen. Es ist hierzu erforderlich, die Beanspruchung der Binnenböschung durch Wellenüberlauf zu analysieren und die Standsicherheit der Binnenböschung quantitativ zu erfassen. Damit es nicht zu Schäden an der Binnenböschung kommt, ist der komplexe Prozeß der Interaktion zwischen instationärem Wellenüberlaufvorgang und anstehendem Boden zu klären. Eigene Untersuchungen haben gezeigt, daß Deiche infolge Wellenüberlaufs sowohl durch Infiltration als auch durch Erosion gefährdet sind. Bei diesen Detailuntersuchungen, die Grundlage für die großmaßstäblichen Modellversuche dieses Forschungsprojektes sind, wurde entweder nur die Hydromechanik (OUMERACI u. SCHÜTTRUMPF, 1997) oder nur die Bodenmechanik (RICHWIEN u. WEISSMANN, 1995) berücksichtigt. Auch im Schrifttum sind keine Hinweise für eine physikalisch abgesicherte Bemessung der Binnenböschung von Seedeichen vorhanden. Es gibt zwar zahlreiche Untersuchungen zum Wellenüberlauf an Seedeichen (z.B. TAUTENHAIN, 1981; SMITH et al., 1994; VAN DER MEER und JANSSEN, 1995), jedoch blieben dabei die physikalischen Zusammenhänge bei der Entwicklung des Überlaufschwalls auf der Binnenböschung unberücksichtigt. Die tatsächliche Belastung der Deichbinnenböschung konnte somit bis zum Beginn des Projektes nicht beschrieben werden.

Aus den vorstehenden Überlegungen wurden die folgenden Fragestellungen für das Projekt abgeleitet:

1) Welchen Einfluß hat der natürliche Seegang auf den Wellenüberlauf von Seedeichen und welche Belastungen ergeben sich daraus?
2) Wie kann die Entwicklung der Strömungsprozesse im Wellenüberlaufschwall von der Deichaußenböschung über die Deichkrone bis zur Deichbinnenböschung beschrieben werden, um die Eingangsgrößen für die bodenmechanischen Untersuchungen zu erhalten?
3) Welchen Einfluß haben die hydrodynamischen Eingangsgrößen und die bodenmecha-

nischen Parameter der Kleiabdeckung auf die Infiltration und die Erosion (Eindringtiefe, Wassergehaltsveränderungen, Erosionsrate)?

4) Welche Bedingungen müssen in der Praxis an Kleiböden gestellt werden, um als Abdeckung der Deichoberfläche eingesetzt werden zu können (Entwicklung eines Bewertungsverfahrens für Kleiabdeckungen)?

Insbesondere den Wechselwirkungen von natürlichen Seegangsspektren mit der Oberflächenschicht des Deiches, die gewöhnlich aus Kleiböden besteht, wurde eine besondere Bedeutung in dem hier dargestellten Forschungsprojekt gewidmet. Die Kombination aus natürlichen hydrodynamischen und bodenmechanischen Bedingungen ermöglicht eine Übertragbarkeit und Anwendbarkeit der gewonnenen Ergebnisse für praktische Aufgabenstellungen.

2.1 Stand der Forschung beim Start des Projektes

In diesem Abschnitt wird kurz der Stand der Forschung zu Beginn des Projektes dargestellt. Da es vor diesem Projekt noch keine gemeinsamen hydromechanischen und bodenmechanischen Untersuchungen gab, wird der bisherige Wissensstand (vorwiegend eigene Arbeiten an den beiden Partnerinstituten) hier auch getrennt für die hydromechanischen und die bodenmechanischen Aspekte dargestellt.

(a) Aus hydrodynamischer Sicht

Am Leichtweiß-Institut wurden im Rahmen eines DFG-Forschungsprojektes (OU 1/2-1 „Hydromechanische Belastung der Binnenböschung von Seedeichen durch Wellenüberlauf“) Untersuchungen zum Forschungsthema durchgeführt (OUMERACI u. SCHÜTTRUMPF, 1997).

Zunächst wurde das Schrifttum hinsichtlich der in der Vergangenheit eingetretenen Deichschäden infolge von Sturmfluten eingehend analysiert. Dabei hat sich gezeigt, daß die Interaktion zwischen Wellenüberlaufschwall und dem Deichboden durch Erosion und Infiltration maßgeblich an der Schadensentwicklung beteiligt ist. Darüber hinaus sind für das Entstehen eines Schadens sind häufig Vorschädigungen verantwortlich. Die Entwicklung eines Deichschadens auf der Deichbinnenböschung bis zum Deichbruch ist in Abbildung 1 dargestellt. Allerdings kann dem Schrifttum nicht entnommen werden, inwieweit die einzelnen Einflußfaktoren zu der Entwicklung des Schadens beitragen und ob Schäden bzw. Schadensabläufe an früheren Seedeichen, die meist homogen aus Klei ausgebaut waren, auf heutige Seedeiche mit Sandkern und Kleiabdeckung übertragen werden können.

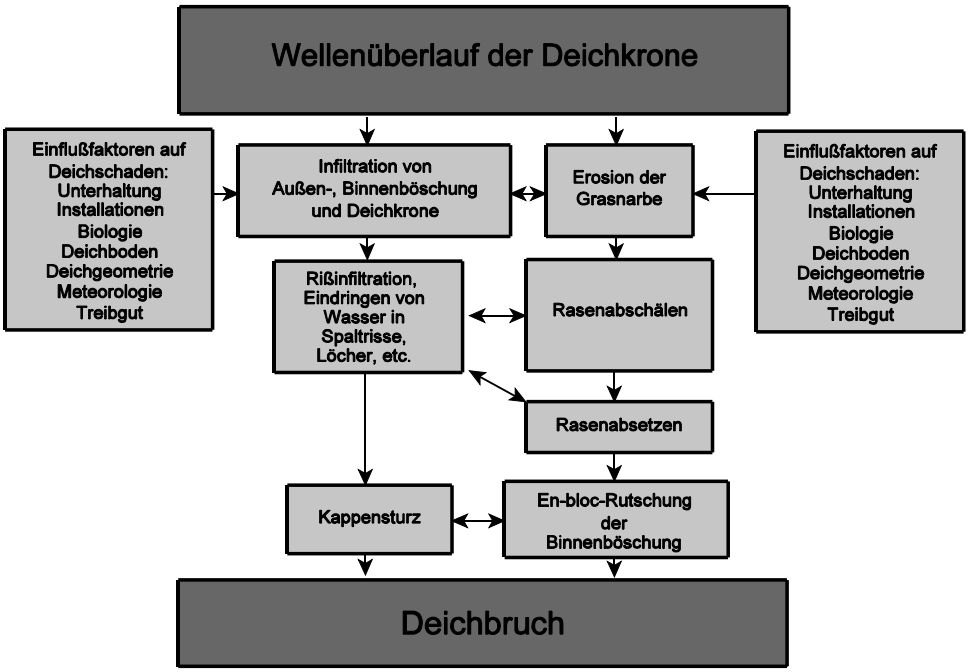


Abb. 1: Schadensentwicklung auf der Deichbinnenböschung bis zum Deichbruch

Im Rahmen des DFG-Projektes wurden kleinmaßstäbliche Modellversuche zum Wellenüberlauf bei Seedeichen bei Variation der Neigung der Außenböschung, der Neigung der Binnenböschung, des Wasserstands, der Wellenhöhe und der Wellenperiode durchgeführt. Die insgesamt rund 400 Modellversuche wurden sowohl mit regelmäßigen Wellen als auch mit theoretischen Wellenspektren durchgeführt. Ziel der Analyse der Strömungsgeschwindigkeiten und Schichtdicken war es, auf Grundlage einer Dimensionsanalyse, die Strömungsgrößen auf dem Deich als eine Funktion der Wellen- und Bauwerksparameter zu beschreiben. In diesem Zusammenhang wurde eine Transferfunktion zwischen den Strömungsgrößen (Schichtdicke und Geschwindigkeit) am Übergang der Deichaußenböschung zur Deichkrone und den Bauwerks- und Wellenparametern aufgestellt. Das Strömungsverhalten auf der Deichkrone und Deichbinnenböschung wurde qualitativ als Funktion der Neigung der Binnenböschung und der Position auf der Binnenböschung beschrieben. Die kleinmaßstäblichen Modelluntersuchungen haben gezeigt, daß neuere Verfahren zur Ermittlung der mittleren Wellenüberlaufrate auch auf die durchgeführten Modellversuche angepaßt werden können. Insbesondere das Verfahren von VAN DER MEER und JANSSEN (1995) zeigt eine sehr gute qualitative Anpassung. Dennoch wurden zwischen diesem Verfahren und den eigenen Untersuchungen deutliche Unterschiede in der Größenordnung der Überlaufraten festgestellt. Die kleinmaßstäblichen Versuche ergeben bis zu einem Faktor 10 höhere Überlaufraten als das Verfahren nach VAN DER MEER und JANSSEN. Als Ursache hierfür können Maßstabseffekte vermutet werden. Aufschluß zu den Größenordnungen hierüber sollen die im Rahmen des Projektes durchgeführten großmaßstäblichen Modellversuche bringen.

(b) Aus bodenmechanischer Sicht

Die Wirkung des Wellenüberlaufs auf die Deichbinnenböschung wird maßgeblich von den bodenmechanischen Eigenschaften des jeweils vorhandenen Deichbodens bestimmt. Weitreichende Untersuchungen der bodenmechanischen Eigenschaften von Kleiböden verschiedener Seedeiche sind im Schrifttum beschrieben (RENGER, 1967; PASCHEN, 1977; RICHWIEN, 1976 und 1981; RICHWIEN und WEHNER, 1987, 1988; SCHUPPENER, 1987). In den Empfehlungen des Arbeitsausschusses für Küstenschutzbauwerke (EAK, 1993) werden Grenzwerte der Bodeneigenschaften für deichfähige Kleiböden festgelegt. In neueren Untersuchungen von RICHWIEN und WEISSMANN (1995, 1996, 1997, 1998, 1999) haben sich der Kornaufbau, der Verdichtungszustand, der Wassergehalt und die Durchlässigkeit als maßgebende Parameter für die zeitliche Entwicklung der Festigkeit des Bodens herausgestellt. Aufgrund der Inhomogenität der untersuchten Böden ergaben sich große Streubreiten für die verschiedenen Materialparameter. Diese Streubreiten erschweren die Ermittlung der Standsicherheit von Deichen und führen zu unscharfen Aussagen insbesondere bei der zeitlichen Abschätzung der Infiltration und der Erosion.

Wellenüberlauf beansprucht den Deich in mehrfacher Weise. Durch Infiltration wird der Boden zunächst vernäßt, seine Festigkeit mit zunehmender Vernässung kontinuierlich reduziert und gleichzeitig ein Strömungsdruck aufgebaut. Zudem bewirkt der Oberflächenabfluß vor allem an Schwachstellen im Deich Erosion. In Abhängigkeit von den bodenmechanischen Parametern, der Wellenüberlaufmenge und der Dauer des Wellenüberlaufes tritt entweder ein lokales Versagen durch Böschungsbruch bzw. hangparalleles Versagen der Binnenböschung ein oder es entstehen lokale Erosionsnester, die sich bei anhaltendem Wellenüberlauf weiter ausdehnen und schließlich den Bestand der Böschungsabdeckung gefährden können. Ein Nachweis der Deichstandsicherheit nach DIN 4084 läßt sich nur für den ungünstigsten Fall des Wellenüberlaufes führen. Allerdings werden lokale Instabilitäten mit diesem Nachweis nicht berücksichtigt. Diese führen jedoch bei anhaltendem Wellenüberlauf zu einem progressiven Verlauf des Versagens. Die Gefährdung des Deiches durch Wellenüberlauf und vor allem die zeitliche Entwicklung der Deichschäden können daher mit den Nachweisen nach DIN 4084 in keinem Fall beurteilt werden.

Zur zeitlichen Entwicklung von Deichschäden liegen bisher nur die eigenen Untersuchungen vor (RICHWIEN u. WEISSMANN, (1995,1997), OUMERACI u. SCHÜTTRUMPF, 1997).

Im Auftrag des Niedersächsischen Landesamtes für Ökologie - Forschungsstelle Küste - auf Norderney wurde die Standsicherheit von Deichbinnenböschungen bei Wellenüberlauf umfassend untersucht (RICHWIEN u. WEISSMANN, 1995). Dazu wurden neben einer Schrifttumsauswertung zu den Themen Deichbau, Deichböden, Infiltration, Erosion, Standsicherheit von Deichen und Wellenüberlauf auch Felduntersuchungen und Laborversuche durchgeführt. Die Felduntersuchungen dienten dem Zweck, die Struktur und die Festigkeit des Bodens zu erfassen und Infiltrationsmessungen in situ durchzuführen. Darüber hinaus konnten Bodenproben zur weiteren

Untersuchung im Labor gewonnen werden. In den anschließenden Laborversuchen wurden die bodenmechanischen Parameter der untersuchten Kleiabdeckungen bestimmt. In weiteren Versuchen wurden die durch Wellenüberlauf hervorgerufenen Erosionserscheinungen bei unterschiedlichem Böschungsaufbau und veränderter Oberflächenrauhigkeit analysiert. Weiterhin wurden Standsicherheitsberechnungen durchgeführt, bei denen neben einem Einstau von der Wasserseite auch eine Infiltration von der Deichkrone und von der Binnenböschung mit dem daraus resultierenden Strömungsdruck untersucht wurden. Die Ergebnisse wurden in einem Versagensmodell zusammengefaßt, das den Verlauf der Schadensentwicklung bei Deichen mit Wellenüberlauf beschreibt und eine Prognose über den zeitlichen Ablauf der Schädigung enthält.

Auf dieser Untersuchung aufbauend werden zur Zeit am Institut für Grundbau und Bodenmechanik, Fels- und Tunnelbau der Universität Essen die Sicherheitsreserven von Seedeichen bei Wellenüberlauf quantifiziert. Dazu wurden zunächst Feldversuche an Deichen in Schleswig-Holstein und in Niedersachsen vorgenommen (RICHWIEN u. WEISSMANN 1996, 1997). Es zeigte sich, daß die Deichböden hinsichtlich ihrer Struktur, ihres Kornaufbaus, ihres Infiltrationsvermögens und ihrer Festigkeit in Gruppen mit ähnlichen Eigenschaften eingeteilt werden können, die praktisch den ganzen Bereich der nach EAK 1993 zulässigen Deichböden abdecken und daher als repräsentativ für die Nordseeküste angesehen werden können.

Der Versagensmechanismus der Binnenböschung wird derzeit als das Abrutschen der Abdeckschicht auf dem Sandkern aufgefaßt. Für den Reibungsverbund wird starr-plastisches Materialverhalten angenommen. Daraus ergibt sich, daß jegliches Abrutschen eine Rißbildung oberhalb der Rutschung bedingt. Meist wird die Rißbildung festgestellt noch bevor die Rutschung erkannt wird. Eine Aufwölbung der Böschungsabdeckung am Deichfuß wird ebenfalls oft als Beginn eines Schadens beobachtet. In den Versuchen im GWK ist daher die vorrangige Zielsetzung die Analyse des Schädigungsmechanismus durch Wellenüberlauf und eine Quantifizierung der Deformationsgrößen.

2.2 Zielsetzung des Projektes

Ziel des Projektes ist es, die hydrodynamischen und bodenmechanischen Grundlagen zu erarbeiten und zu verknüpfen, um eine sichere Bemessung und konstruktive Gestaltung der Deichbinnenböschung unter Verwendung großmaßstäblicher Modellversuche zu ermöglichen. Folgende Arbeitsschwerpunkte sind im einzelnen geplant:

a) Hydrodynamische Teilziele:

- Klassifizierung und Beschreibung natürlicher Seegangsspektren sowie deren Auswirkung auf den Wellenüberlauf an Seedeichen

- Ermittlung der hydrodynamischen Parameter (Strömungsgeschwindigkeit, Schichtdicke, Druck) auf Deichaußen-, Deichbinnenböschung und Deichkrone als Funktion der stochastischen Natur des Seegangs (Langzeitversuche mit über 3000 Wellen). Im Gegensatz zum Wellenkanal des Leichtweiß-Instituts ist der Große Wellenkanal für Langzeitversuche entsprechend ausgerüstet. Auch sind die hydromechanischen Parameter hier erneut zu bestimmen, da das Zusammenwirken mit den bodenmechanischen Prozessen zu berücksichtigen ist.

- Messung der Wellenreflexion eines Deiches bei Wellenüberlauf und des Wellenfeldes vor dem Bauwerk.

- Ermittlung möglicher Maßstabseffekte unter Berücksichtigung der Ergebnisse kleinmaßstäblichen Versuche.

b) Bodenmechanische Teilziele:

- Messung der Einwirkungen auf die Binnenböschung bei Wellenüberlauf (Schubspannungen, Infiltrationsraten)

- Messung und Lokalisierung der Verformungen der Deichbinnenböschung im Verlauf von Wellenüberlaufereignissen bis zum Versagen

- Messung der Oberflächenerosion

- Erfassung der Veränderung bodenmechanischer Parameter (Porenwasserdruck, Wassergehalt)

- Analyse der Versagensmechanismen in Abhängigkeit von dem Boden und der Belastung

3 Hydromechanische Untersuchungen

3.1 Beschreibung der Modellversuche und Versuchsprogramm

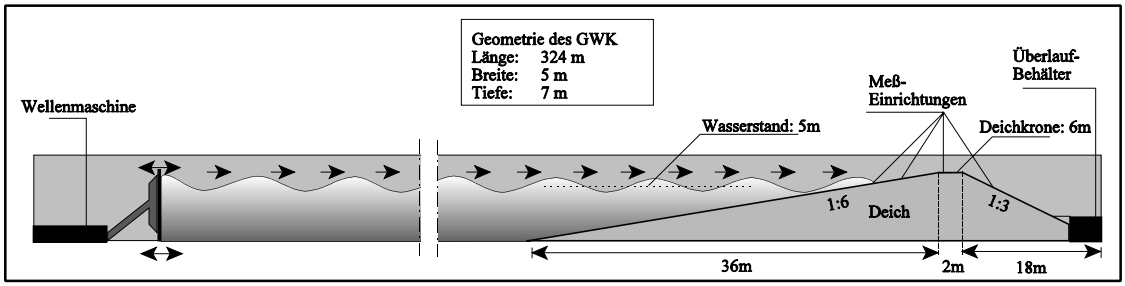
Im Rahmen des Forschungsprojektes wurden klein- und großmaßstäbliche Modellversuche durchgeführt. Kleinmaßstäbliche Versuche wurden im Wellenkanal (Länge: 100m, Breite: 2m; Tiefe: 1,25) des Leichtweiß-Instituts für Wasserbau (LWI) der Technischen Universität Braunschweig durchgeführt (Abb. 2). Die Wellenmaschine ist in der Lage, regelmäßige Wellen und Wellenspektren mit Wellenhöhen bis 0,25m und Wellenperioden zwischen 1,5s und 6,0 s bei einer Wassertiefe zwischen 0,6m bis 0,8 m zu generieren. Untersucht wurde eine glatte und undurchlässige Deichböschung mit einer Neigung von 1:6. Für alle Versuche wurde die Wassertiefe konstant auf 0,70m belassen, was einen Freibord von R_c = 0,10m ergab. Die Kronenbreite B betrug konstant 0,30m.

Die ankommenden Wellen wurden durch 10 Wellenpegel aufgezeichnet. Das gemessene Wellenfeld wurde mit Hilfe der drei Pegel Methode (MANSARD und FUNKE, 1980) in ein ankommendes und ein reflektiertes Wellenfeld aufgeteilt. Das Überlaufvolumen wurde durch einen, auf drei Wägezellen installierten, Überlaufbehälter ermittelt. Dieses System ermöglicht es, sowohl einzelne als auch mittlere Wellenüberlaufraten zu ermitteln. Eine genauere Beschreibung der kleinmaßstäblichen Versuche findet sich bei OUMERACI et al. (1999).

Abb. 2: Versuchsaufbau 1:6 Deich - Blick in Richtung der Wellenmaschine

Großmaßstäbliche Modellversuche wurden im Großen Wellenkanal (GWK) des Forschungszentrums Küste in Hannover durchgeführt. Der Wellenkanal hat eine Länge von 324m, eine Breite von 5m und eine Tiefe von 7m. Die Wellenmaschine kann regelmäßige Wellen bis zu einer Höhe von H = 2,0m und Wellenspektren bis zu einer signifikanten Höhe von H_s = 1,4m erzeugen.

Die Untersuchungen wurden an einem Deich mit einer Neigung der Außenböschung von 1:6 und einer Neigung der Binnenböschung von 1:3 durchgeführt. Die Kronenbreite betrug 2,0m und die Kronenhöhe 6,0m. Diese Abmessungen entsprechen einem Maßstab von etwa 1:1 bis 1:2,5. Die untersuchte Deichgeometrie ist charakteristisch für Seedeiche der deutschen Nordseeküste. Abbildung 3 zeigt einen Querschnitt des Deiches im Wellenkanal und Fotos der ankommenden Wellen, der auflaufenden Wellen auf der Außenböschung und des Überlaufschwalls auf der Binnenböschung.



Großer Wellenkanal (GWK), Hannover

Einlaufende Wellen **Wellenauflauf (Außenböschung)** **Wellenüberlauf (Binnenböschung)**

Abb. 3: Deichquerschnitt und Ansichten im GWK, Hannover

Gegenstand dieser Versuche war u.a. die detaillierte Untersuchung der hydrodynamischen Prozesse auf der Deichaußenböschung, der Deichkrone und der Deichbinnenböschung. Für die Analyse dieser Prozesse wurden daher folgende Parameter gemessen:

- Wellenparameter im Kanal und auf dem Deich,
- Druck auf der Deichoberfläche (Außenböschung, Krone, Binnenböschung),
- Geschwindigkeiten auf der Deichoberfläche (Außenböschung, Krone, Binnenböschung),
- Schichtdicken (Außenböschung, Krone, Binnenböschung) und
- Überlaufmengen

Für die Messung dieser Größen waren verschiedene Meßgeräte im Großen Wellenkanal eingebaut, deren Lage in Abbildung 4 dargestellt ist.

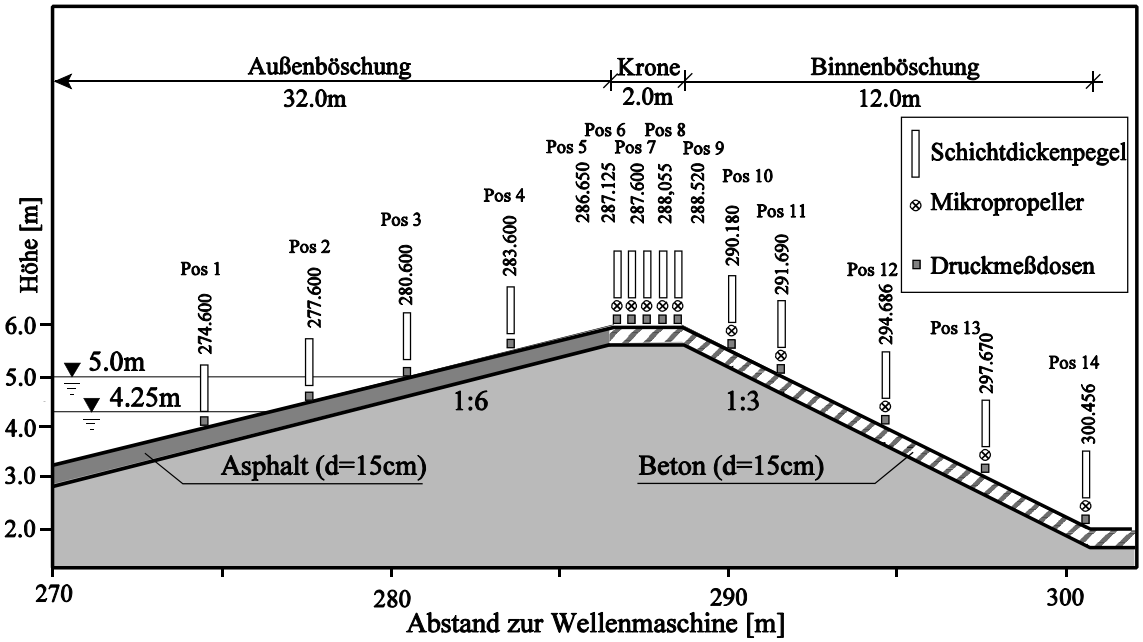


Abb. 4: Position der Meßgeräte auf dem Deich im Großen Wellenkanal

Eine genaue Beschreibung der Modellversuche und Meßgeräte ist in OUMERACI et al. (2001) gegeben. Das ankommende Wellenfeld und die charakteristischen Überlaufparameter wurden analog zu den kleinmaßstäblichen Versuchen ausgewertet, um Unterschiede in der Datenauswertung zu vermeiden.

Vorhandene Bemessungskonzepte für Wellenüberlauf basieren auf Untersuchungen an theoretischen Wellenspektren (TMA, JONSWAP, PM, etc.). Die einlaufenden Wellen an den deutschen Küsten werden jedoch durch die komplexe Morphologie der Flachwasserzone (Wattenmeer und flache Vorländer) beeinflußt. Für diese Zusammenhänge soll der Einfluß der Doppel- oder Mehrpeak-Spektren hinsichtlich des Überlaufverhaltens an Seedeichen untersucht werden. Für die Modellversuche wurden regelmäßige Wellen und verschiedene Wellenspektren (theoretische Wellenspektren und gemessene Naturspektren) verwendet.

Theoretische Wellenspektren

Das TMA Spektrum ist das am häufigsten verwendete Wellenspektrum im Flachwasser. In der Vergangenheit wurden viele der Modelluntersuchungen mit TMA Spektren durchgeführt. Um einen Vergleich der Ergebnisse mit vorhandenen Bemessungsansätzen zu ermöglichen, und die Unterschiede zwischen Standard- und Naturspektren zu untersuchen, wurden für die Modellversuche JONSWAP und TMA Spektren verwendet.

Doppelpeak-Spektren

Doppelpeak-Spektren können durch Überlagerung von Windsee und Dünung entstehen. SCHADE (1991) führte Messungen von Doppelpeak-Spektren vor Sylt durch. Grüne und Niemeyer haben Doppelpeak-Spektren im Elbe Ästuar und an verschiedenen Orten entlang der deutschen Küstenlinie gemessen. Die theoretischen Doppelpeak-Spektren, die im Rahmen der Modellversuche verwendet wurden, wurden aus der Überlagerung von Einpeak JONSWAP-Spektren erzeugt. Dafür wurde für jeden Peak des Doppelpeak-Spektrums ein Einpeak-Wellenspektrum ($T_{p,1}$ für den ersten Peak und $T_{p,2}$ für den zweiten Peak) generiert. Die zwei Einpeak-Spektren wurden anschließend überlagert, um ein Doppelpeak-Spektrum zu erzeugen (Abb. 5). Dabei sollte der Einfluß der Form der Wellenspektren auf den Wellenüberlauf anhand der folgenden Variationen untersucht werden:

- Variation des Peak-Abstandes für zwei Wellenspektren mit gleicher Energie (Abb. 5a),
- Variation des Einflusses der Energiedichte des zweiten Peaks (Abb. 5b) und
- Variation des Peak-Abstandes mit der gleichen Peakenergie für beide Peaks (Abb. 5c).

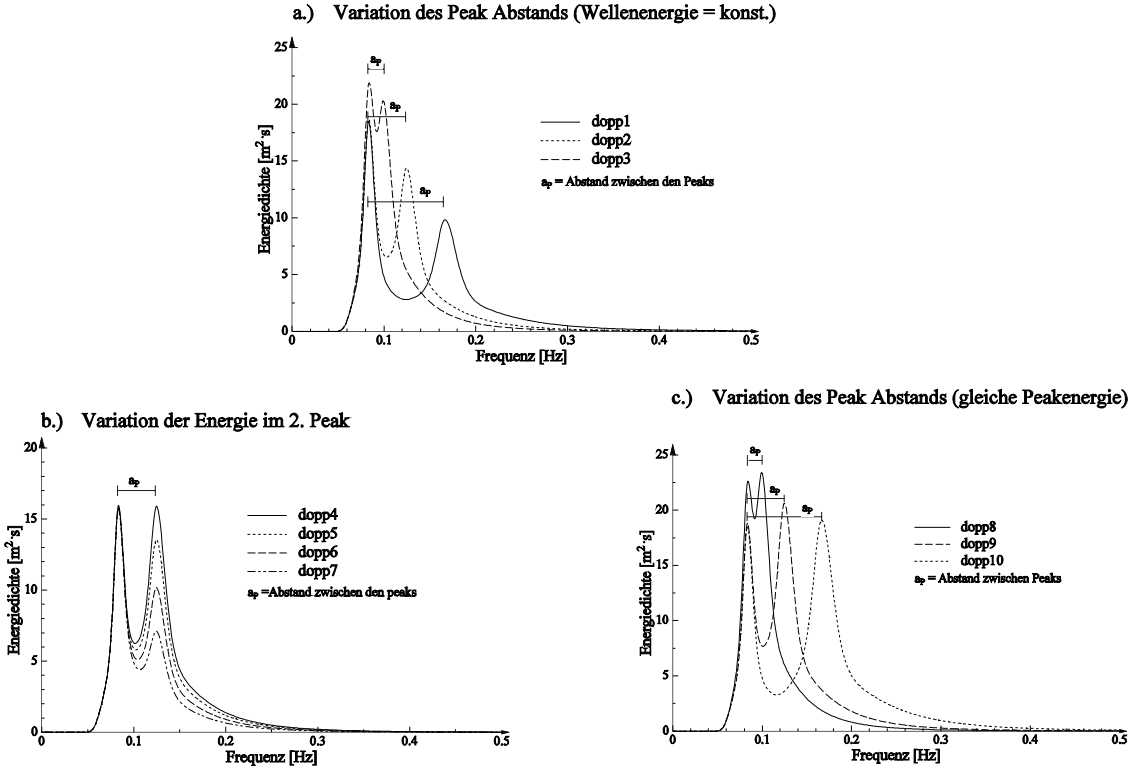


Abb. 5: Variation der untersuchten Doppelpeakspektren

Naturspektren

Um den Einfluß der natürlichen Wellenspektren auf den Wellenüberlauf zu analysieren, wurden verschiedene Wellenspektren, gemessen an unterschiedlichen Positionen in der Natur, in das Versuchsprogramm aufgenommen. Die Naturspektren sind meist Mehrpeak-Spektren im Vergleich zu den theoretischen Wellenspektren (TMA) mit nur einem Peak. Mehrpeak-Spektren sind typisch für die Deutsche Nordseeküste. Einige typische Spektren und die zugehörigen Meßpositionen entlang der Küste können den Abbildungen 6 und 7 entnommen werden.

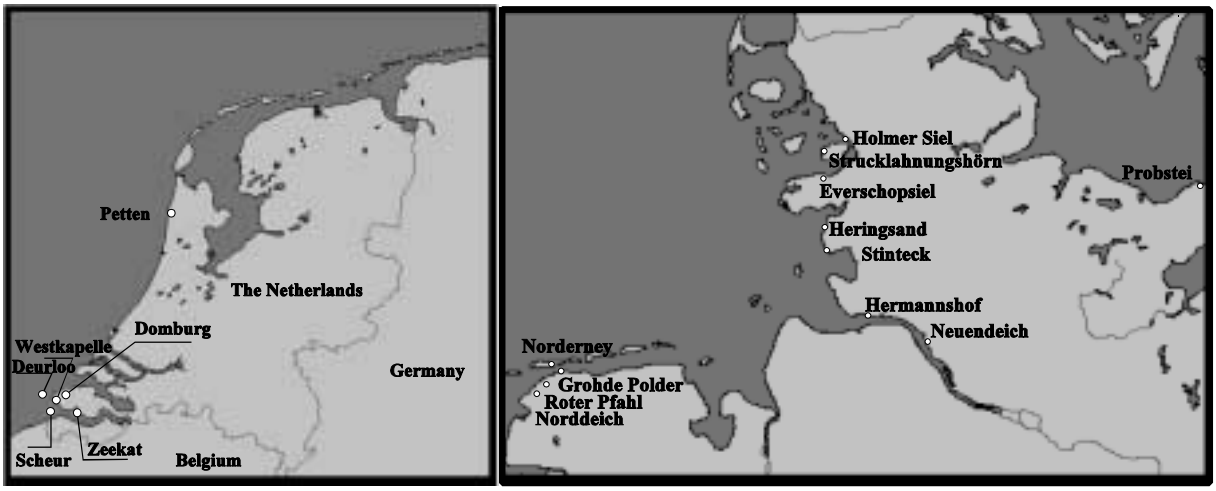


Abb. 6: Übersicht über die Orte, an denen Wellenspektren in der Natur gemessen wurden

3.2 Anmerkungen zum Seegang und zu den Wasserständen

Für die Bemessung von Seedeichen sind die Bemessungswasserstände in den fünf Küstenländern gesetzlich vorgegeben und in den Generalplänen festgelegt. Auf die einzelnen Verfahren (z.B. Einzelwert Verfahren, Wemelsfelder-Verfahren, Vergleichswert-Verfahren) soll hier nicht weiter eingegangen werden. In Zukunft ist eine Bemessung auf probabilistischer Grundlage wünschenswert, um insbesondere die kombinierten Wahrscheinlichkeitsfunktionen (Joint-Probability -Functions) für Wasserstand, Wind und Seegang zu berücksichtigen. Da dies z.Zt. noch nicht möglich ist, wird im folgenden hauptsächlich auf den Seegang eingegangen, dessen spektrale Form bei der Wellenauflauf- und Wellenüberlaufermittlung bislang nur unzureichend berücksichtigt wurde.

An der Deutschen Nordseeküste wird der Wellenauflauf zur Zeit rein empirisch z.B. aufgrund des Extrapolationsverfahrens nach NIEMEYER et al. (1995) festgelegt. Ansätze auf der Grundlage von Modelluntersuchungen mit parametrisierten Wellenspektren (TMA, JONSWAP, PM) zeigen dagegen deutliche Abweichungen zu Messungen in der Natur. Dies liegt daran, daß parametrisierte Wellenspektren insbesondere auf Wattgebieten und auf Vorländern nicht vorliegen. Der von der Nordsee einschwingende Seegang wird durch die Nord- und Ostfriesischen Inseln diffraktiert und bricht auf den Watten und Vorländern. Zusätzlich wird eine weitere Windsee im Leeschatten der Inseln neu erzeugt, die dann auf die Deiche des Festlands zuläuft. Dadurch werden verschiedene Wellenspektren zu Doppel-Peak-Spektren oder Mehrpeakspektren überlagert (Abb. 7). Eine Berechnung des Wellenauflaufs bzw. Wellenüberlaufs für diese Wellenspektren war bislang nicht möglich. Daher war es erforderlich, den Naturseegang so zu parametrisieren, daß er bei der Wellenauflauf- bzw. Wellenüberlaufberechnung berücksichtigt werden kann. In Ästuargebieten kann dagegen aufgrund der relativ kurzen Fetchlängen weiterhin mit parametrisiertem Einpeakseegang gerechnet werden.

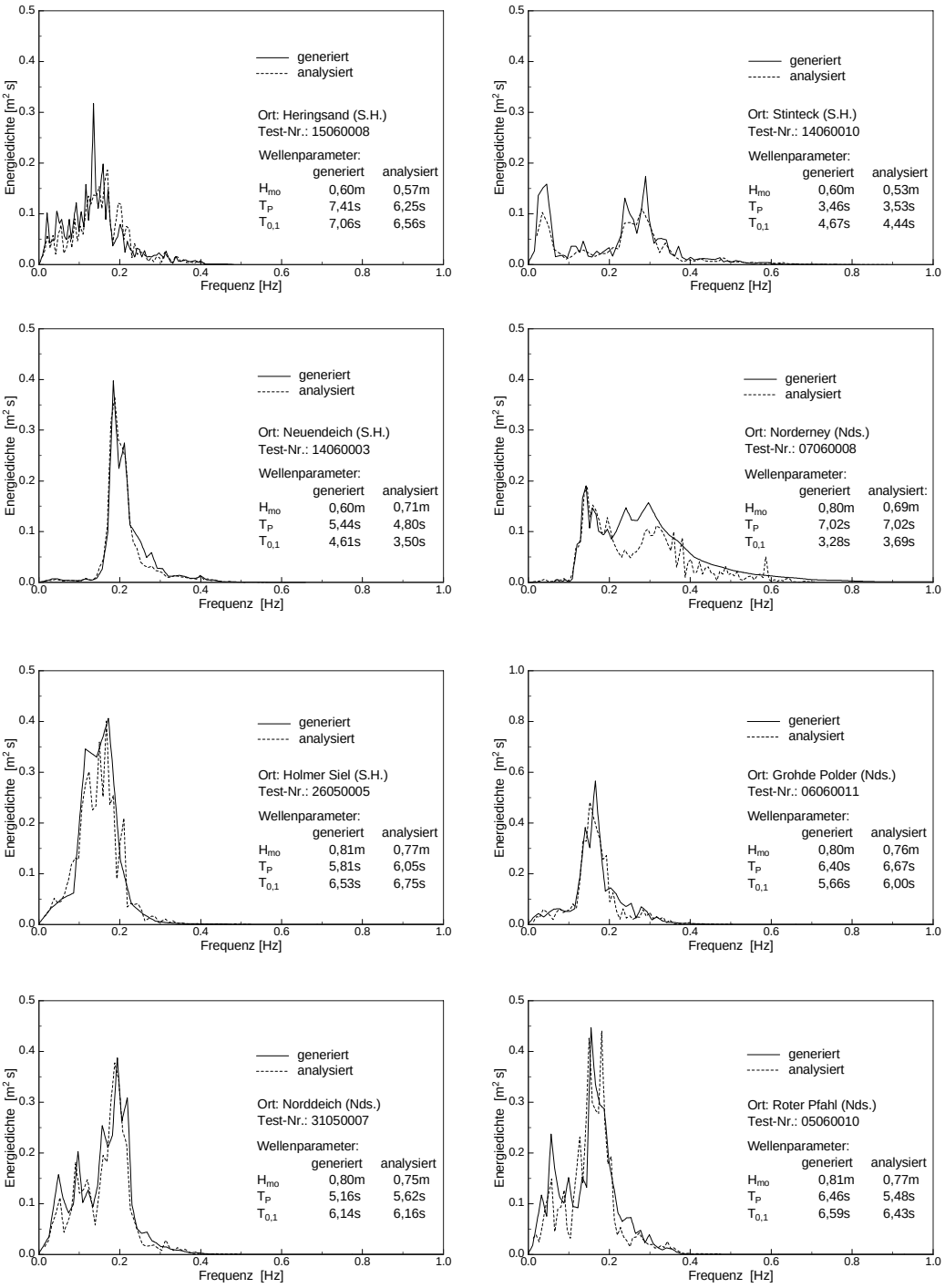


Abb. 7: Vergleich von generierten und analysierten Wellenspektren im Großen Wellenkanal, beispielhaft für einige typische Naturspektren (für die Lage der Meßstationen siehe Abb. 6)

Die Parametrisierung des Seegangs findet entweder im Zeit- oder im Frequenzbereich statt (Abb. 8). Bei der Beschreibung im Zeitbereich werden über das Zero-Down-Crossing-Verfahren die einzelnen Wellen einer Zeitreihe bestimmt und dann statistisch aufbereitet (z.B. $H_{1/10}$; $H_{1/3}$; T_m). Bei der Analyse im Frequenzbereich wird die Zeitreihe in einzelne Fourierkomponenten zerlegt und dann als Wellenspektrum dargestellt. Aus den statischen Momenten m_n des Wellenspektrums können dann die Wellenparameter bestimmt werden (z.B. $T_{0,1}$, H_{m0}):

$$m_n = \int_0^\infty S(f)\, f^n\, df \quad \text{mit:} \quad n = ..., -3, -2, -1, 0, 1, 2, 3, ... \tag{1}$$

Die im Rahmen des vorliegenden Berichts verwendeten spektralen Wellenparameter wurden wie folgt ermittelt:

$$H_{m0} = 4\sqrt{m_0} \tag{2}$$

$$T_{0,1} = \frac{m_0}{m_1} \quad \text{und} \quad T_{0,2} = \sqrt{\frac{m_0}{m_2}} \tag{3}$$

$$T_{-1,0} = \frac{m_{-1}}{m_0} \quad \text{und} \quad T_{-2,0} = \sqrt{\frac{m_{-2}}{m_0}} \tag{4}$$

Da die Wellenperioden $T_{-1,0}$ und $T_{-2,0}$ im Küsteningenieurwesen eher unüblich sind, muß an dieser Stelle kurz auf den Unterschied zwischen $T_{-1,0}$ und $T_{0,1}$ eingegangen werden. Bei $T_{-1,0}$ werden im Gegensatz zu $T_{0,1}$ die langperiodischen Energieanteile stärker gewichtet. Daher eignet sich $T_{-1,0}$ besser für die Beschreibung von Seegang mit einem Dünungsanteil bzw. einem ausgeprägtem Peak im langperiodischen Bereich als $T_{0,1}$.

Für die praktische Anwendbarkeit der in den folgenden Abschnitten aufgeführten Berechnungsansätze zum Wellenauflauf und Wellenüberlauf wurden Umrechnungsfaktoren zwischen einzelnen Wellenparametern auf der Grundlage der Modellmessungen ermittelt (Abb. 8). Diese Faktoren sollen die Übertragbarkeit und Handhabbarkeit der Bemessungsansätze vereinfachen. Für die Peakperiode wird kein Wert mehr angegeben, da dieser Parameter für die Beschreibung von Naturspektren mit mehreren Peaks ungeeignet ist. Für TMA-Spektren kann mit $T_p / T_{0,1} = 1{,}14$ ($\sigma' = 0{,}8\%$) gerechnet werden.

3.3 Wellenauflauf (Strömungsgrößen auf der Deichaußenböschung)

Im folgenden soll zuerst ein Ansatz zur Bestimmung der Wellenauflaufhöhe unter Berücksichtigung der maßgebenden Einflußfaktoren aus Seegang und Deichgeometrie vorgestellt werden. Anschließend werden die Auflaufgeschwindigkeiten und Schichtdicken auf der Deichaußenböschung bestimmt, die eine Funktion der Wellenauflaufhöhe darstellen. Die Bestimmung der Schichtdicken und Auflaufgeschwindigkeiten auf der Deichaußenböschung ist für die Beschrei-

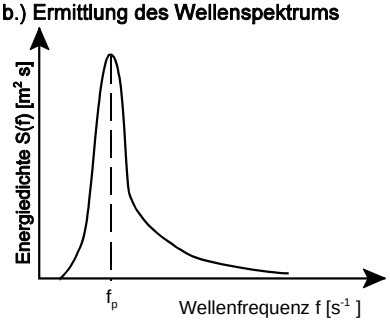
bung der Wellenüberlaufströmung erforderlich, um die Strömungsgrößen am Beginn der Deichkrone zu ermitteln.

WELLENPARAMETER

Analyse im Frequenzbereich

a.) Fouriertransformation der Wasserspiegelauslenkung

b.) Ermittlung des Wellenspektrums



c.) Ermittlung der spektralen Momente

$m_n = \int S(f) f^n df$ mit n=...-2, -1, 0, 1, 2, ...

d.) Ermittlung der spektralen Wellenparameter

$$H_{m0} = 4\sqrt{m_0}$$

$$T_{0,1} = \frac{m_0}{m_1} \quad \text{und} \quad T_{0,2} = \sqrt{\frac{m_0}{m_2}}$$

$$T_{-1,0} = \frac{m_{-1}}{m_0} \quad \text{und} \quad T_{-2,0} = \sqrt{\frac{m_{-2}}{m_0}}$$

Analyse im Zeitbereich

a.) Ermittlung der einzelnen Wellen im Wellenzug nach Zero-Down-Crossing-Verfahren

b.) Statistische Ermittlung der Wellenparameter im Zeitbereich, z.B.
signifikante Wellenhöhe H_s
mittlere Wellenhöhe H_m
mittlere Wellenperiode T_m

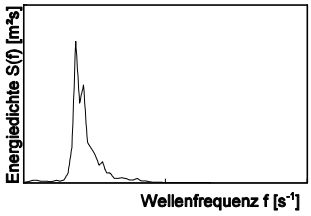
Verhältniswerte zwischen verschiedenen Wellenparametern

Verhältnis	$\bar{x}$	σ' [%]
H_m / H_{m0}	0,75	0,13
H_s / H_{m0}	1,01	0,20
$T_m / T_{0,1}$	1,29	0,31
$T_p / T_{0,1}$	- 1.)	-
$T_{0,2} / T_{0,1}$	0,93	0,11
$T_{-1,0} / T_{0,1}$	1,25	0,64
$T_{-2,0} / T_{0,1}$	1,61	1,37

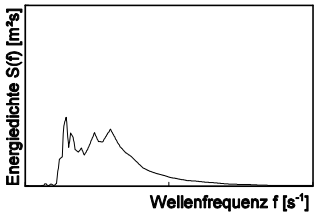
1.) Für Naturspektren aufgrund mehrerer Peaks nicht geeignet

Typische Wellenspektren

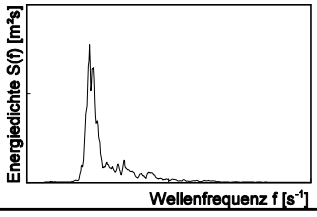
a.) Ästuarspektren (Bsp. Neuendeich)



b.) Inselspektren (Bsp. Norderney)



c.) Ostseespektren (Bsp. Probstei)



d.) Wattspektren (Bsp. Norddeich)

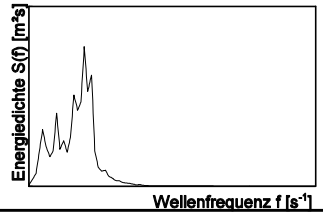


Abb. 8: Bestimmung der Wellenparameter am Deichfuß

3.3.1 Ermittlung der Wellenauflaufhöhe

(a) Referenzfall

Die Wellenauflaufhöhe A ist definiert als der vertikale Abstand zwischen dem maßgebenden Bemessungswasserstand und der maximalen Wellenauslenkung auf der Deichaußenböschung (Abb. 9). In der Wellenauflaufhöhe A ist der Brandungsstau als welleninduzierte Wasserstandsauslenkung enthalten. Die Wellenauflaufhöhe A kann anhand der folgenden allgemeinen Gleichung bestimmt werden:

$$\frac{A}{H} = c_1 \frac{\tan \alpha}{\sqrt{H/L_0}} \quad \text{und} \quad L_0 = \frac{g\,T^2}{2\,\pi} \tag{5}$$

mit:
- A = Wellenauflaufhöhe [m]
- H = Wellenhöhe [m]
- L_0 = Tiefwasserwellenlänge [m]
- T = Wellenperiode [s]
- α = Neigung der Deichaußenböschung [°]
- g = Erdbeschleunigung = 9,81 [m/s^2]
- c_1 = dimensionsloser Koeffizient (hier 1,5) [-]

Aufgrund der statistischen Verteilung der Wellenparameter ist auch die Wellenauflaufhöhe stochastisch verteilt und muß durch einen kennzeichnenden Wert beschrieben werden. Hier hat sich die Wellenauflaufhöhe A_{98} durchgesetzt, die von 2% aller Wellen überschritten wird. Damit folgt Gl. (6) aus Gl.(5) unter Berücksichtigung der signifikanten Wellenhöhe H_S und der mittleren Wellenperiode T_m als kennzeichnende Wellenparameter:

$$A_{98} = 1{,}5 \sqrt{\frac{g}{2\,\pi}}\,\sqrt{H_S}\,T_m \tan\alpha \quad \text{mit} \quad A_{98} \le 3{,}0 \cdot H_S \tag{6}$$

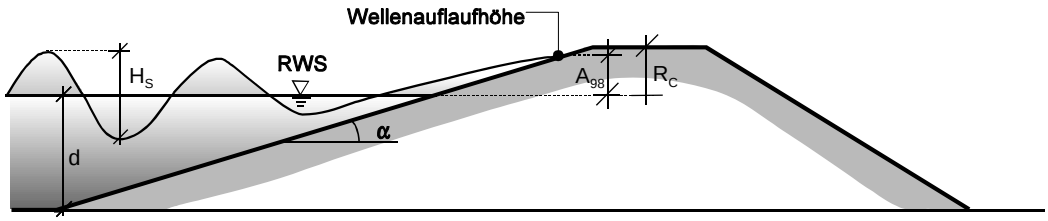
mit: σ' = 14% (σ' = Variationskoeffizient = Standardabweichung / Mittelwert μ)

Diese Gleichung beschreibt den Wellenauflauf an einer undurchlässigen, glatten und geraden Deichböschung bei küstennormalem Wellenangriff (θ =0°).

(b) Einflußfaktoren auf die Wellenauflaufhöhe

Der Fall einer geraden und undurchlässigen Deichneigung und küstennormalen Wellenangriffs liegt in der Praxis nur selten vor. Daher sollen im folgenden kurz die verschiedenen Einflußfaktoren auf die Wellenauflaufhöhe A_{98} diskutiert werden. Der Bemessungsansatz ist in Abbildung 9 dargestellt.

WELLENAUFLAUF



Allgemeine Formeln zur Bestimmung der Wellenauflaufhöhe A_{98}

$$A_{98} = 1{,}5 \cdot \gamma_\theta \cdot \gamma_f \cdot \gamma_b \sqrt{\frac{g}{2\pi}} \cdot \sqrt{H_S} \cdot T_m \cdot \tan\alpha \quad \text{mit} \quad A_{98} \leq 3{,}0 \cdot \gamma_\theta \cdot \gamma_f \cdot \gamma_b \cdot H_S$$

Definitionen

A_{98} = Auflaufhöhe, die von 2% aller Wellen überschritten wird

H_S = signifikante Wellenhöhe

T_m = mittlere Wellenperiode

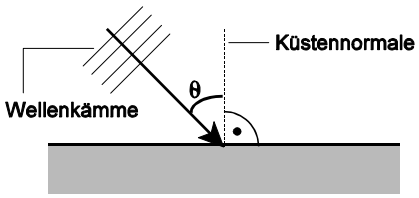
α = Deichneigung

γ = Reduktionsfaktor

Einfluß der Wellenangriffsrichtung

Für kurz- und langkämmigen Seegang gilt:

$$\gamma_\theta = 0{,}65 \cdot \cos\theta + 0{,}35$$



Einfluß der Böschungsrauheit

Oberfläche	γ_f
Asphaltbeton	1,0
Gras	1,0
Basaltdeckwerk	0,9
Schüttsteine	0,6
Rauheitselemente	0,75

(nach VAN DER MEER 1998)

Einfluß der Deichneigung

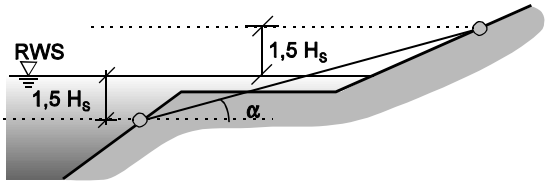


Abb. 9: Bestimmung der Wellenauflaufhöhe

Die Auswirkung der verschiedenen Einflußfaktoren auf die Wellenauflaufhöhe wird über Reduktionsfaktoren berücksichtigt. Gl. (7) folgt dann aus Gl.(6) zu:

$$A_{98} = c_1 \; \gamma_\theta \; \gamma_f \; \gamma_b \sqrt{\frac{g}{2\;\pi}} \; \sqrt{H_S} \; T_m \; \tan\;\alpha \qquad (7)$$

mit: γ_θ = Reduktionsfaktor zur Berücksichtigung der Wellenangriffsrichtung

γ_f = Reduktionsfaktor zur Berücksichtigung der Böschungsrauheit
γ_b = Reduktionsfaktor zur Berücksichtigung einer Berme

Im folgenden werden die einzelnen Reduktionsfaktoren kurz beschrieben.

(i) Schräger Wellenangriff

Bei Sturmflut liegt sogenannter „kurzkämmiger" Seegang vor, d.h. die Länge des Wellenkamms ist klein gegenüber der Wellenlänge. Die Berücksichtigung kurzkämmigen Seegangs ist erst seit ungefähr 10 Jahren experimentell möglich und die Modelltechnik erst seit kurzem soweit ausgereift, daß Auflaufuntersuchungen mit kurzkämmigem Seegang ohne störende Modelleffekte möglich sind. Daher konnten erst im Jahr 2000 systematische Untersuchungen zum Einfluß der Kurzkämmigkeit und der Wellenangriffsrichtung auf die Wellenauflaufhöhe durchgeführt werden (OUMERACI et al. 2001). Dies war auch deswegen erforderlich, da ein Großteil der bisherigen Modelluntersuchungen zum Wellenauflauf in Wellenkanälen durchgeführt wurden, und somit der Einfluß der dritten Dimension vernachlässigt wurde. Sowohl experimentelle als auch theoretische Untersuchungen haben gezeigt, daß der Effekt der Kurzkämmigkeit auf die Wellenauflaufhöhe A_{98} im Vergleich zu den Auswirkungen langkämmigen Seegangs vernachlässigbar ist (MÖLLER et al. 2001). Des weiteren ist zu erwähnen, daß eine Erhöhung der Wellenauflaufhöhe für Wellenangriffswinkel zwischen 5° und 20° gegenüber küstennormalem Wellenangriff nicht existiert. Diese Erhöhung, die bei zahlreichen Untersuchungen in der Vergangenheit gefunden wurde, hat ihre Ursache in Modelleffekten und sollte nicht weiter berücksichtigt werden.

(ii) Bermen und Knickprofile

Bermen und Knickprofile sind für die Deutsche Nord- und Ostseeküste eher untypisch. Dennoch gibt es eine Reihe von Deichprofilen mit steiler oberer Deichneigung (meistens 1:6) und flacher unterer Deichneigung (z.B. 1:10 oder 1:12), die als konkave Deichprofile bezeichnet werden. Als besonders effektiv haben sich Deichprofile herausgestellt, bei denen eine Berme oder ein Knick auf Höhe des Bemessungswasserstandes liegt. Die Wirkung einer Berme wie eines Knicks nimmt mit zunehmendem Abstand zum Bemessungswasserstand ab und kann bei Lage oberhalb der Wellenauflaufhöhe bzw. unterhalb der zweifachen Wellenhöhe vollständig vernachlässigt werden. Bei der Wellenauflaufberechnung wird ein Knick als Änderung der Deichneigung entsprechend Abb. 9 berücksichtigt (VAN DER MEER, 1998).

(iii) Rauheiten

Obwohl die meisten Deiche an der Deutschen Küste mit Gras bewachsen sind, finden sich einige Deiche mit aufgesetzten Rauheitselementen (z.B. Blöcke, Beverkoppen, etc.). Diese Rauheitselemente reduzieren die Wellenauflaufhöhe infolge ihrer bremsenden Wirkung auf

den Wellenauflauf und Wellenablauf. Die entsprechenden Reduktionsfaktoren sind in Abb. 9 zusammengefaßt. In diesem Zusammenhang ist besonders zu erwähnen, daß einem Grasbewuchs im Gegensatz zu früheren Arbeiten keine auflaufreduzierende Wirkung mehr zugeschrieben wird. Frühere Modelluntersuchungen wurden mit Kunstrasen durchgeführt, dessen Steifigkeit höher als die von natürlichem Grasbewuchs ist. Für Gras wird ein Reduktionsfaktor f = 1,0 empfohlen (VAN DER MEER, 1998).

3.3.2 Strömungsgrößen auf der Deichaußenböschung

Die Strömungsgrößen auf der Deichaußenböschung sind wichtige Parameter für die Beschreibung des Infiltrations- und Erosionsverhaltens. Als Strömungsgrößen werden im wesentlichen die Schichtdicken, d.h. die Dicke des Auflaufschwalls, sowie die Auflaufgeschwindigkeiten, d.h. die Geschwindigkeit der Auflauffront, unterschieden. Sie stellen neben der Druckschlagbelastung die maßgebenden Belastungsparameter für die Deichaußenböschung dar. Druckschläge und Auf- bzw. Ablaufgeschwindigkeiten schwächen die Deichaußenböschung, und es kann zu Ausschlägen kommen (Abb. 10). So entstehen die typischen Schadensfälle an der Deichaußenböschung. Gleichzeitig sind die Auflaufgeschwindigkeiten aber auch die Eingangsparameter für den Wellenüberlaufschwall auf der Deichkrone (s. Abschnitt 3.4.3). Schichtdicken und Strömungsgeschwindigkeiten auf der Deichaußenböschung werden im folgenden untersucht. Auf die Druckschlagbelastung von Seedeichen wird im Rahmen dieser Arbeit nicht weiter eingegangen, da sie bei den heutigen flach geneigten Seedeichen eher als vernachlässigbar eingestuft werden kann und für den Schwerpunkt der Arbeit, d.h. die Belastung der Binnenböschung, nicht relevant ist.

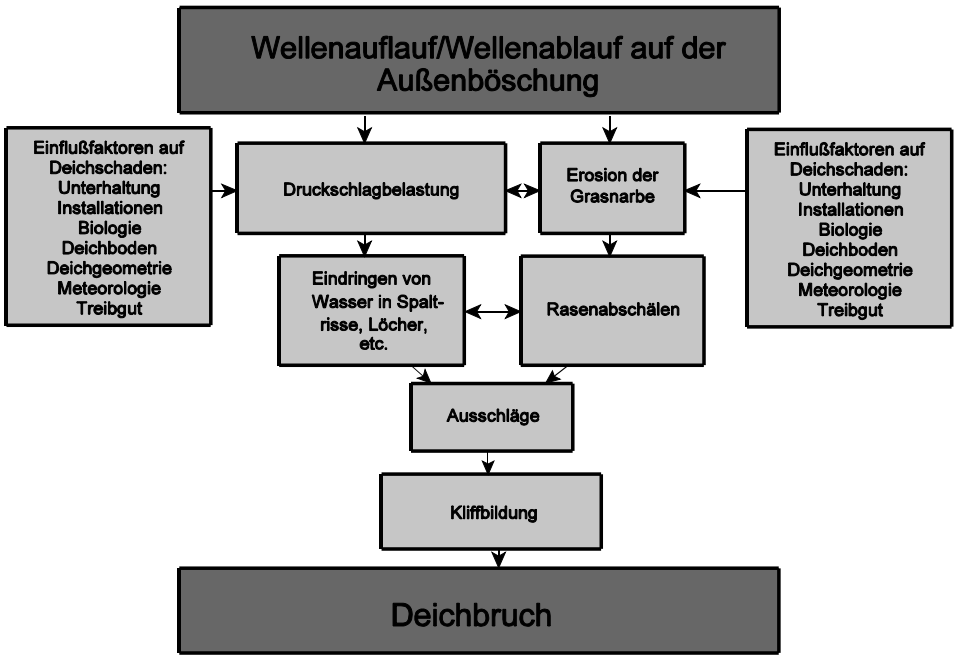


Abb. 10: Verlauf des Deichschadens auf der Außenböschung

(a) Schichtdicken

Die Schichtdicken des Auflaufschwalls stellen die für die Infiltration maßgebende Belastungsgröße dar. Die Schichtdicke des Auflaufschwalls nimmt vom Ruhewasserstand (RWS) bis zum höchsten Punkt des Wellenauflaufs linear ab und kann anhand der folgenden einfachen Funktion beschrieben werden:

$$h_A(x_*) = c_2^* \; x_* \; \tan \alpha \qquad (8)$$

mit: h_A = Schichtdicke auf der Deichaußenböschung
x_* = Restauflauflänge (= x_Z - x_A) (s. Abb. 11)
α = Deichneigung
c_2* = empirischer Koeffizient

Die Restauflauflänge x_* ist definiert als die Differenz der horizontalen Projektion der Wellenauflaufhöhe (x_Z = n A_{98}) und des horizontalen Abstandes x_A vom RWS zum betrachteten Ort auf der Deichaußenböschung. Die Restauflauflänge x_* wird somit am höchsten Punkt des Wellenauflaufes zu Null und entspricht der horizontalen Projektion der Wellenauflaufhöhe am RWS. Die für die Bemessung maßgebenden Werte für c_2* können Abbildung 11 entnommen werden. Ein signifikanter Einfluß des Wellenüberlaufs auf die Schichtdicken konnte experimentell nicht festgestellt werden.

Zusätzlich wurde die mittlere Wasserüberdeckung $\bar{h}_A$ definiert, die einer „quasistationären" Wasserüberdeckung der Deichböschung entspricht und insbesondere für die Infiltration maßgebend ist, wie numerische Untersuchungen zum Einfluß der Schichtdicken auf die bodenmechanischen Parameter zeigen (WEISSMANN, 1999, 2002).

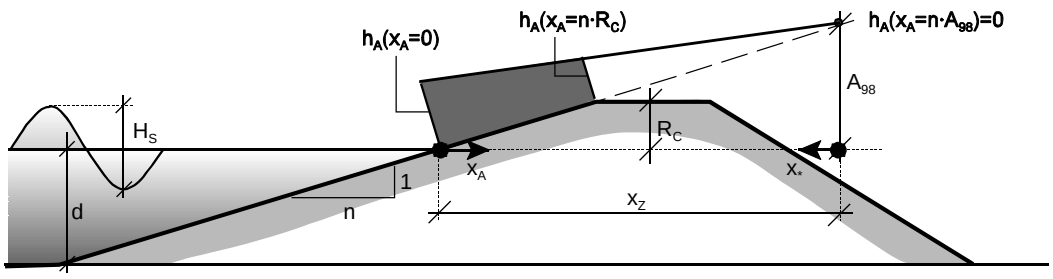
(b) Auflaufgeschwindigkeiten

Die Frontgeschwindigkeit der Auflaufzunge stellt die maximale Erosionsbelastung der Deichböschung dar und ist somit maßgebend für den Erosionsbeginn. Daher wird diese Geschwindigkeitsgröße im folgenden genauer analysiert und als Auflaufgeschwindigkeit bezeichnet. Außerdem stellt die Geschwindigkeit der Auflauffront am Ende der Deichaußenböschung neben der Schichtdicke am gleichen Ort die zweite Anfangsbedingung zur Beschreibung der Wellenüberlaufströmung dar.

Eine allgemeine Gleichung zur Bestimmung der Auflaufgeschwindigkeiten kann aus dem Energieerhaltungssatz (E_{kin} = Änderung der kinetischen Energie; E_{pot} = Änderung der potentiellen Energie; $E_{Reibung}$ = Reibungsverluste):

$$\Delta E_{kin} - \Delta E_{pot} - \Delta E_{Reibung} = 0 \qquad (9)$$

SCHICHTDICKEN AUF DER DEICHAUßENBÖSCHUNG



Berechnungsansatz

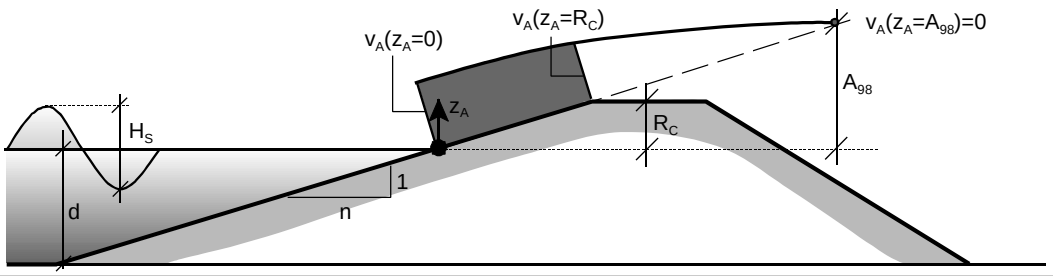
$$h_A = \frac{c_2^*}{n} x_*$$

mit:
x_* = x_Z-x_A
x_A = horiz. Abstand zum RWS [m]
x_Z = $n \cdot A_{98}$ = horiz. Projektion der Wellenauflaufhöhe A_{98}[m]
n = Deichneigung [-]
c_2^* = empirischer Koeffizient [-]
h_A = Schichtdicke
$\overline{h}_A = \frac{1}{t_{ref}} \int_0^{t_{ref}} h_A(t)dt$ = mittlere Wasserüberdeckung
t_{ref} = Referenzbereich

Statistische Parameter

	c_2^*	σ'
$h_{A,50}$	0,168	23%
$h_{A,98}$	0,216	20%
$\overline{h}_A$	0,048	27%

AUFLAUFGESCHWINDIGKEITEN AUF DER DEICHAUßENBÖSCHUNG



Berechnungsansatz

$$\frac{v_A}{\left(\frac{\pi H_S}{T_m}\right)} = a_0^* \, n \, \xi_d \sqrt{\frac{A_{98} - z_A}{H_S}}$$

mit:

$$\xi_d = \frac{\tan\alpha}{\sqrt{H_S / L_0}} \qquad L_0 = \frac{g T_m^{\,2}}{2\pi}$$

tanα= 1: n
v_A = Auflaufgeschwindigkeit
z_A = vertikaler Abstand zum RWS
a_0^* = Koeffizient zur Berücksichtigung der Reibung

Statistische Parameter

	a_0^*	σ'
$v_{A,50}$	0,75	15%
$v_{A,90}$	1,00	18%
$v_{A,98}$	1,10	23%

Abb. 11: Bestimmung der Schichtdicken und Auflaufgeschwindigkeiten auf der Deichaußenböschung

hergeleitet werden, wobei der Einfluß der Reibung empirisch erfaßt wird. Durch Umformung kann abschließend die folgende dimensionslose Gleichung ermittelt werden:

$$\frac{v_A}{\left(\frac{\pi\ H_S}{T_m}\right)} = \frac{a_0^*}{\sqrt{H_S\ /\ L_0}} \sqrt{\frac{A_{98}\ -\ z_A}{H_S}} \qquad (10)$$

mit:
v_A = Auflaufgeschwindigkeit [m/s]
H_S = signifikante Wellenhöhe [m]
T_m = mittlere Wellenperiode [s]
A_{98} = Wellenauflaufhöhe [m]
a_0* = Koeffizient zur Berücksichtigung der Reibung [-]
z_A = vertikaler Abstand zum RWS [m]
L_0 = Tiefwasserwellenlänge [m]

Die Auflaufgeschwindigkeiten nehmen vom RWS bis zur maximalen Wellenauflaufhöhe A_{98} ab und mit zunehmender Deichneigung zu. Eine Zusammenstellung der maßgebenden Werte für a_0* sowie die erforderlichen Definitionen können Abbildung 11 entnommen werden. Wellenablaufgeschwindigkeiten wurden nicht untersucht, da sie für die weitere Zielsetzung nicht relevant sind.

3.4 Wellenüberlauf

Die Untersuchungen zum Wellenüberlauf stellen den Schwerpunkt dieser Arbeit dar. In der Vergangenheit wurde Wellenüberlauf eher als Randproblem betrachtet. Aufgrund der deterministischen Bemessung von Seedeichen auf eine maßgebende Wellenauflaufhöhe findet rein rechnerisch kein oder nur wenig Wellenüberlauf statt. Allerdings kann Wellenüberlauf wegen zahlreicher Unsicherheiten sowohl bei der Festlegung des Bemessungswasserstandes (Eintrittswahrscheinlichkeit von Extremsturmfluten, säkularer Meeresspiegelanstieg, etc.) als auch des maßgebenden Seegangs nicht vollständig ausgeschlossen werden und ist somit bei der Bemessung von Seedeichen zu berücksichtigen. Dies ist auch deswegen erforderlich, weil in der Vergangenheit ein Großteil der Deichbrüche auf der Deichbinnenböschung begannen. Da heutige Deiche geometrisch nicht mehr den Deichen von 1962 oder 1976 entsprechen, waren Untersuchungen erforderlich, um das Strömungsverhalten des überlaufenden Wassers auf Deichkrone und Deichbinnenböschung zu bestimmen. Nur aufgrund der direkten Strömungsgrößen (Schichtdicken, Überlaufgeschwindigkeiten) ist es möglich, die Sicherheit eines Deiches gegen Infiltration und Erosion zu bestimmen.

Mittlere Wellenüberlaufraten, wie sie heutzutage verwendet werden, sind dazu nicht geeignet. So kann eine mittlere Wellenüberlaufrate von 0,5 l/(s m) bei 100 Wellen mit einer mittleren Wellenperiode von T_m=7 s von jeder ankommenden Welle verursacht werden. Dies entspricht dann einem Überlaufvolumen von 3,5 l/m für jede überlaufende Welle. Genauso gut kann eine mittlere Wellenüberlaufrate von 0,5 l/(s m) bei 100 Wellen mit T_m=7 s aber auch von einer einzigen überlaufenden Welle erzeugt werden. Dies entspricht dann einem Überlaufvolumen von 350 l/m für die überlaufende Welle. Der Unterschied in den Auswirkungen auf den Deich selber sowie evtl. auf eine Bebauung oder Objekte hinter dem Deich ist für beide Fälle offensichtlich.

Im folgenden wird zuerst auf Deichschäden infolge Wellenüberlaufs eingegangen, um die Notwendigkeit der Bemessung von Seedeichen auf Wellenüberlauf zu verdeutlichen. Anschließend wird ein neuer Ansatz zur Bestimmung mittlerer Wellenüberlaufraten vorgestellt, der für Seegang auf Watt-, Ästuar- und Vorlandgebieten sowie für theoretischen Seegang entwickelt wurde. Damit steht erstmals ein Berechnungsansatz für mittlere Wellenüberlaufraten zur Verfügung, der gemessenen Seegang an der Deutschen Küste berücksichtigt.

Abschließend wird dieser Berechnungsansatz zur Bestimmung der Strömungsgrößen auf Deichkrone und Deichbinnenböschung dargestellt, um Schichtdicken und Überlaufgeschwindigkeiten an jeder Position auf Deichkrone und Deichbinnenböschung zu bestimmen. Dieser Berechnungsansatz wurde analytisch hergeleitet und im Rahmen dieses Projektes validiert und vorgestellt.

3.4.1 Deichschäden infolge Wellenüberlaufs

In der Vergangenheit hat Wellenüberlauf zu zahlreichen Deichschäden und Überflutungen geführt. Dies belegen Deichschäden und Deichbrüche der schweren Sturmfluten der Jahre 1953 (Hollandsturmflut), 1962 (Februarsturmflut) und 1976. Aber auch in jüngster Vergangenheit ist es im Süden Dänemarks zu Deichbrüchen infolge Wellenüberlaufs gekommen (Sturmtief Anatol 4.-5. Dezember 1999). Abbildung 12 zeigt die Entwicklung eines Deichschadens von der Rutschung der Deichbinnenböschung über den Deichbruch zur Überflutung der anschließenden Polderfläche auf der Insel Romö. Zwei Bauernhöfe wurden vollständig überflutet.

Ein Deichschaden auf der Binnenböschung wird durch überlaufendes Wasser initiiert. Hierdurch kommt es zur Erosion und Infiltration der Kleidecke. Das überlaufende Wasser rauht die Kleiböschung auf und löst Klei- und Sandpartikel aus der Kleidecke heraus. Dies führt zu einer Schwächung der Grasnarbe infolge Erosion. Zusätzlich kommt es zur Infiltration des überlaufenden Wassers in die Deichbinnenböschung. Die Kleidecke weicht auf, und es entsteht ein Riß an der Deichkrone (Rasenabsetzen) (Abb. 1). Dauert der Wellenüberlauf an, so rutscht die Deichbinnenböschung auf dem Deichkern oder einer anderen Gleitfläche ab (En-bloc-Rutschung).

Abb. 12: Entwicklung eines Deichschadens auf der Insel Romö (Dänemark) Fotos: Piontkowitz; Kystdirektoratet; Lemvig

Der so geschwächte Deich hat nur noch wenig Widerstand gegenüber den Strömungskräften des überlaufenden Wassers. Es kommt zum Kappensturz und schließlich zum Deichbruch. Die Entstehung eines Deichschadens bzw. eines Deichbruchs infolge Wellenüberlaufs wird durch weitere Einflußfaktoren begünstigt. Hierzu zählen ungünstige meteorologische Bedingungen (z.B. Starkregenereignisse), eine nicht ausreichende Deichgeometrie (z.B. zu steile Böschungsneigungen), ein nicht ausreichender Widerstand des Bodens (z.B. hoher Sandgehalt in der Kleidecke), negative biologische Faktoren (schlechte Durchwurzelung oder Wühltierbefall), Installationen im Deich (z.B. Kabel oder Masten), eine schlechte Deichunterhaltung oder auch Treibgut (z.B. Bäume). Hauptursache für einen Deichschaden ist allerdings die Wechselwirkung zwischen Wellenüberlaufwasser und Boden. RICHWIEN u. WEISSMANN (1995) zeigen, daß bei kleihaltigen Böden die Infiltration und bei sandigen Böden die Erosion maßgebend für Rutschungen der Binnenböschung sind.

3.4.2 Mittlere Wellenüberlaufraten

(a) Referenzfall

Die gegenwärtige Bemessungspraxis sieht die Verwendung mittlerer Wellenüberlaufraten vor. Eine mittlere Wellenüberlaufrate ist definiert als die Wassermenge, die während einer vorgegebenen Zeitspanne mit quasi-konstantem Wasserstand über die Deichkrone fließt.

Für die Bestimmung mittlerer Wellenüberlaufraten sind zwei Randbedingungen zu beachten:

- Wellenüberlauf ohne Freibord (R_C=0), d.h. der Wasserstand hat die gleiche Höhe wie die Deichkrone. Dieser Fall trat z.B. bei den Elbdeichen während der Februarsturmflut von 1962 auf.
- Wellenüberlauf für R_C=A_{98}, d.h. die Freibordhöhe entspricht der maßgebenden Wellenauflaufhöhe. Dieser Fall berücksichtigt die Wellenüberlaufrate, wenn ein Deich auf die Auflaufhöhe A_{98} bemessen wird. In diesem Fall laufen 2% aller Wellen höher als die Auflaufhöhe A_{98} auf und erzeugen somit Wellenüberlauf.

Beide Randbedingungen werden im nachfolgend dargestellten Bemessungsansatz vollständig berücksichtigt (SCHÜTTRUMPF, 2001). Es gilt:

$$\frac{q}{\sqrt{2\ g\ H_S^3}} = c_4 \cdot \frac{\tan\ \alpha}{\sqrt{H_S/L_0}} \cdot \exp\left(-b' \frac{R_C}{A_{98}} \right) \tag{11}$$

mit: q = mittlere Wellenüberlaufrate [m^3/(s m)]

Die Koeffizienten c_4 und b‘ müssen in Abhängigkeit des angreifenden Seegangs bestimmt werden. Da die Wellenauflaufhöhe A_{98} proportional zum Produkt aus Wellenhöhe H_S und Brecherkennzahl ξ_d ist, wird aus Gründen der Vereinfachung Gl. (11) wie folgt umgeschrieben:

$$\frac{q}{\sqrt{2\ g\ H_S^3}} = c_4 \cdot \frac{\tan\ \alpha}{\sqrt{H_S/L_0}} \cdot \exp\left(-b\ \frac{R_C}{\xi_d\ H_S} \right) \tag{12}$$

mit: $\xi_d = \dfrac{\tan\alpha}{\sqrt{H_S/L_0}}$ = Brecherkennzahl

Eine Aufstellung der Werte für die Koeffizienten c_4 und b gibt Abb. 13.

VAN DER MEER et al. (1998) ermitteln individuelle Wellenüberlaufmengen V und die Anzahl der Wellenüberläufe N_{ow} aus mittleren Wellenüberlaufraten q mit Hilfe einer Weibull-Verteilung. Aus Gründen der Vollständigkeit ist der Berechnungsansatz für individuelle Wellenüberlaufmengen nach VAN DER MEER in Abb. 13 zusätzlich dargestellt.

(b) Einflußfaktoren auf die Wellenüberlaufrate

Genauso wie die Wellenauflaufhöhe A_{98} wird auch die mittlere Wellenüberlaufrate q von verschiedenen Einflußfaktoren (Böschungsrauheit, Wellenangriffswinkel, etc.) beeinflußt, die sich reduzierend auf den Wellenüberlauf auswirken. Da der Wellenüberlauf stark von der Wellenauflaufhöhe A_{98} abhängt, können die gleichen Reduktionsfaktoren wie für den Wellenauflauf verwendet werden. Die Einflußfaktoren auf den Wellenüberlauf werden wie folgt berücksichtigt:

$$\frac{q}{\sqrt{2\ g\ H_S^3}} = c_4 \cdot \frac{\tan\alpha}{\sqrt{H_S/L_0}} \cdot \exp\left(-b\ \frac{R_C}{\gamma_\theta\ \gamma_f\ \gamma_b\ \xi_d\ H_S} \right) \tag{13}$$

3.4.3 Strömungsgrößen auf der Deichkrone und Deichbinnenböschung

(a) Deichkrone

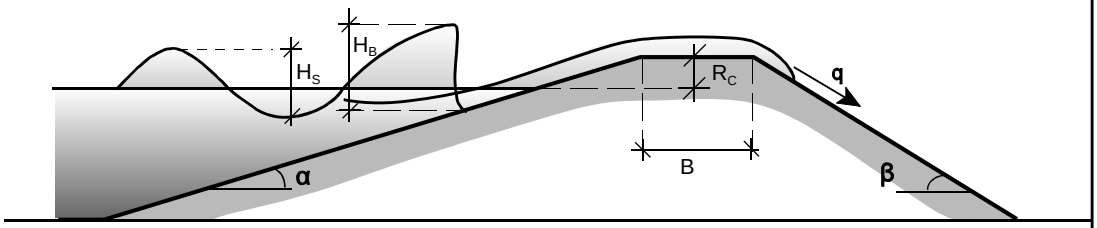
Am Ende der Deichaußenböschung trifft der Auflaufschwall auf die Deichkrone. Hier kommt es zu einer Trennung des Auflaufschwalls in zwei Strömungsfelder mit entgegengesetzter Richtung. Ein Teil des Auflaufwassers fließt über die Deichkrone auf die Deichbinnenböschung. Dieser Anteil wird als Wellenüberlauf bezeichnet. Ein weiterer Teil des Auflaufwassers erreicht nicht die Deichkrone und fließt als Wellenablauf auf der Deichaußenböschung zurück. Ein geringer Teil des Wassers, das die Deichkrone erreicht, fließt ebenfalls auf der Deichaußenböschung zurück. Diese hochturbulenten und sehr komplexen Strömungsvorgänge machen die theoretische Herleitung der Strömungsgrößen für die Deichkrone sehr schwierig. Daher ist auch die numerische Behandlung der Strömungsprozesse auf der Deichkrone bislang nicht ausreichend gelungen, da insbesondere das Herauslösen des hochturbulenten Überlaufschwalls aus dem Wellenauflauf nicht simuliert werden kann.

Auf der Deichkrone bleibt die Geschwindigkeit der Überlaufzunge nahezu konstant, da die Überlaufgeschwindigkeit nur von der relativ glatten Deichoberfläche beeinflußt wird. Theoretisch kann die Überlaufgeschwindigkeit v_K auf der Deichkrone aus einer vereinfachten Navier-Stokes-Gleichung hergeleitet werden (SCHÜTTRUMPF, 2001):

$$v_K(x_K) = v_K(x_K{=}0) \cdot \exp\left(-\frac{x_K\ f}{2\ h_K} \right) \tag{14}$$

mit:
- v_K = Überlaufgeschwindigkeit auf der Deichkrone [m/s]
- x_K = horizontale Koordinate auf der Deichkrone mit $x_K = 0$ am Beginn der Deichkrone und $x_K = B$ am Ende der Deichkrone [m]
- h_K = Schichtdicke [m]
- f = Reibungsbeiwert [-]

WELLENÜBERLAUF



Mittlere Wellenüberlaufrate

$$\frac{q}{\sqrt{2gH^3}} = c_4 \frac{\tan\alpha}{\sqrt{H / L_0}} \cdot \exp\left(-b \cdot \frac{R_c}{H\ \xi_d\ \gamma_\theta\ \gamma_f\ \gamma_b}\right)$$

q = mittlere Wellenüberlaufrate [m³/(s·m)] c_4 = 0,038; dimensionsloser Koeffizient
H = Wellenhöhe
L_0 = Tiefwasserwellenlänge = $(gT^2)/(2\pi)$
T = Wellenperiode
b = dimensionloser Überlaufkoeffizient
$\gamma_\theta, \gamma_f, \gamma_b$ = Reduktionskoeffizienten für den Einfluß der Wellenangriffsrichtung, der Rauheit, einer Berme

Dimensionslose Überlaufkoeffizienten

	Universell		offene Küste		Watt und Vorland	
	b	σ´	b	σ´	b	σ´
$H_{mo}; T_{0,1}$	2,87	6,5%	2,18	5,8%	3,36	5,6%
$H_{mo}; T_{-1,0}$	3,54	8,3%	2,79	6,0%	4,09	4,3%
$H_m; T_m$	2,77	5,0%	2,50	6,0%	2,99	4,4%
$H_s; T_m$	3,94	6,1%	3,33	6,6%	4,44	5,5%
$H_{m0}; T_m$	3,85	5,9%	3,25	6,3%	4,32	4,9%

σ' = Variationskoeffizient

Einflußfaktoren

Für den Wellenüberlauf gelten die gleichen Reduktionsfaktoren γ wie für den Wellenauflauf (s. Abschnitt 4.1)

Anzahl der überlaufenden Wellen

$$P_{oW} = \frac{N_{oW}}{N_W} = \exp\left(-\left(\frac{R_C / H_S}{c}\right)\right)$$

mit N_{ow} = Anzahl der überlaufenden Wellen
N_w = Anzahl der ankommenden Wellen
P_{oW} = Überlaufwahrscheinlichkeit

$$c = 0{,}81\gamma_f\gamma_\theta \cdot \frac{\tan\alpha}{\sqrt{H_S / L_0}} \le 1{,}62\gamma_f\gamma_\theta$$

(nach VAN DER MEER et al. 1998)

Bestimmung individueller Wellenüberlaufmengen

$$P_V(\overline{V} \le V) = 1 - \exp\left(-\left(\frac{V}{a}\right)^{0,75}\right) \qquad a = 0{,}84\frac{T_m \cdot q}{P_{ow}}$$

mit P_V = Wahrscheinlichkeit, daß das Überlaufvolumen kleiner bzw. gleich V ist.

(nach VAN DER MEER et al. 1998)

Abb. 13: Bestimmung mittlerer Wellenüberlaufraten

Für die Herleitung dieser Gleichung wurden die folgenden Annahmen getroffen:

- die böschungsnormalen Geschwindigkeiten sind gegenüber den böschungsparallelen Geschwindigkeiten vernachlässigbar,
- der viskose Reibungsanteil in Kronenrichtung ist vernachlässigbar gegenüber dem viskosen Reibungsanteil normal zur Deichkrone (aufgrund der vertikalen Geschwindigkeitsverteilung !) ,
- atmosphärische Druckänderungen und die böschungsparallelen Änderungen der dynamischen Drücke an der Deichoberfläche sind vernachlässigbar.

Aus Gl. (14) wird deutlich, daß Reibungsbeiwert f, Schichtdicke h_K und Weg x_K die Überlaufgeschwindigkeiten beeinflussen. Je größer x_K und f werden, umso stärker wird die Überlaufgeschwindigkeit v_K auf der Deichkrone reduziert. Dagegen wirkt sich eine kleine Schichtdicke h_K am Beginn der Deichkrone ebenfalls reduzierend auf die Überlaufgeschwindigkeiten aus. In Abbildung 14 ist die Validation des Ansatzes auf der Grundlage großmaßstäblicher Modellversuche dargestellt. Hier zeigt sich eine gute Übereinstimmung des theoretischen Ansatzes mit den experimentellen Untersuchungen im Großen Wellenkanal.

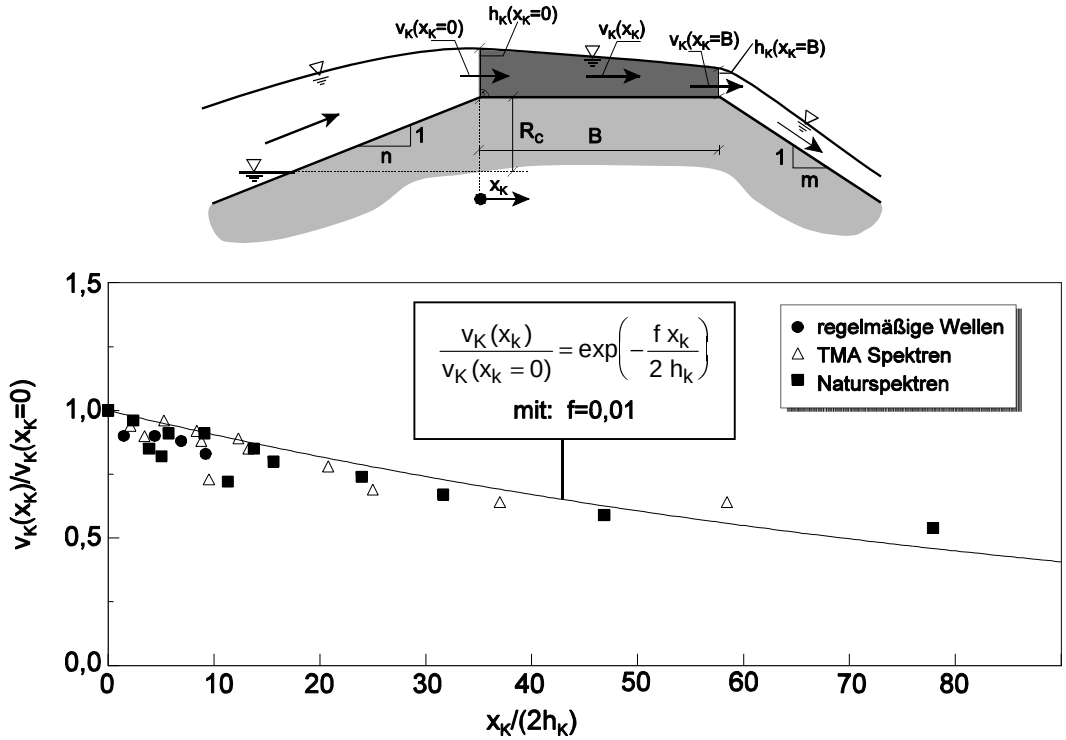


Abb. 14: Validation eines theoretischen Ansatzes für Überlaufgeschwindigkeiten auf der Deichkrone durch Messungen im Großen Wellenkanal

Die Schichtdicke h_K auf der Deichkrone wurde gesondert untersucht. Der Grund hierfür liegt in der Aufteilung des Auflaufschwalls in Ablauf- und Überlaufschwall am Beginn der Deichkrone. Beim Überlaufschwall handelt es sich um eine Wassermasse, die auf der Deichkrone deformiert wird und sich von der Auflaufströmung trennt. Die Schichtdicken auf der Deichkrone können anhand der

folgenden empirischen Gleichung bestimmt werden:

$$\frac{h_K(x_K)}{h_K(x_K=0)} = \exp\left(-c_3 \frac{x_K}{B}\right) \tag{15}$$

mit: c_3 = 0,89 für TMA-Spektren (σ‘ = 7,0%)
c_3 = 0,75 für JONSWAP-Spektren (σ‘ = 6,6%)
c_3 = 1,11 für naturnahe Wellenspektren (σ‘ = 9,0%)

Der Berechnungsansatz zur Ermittlung der Strömungsgrößen auf der Deichkrone ist in Abbildung 15 dargestellt.

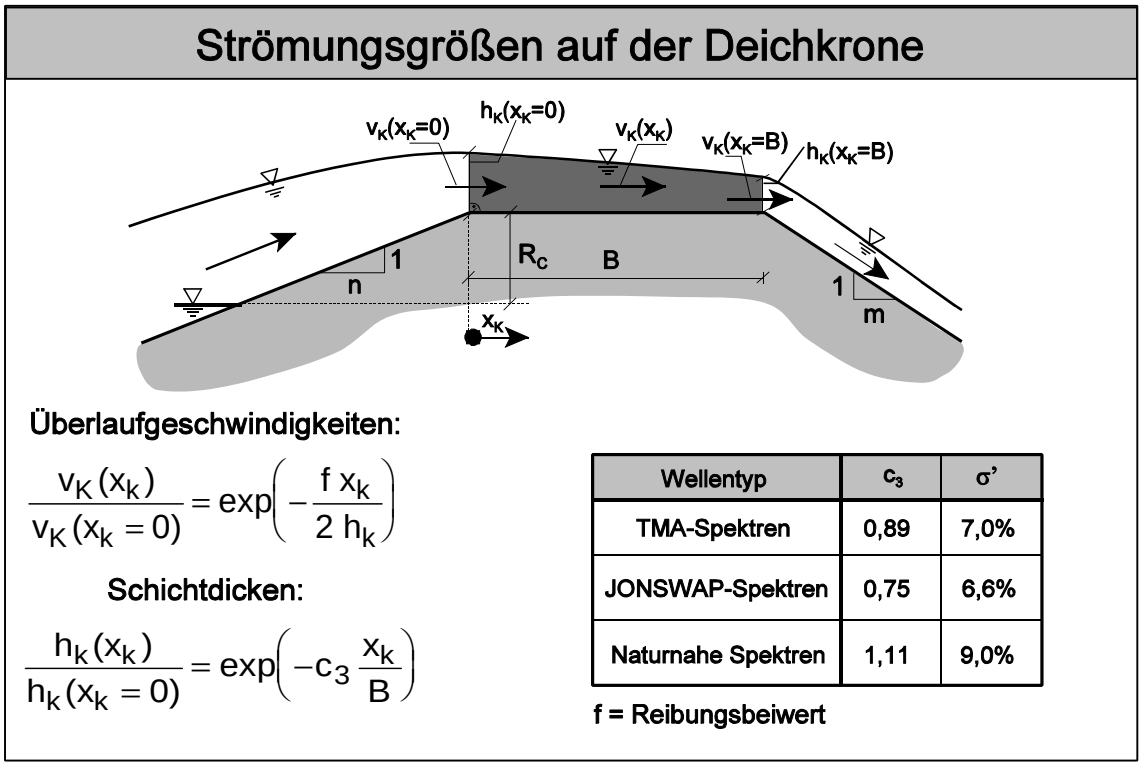


Abb. 15: Berechnungsansätze für das Strömungsfeld auf der Deichkrone

(b) Deichbinnenböschung

Das überlaufende Wasser fließt von der Deichkrone auf die Deichbinnenböschung. Wie bereits in Abschnitt 3.4.1 gezeigt wurde, werden schwere Schäden an Deichen häufig durch überlaufendes Wasser von der Binnenböschung her verursacht. Daher stellt die Beschreibung der Strömungsgrößen auf der Deichbinnenböschung den Schwerpunkt dieser Arbeit dar.

Auf der Deichbinnenböschung wird der Überlaufschwall von der Gravitation g beschleunigt. Dies führt zu einer Abnahme der Schichtdicken und einer Zunahme der Überlaufgeschwindigkeiten in Fließrichtung. Der Beschleunigung infolge Gravitation wirken innere (Turbulenz) und äußere (Sohlreibung) Reibung entgegen. Maßgebend für die Entwicklung der Überlaufgeschwindigkeiten

v_B und Schichtdicken h_B sind:

- die Anfangsgeschwindigkeit v_0 und die Anfangsschichtdicke h_0 am Beginn der Deichbinnenböschung,
- die Neigung der Binnenböschung tan α,
- der Reibungsbeiwert f und
- der böschungsparallele Abstand zur Deichkrone s_B.

Auf Grundlage der allgemeinen Navier-Stokes-Gleichung und der Kontinuitätsgleichung wurde eine analytische Lösung zur Ermittlung von Schichtdicken und Überlaufgeschwindigkeiten entwickelt. Dazu wurden die gleichen Annahmen wie für die Ermittlung des Strömungsansatzes für die Deichkrone getroffen, und es konnte die folgende Gleichung entwickelt werden, die die Änderungen der Strömungsgrößen auf der Deichbinnenböschung beschreibt (SCHÜTTRUMPF, 2001):

$$v_B = \frac{v_0 + \frac{k_1 \, h_B}{f} \tanh\left(\frac{k_1 \, t}{2}\right)}{1 + \frac{f \, v_0}{h_B \, k_1} \tanh\left(\frac{k_1 \, t}{2}\right)} \qquad (16)$$

mit:

$$t = -\frac{v_0}{g \sin\beta} + \sqrt{\frac{v_0^2}{g^2 \sin^2\beta} + \frac{2 \, s_B}{g \sin\beta}} \quad \text{und} \quad k_1 = \sqrt{\frac{2 \, f \, g \sin\beta}{h_B}}$$

v_B = Überlaufgeschwindigkeit am Ort s_B (mit $v_0 = v_B(s_B=0)$)
h_B = Schichtdicke am Ort s_B (mit $h_0 = h_B(s_B=0)$)
t = Zeit [s]
g = Erdbeschleunigung [m/s^2]
f = Reibungsbeiwert [-]
β = Neigung der Binnenböschung [°]

Diese Gleichung ist iterativ zu lösen, da h_B und v_B zu Beginn der Berechnung nicht bekannt sind. Es wird empfohlen, für h_B in erster Näherung die Schichtdicke am Ende der Deichkrone ($h_K(x_K=B)$) einzusetzen. Nach drei Iterationen ist das endgültige Ergebnis mit ausreichender Genauigkeit erreicht.

Aufgrund der Kontinuitätsgleichung kann die Schichtdicke h_B wie folgt ermittelt werden:

$$h_B = \frac{v_0 \cdot h_0}{v_B} \tag{17}$$

mit: v_0, h_0 = Überlaufgeschwindigkeit bzw. Schichtdicke am Beginn der Deichbinnenböschung

Da Schichtdicke und Überlaufgeschwindigkeit am Beginn der Deichbinnenböschung von den Prozessen auf Deichaußenböschung und Deichkrone bestimmt werden, soll im folgenden auf die geometrischen Parameter der Deichbinnenböschung eingegangen werden, die den Überlaufschwall direkt beeinflussen. Dies sind der Reibungsbeiwert f und die Neigung der Binnenböschung tan β. Der Reibungsbeiwert f kann für glatte Böschungen (z.B. Asphalt, Beton) zu f=0,02 angesetzt werden. Für Schüttsteinböschungen kann der Reibungsbeiwert Werte bis f=0,6 annehmen. Je rauher die Böschung ist, umso mehr wirkt die Sohlreibung der Gravitation entgegen. Sensitivitätsuntersuchungen haben gezeigt, daß Schichtdicke und Überlaufgeschwindigkeit auf der Deichbinnenböschung für rauhe Oberflächen (Schüttsteine) nahezu konstant bleiben (SCHÜTTRUMPF, 2001). Dagegen kommt es auf einer glatten Beton- oder Asphaltböschung zu einer deutlichen Beschleunigung der Überlaufströmung infolge Gravitation. Auch für Grasböschungen, die bislang noch nicht untersucht werden konnten, sollte vorerst der Reibungsbeiwert f für glatte Betonböschungen angesetzt werden.

Die Neigung der Deichbinnenböschung ist bei der Ermittlung der Strömungsgrößen auf der Deichbinnenböschung ebenfalls zu berücksichtigen. Sensitivitätsuntersuchungen haben gezeigt, daß die Überlaufgeschwindigkeiten mit zunehmender Neigung der Binnenböschung zunehmen, d.h. je flacher die Binnenböschung ist, umso geringer ist die Zunahme der Überlaufgeschwindigkeiten auf der Deichbinnenböschung.

In Abbildung 16 ist ein Vergleich des analytischen Berechnungsansatzes mit den Meßergebnissen der klein- und großmaßstäblichen Modellversuche dargestellt. Abbildung 16 (Mitte) zeigt die Übereinstimmung der berechneten und gemessenen Überlaufgeschwindigkeiten und Schichtdicken für die kleinmaßstäblichen Modellversuche. Zusätzlich ist in Abbildung 16 (unten) die Entwicklung der Überlaufgeschwindigkeiten entlang der Deichbinnenböschung für die GWK Versuche dargestellt. Auch hier zeigt sich eine sehr gute Übereinstimmung der gemessenen und berechneten Geschwindigkeiten.

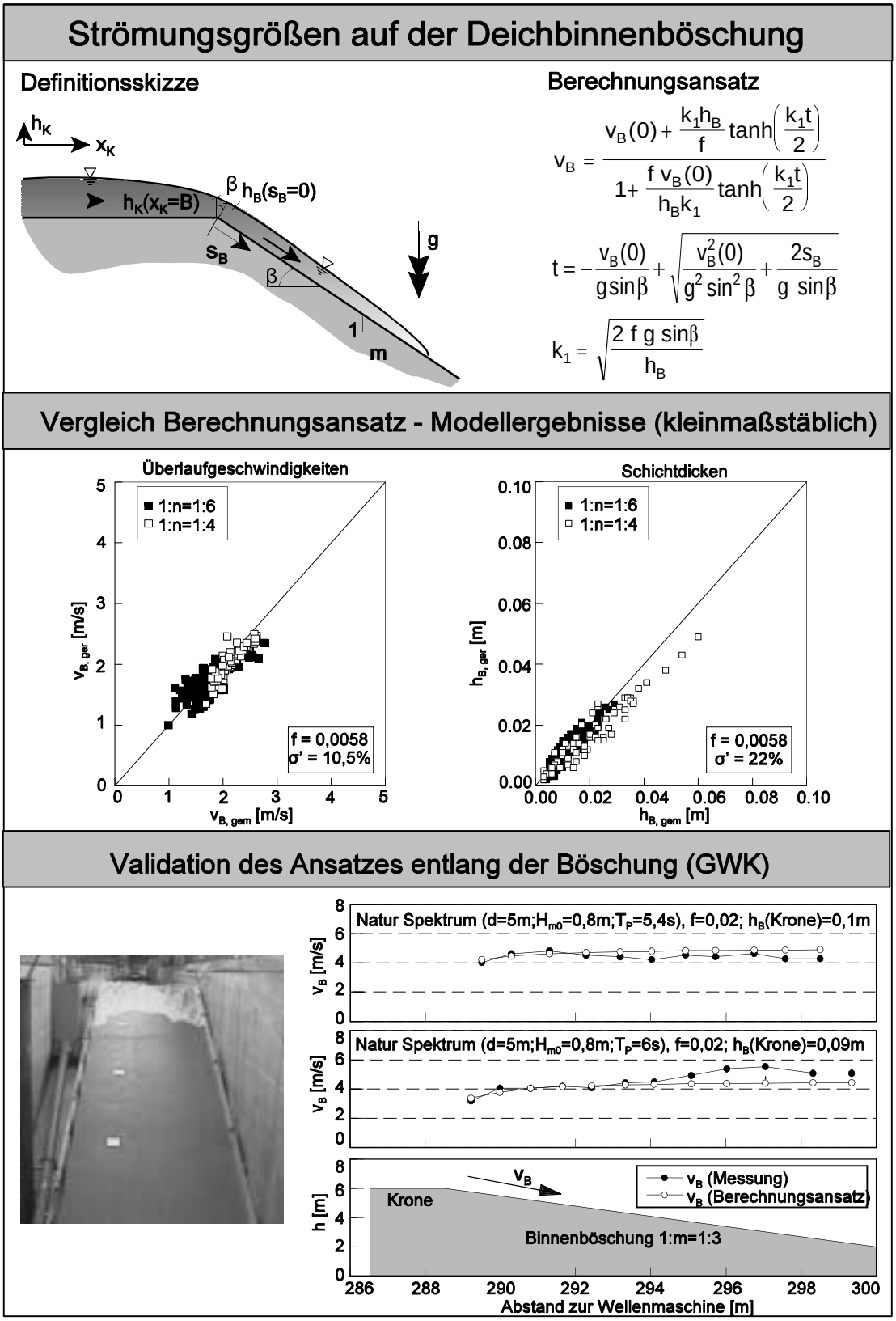


Abb. 16: Bestimmung der Schichtdicken und Überlaufgeschwindigkeiten auf der Deichbinnenböschung

4 Bodenmechanische Untersuchungen

Mit Hilfe der Versuche im GWK sollten die Ergebnisse der bisherigen Forschung zur Standsicherheit von Deichbinnenböschungen bei Wellenüberlauf verifiziert werden. Dies ist in idealer Weise im GWK möglich, da die bodenmechanischen Parameter der Versuchsböden sowie der innere Aufbau des Versuchsdeiches bekannt sind und jeder gewünschte Wellenüberlauf gezielt eingestellt werden kann. Weiter findet der Versuchsbetrieb weitestgehend witterungsgeschützt statt. Lediglich Frostperioden von längerer Dauer führen zu einer Unterbrechung der Versuche.

Für die Untersuchung im GWK bestanden folgende Verifikationsziele:

- Simulation des Wellenüberlaufes
- Bestimmung der Funktionen von Schichtdicke und Strömungsgeschwindigkeit
- Kontrollierte Herbeiführung des Versagens der Binnenböschung
- Überprüfung des Infiltrationsmodells (RICHWIEN u. WEISSMANN, 1999)
- Überprüfung des Versagensmodells (RICHWIEN u. WEISSMANN, 1999)

Die Simulation des Wellenüberlaufs sowie die Beschreibung der Schichtdicken und der Strömungsgeschwindigkeiten des Überlaufschwalls auf Deichkrone und Deichbinnenböschung wurde in Phase I des Projektes vom Leichtweiß-Institut durchgeführt und sind in Abschnitt 3 dieses Berichtes dargestellt. Die hierbei gewonnenen Daten dienen als Eingangsdaten für die Standsicherheitsberechnung unter Berücksichtigung der Infiltration und der Festigkeitsveränderungen des Abdeckbodens bei Wasseraufnahme.

In Phase II der Untersuchung wurde die Asphaltdecke auf der Deichkrone und der Binnenböschung (vgl. Abschnitt 3.1 dieses Berichts) durch Kleiboden ersetzt. Hierfür wurden in Abstimmung mit der Beratergruppe des KFKI drei verschiedene Versuchsböden ausgewählt, die in ihrer Gesamtheit repräsentativ für die üblicherweise eingesetzten Deichböden sein sollten.

Die grundsätzliche Eignung der ausgewählten Versuchsböden wurde zuvor in zwei Feldeinsätzen überprüft. In einem ersten Feldeinsatz in Cäciliengroden bei Wilhelmshaven wurden bereits am 25.11.1998 sowohl 240 ungestörte Bodenproben der Güteklasse 1 nach DIN 4021 entnommen, als auch gestörte Bodenproben für die weitere Untersuchung gewonnen. In einem zweiten Feldeinsatz in der Zeit vom 16.04.1999 bis zum 19.04.1999 wurden an den zwei ausgewählten Standorten in Elisabethgroden Dkm 3,5 und Dkm 9,0 je Standort 140 ungestörte sowie weitere gestörte Bodenproben entnommen. Die Ergebnisse dieser Untersuchungen sind detailliert bei RICHWIEN u. WEISSMANN, 2000 (Teilbericht I zu diesem Forschungsprojekt, Bodenmechanische Voruntersuchungen) dargestellt. Darin wurde neben den Ergebnissen der grundsätzlichen bodenmechanischen

Versuche zur Bestimmung der Kornverteilung, Plastizität, Proctordichte und Durchlässigkeit auch die Veränderung der Festigkeit des Bodens bei Wasserzutritt beschrieben. Auf der Grundlage dieser Versuche wurden die gefundenen Eigenschaften mit den für die Versuchsböden geforderten bodenmechanischen Eigenschaften verglichen. Darüber hinaus wurde auch der Eignungsgrad bzw. die Eignungsklasse für jeden Versuchsboden ermittelt (s. RICHWIEN u. WEISSMANN 1999 - Untersuchung zur Quantifizierung der Sicherheitsreserven von Seedeichen Teil IV - "Abschlußbericht"). Teil I dieser Untersuchung stellte die bodenmechanische Grundlage für die weitergehenden Untersuchungen im GWK dar.

Zur Funktionsüberprüfung der Meßgeräte und zur Bestimmung des Einflusses unterschiedlicher Wellenüberlaufereignisse auf die Infiltration wurde in Abstimmung mit der Beratergruppe eine Testfeldphase eingeschoben, bevor die Untersuchung an der komplett aus Boden bestehenden Binnenböschung vorgenommen werden sollten. Für diese Phase wurden auf der Deichkrone ein 1m x 1m und auf der Binnenböschung ein 1m x 3m großes Feld für den Einbau von Kleiboden eingerichtet. Daran konnte sowohl der Einbau des Bodens wie auch der Einbau der im Boden befindlichen Meßgeräte getestet werden. Die Ergebnisse dieser Testfeldphase sind in dem Teilbericht II - "Testfeldversuche im GWK" (RICHWIEN u. WEISSMANN, 2001) enthalten.

4.1 Bodenmechanische Voruntersuchungen (Teil I)

4.1.1 Untersuchungsumfang

In den beiden Feldkampagnen wurden in Niedersachsen an den drei ausgewählten Deichstandorten Cäciliengroden, Elisabethgroden Dkm 9,0 und Elisabethgroden Dkm 3,5 Bodenproben gewonnen. Aus den gewonnenen gestörten wie ungestörten Bodenproben wurden alle für die Bestimmung des Eignungsgrades sowie zur Ansprache benötigten bodenmechanischen Parameter bestimmt. Darüber hinaus wurde für jeden Boden die Beziehung zwischen Wassergehalt und Festigkeit ermittelt. Die wesentlichen Ergebnisse dieser Untersuchungen sind im Abschnitt 4.1.2 zusammengefaßt und können im Detail RICHWIEN u. WIESSMANN (2000) entnommen werden. Die Auswahl dieser Böden für die Versuche im GWK orientierte sich an der Bandbreite der tatsächlich zur Verfügung stehenden Bodenarten und wurde gemeinsam mit der Beratergruppe des KFKI getroffen.

4.1.2 Ergebnisse der bodenmechanischen Voruntersuchungen

Die Korngrößenverteilung aller entnommenen Bodenproben wurde nach DIN 18123 in einer kombinierten Sieb-Schlämmanalyse ermittelt. Die Ergebnisse sind in Abbildung 17 als Körnungslinien dargestellt.

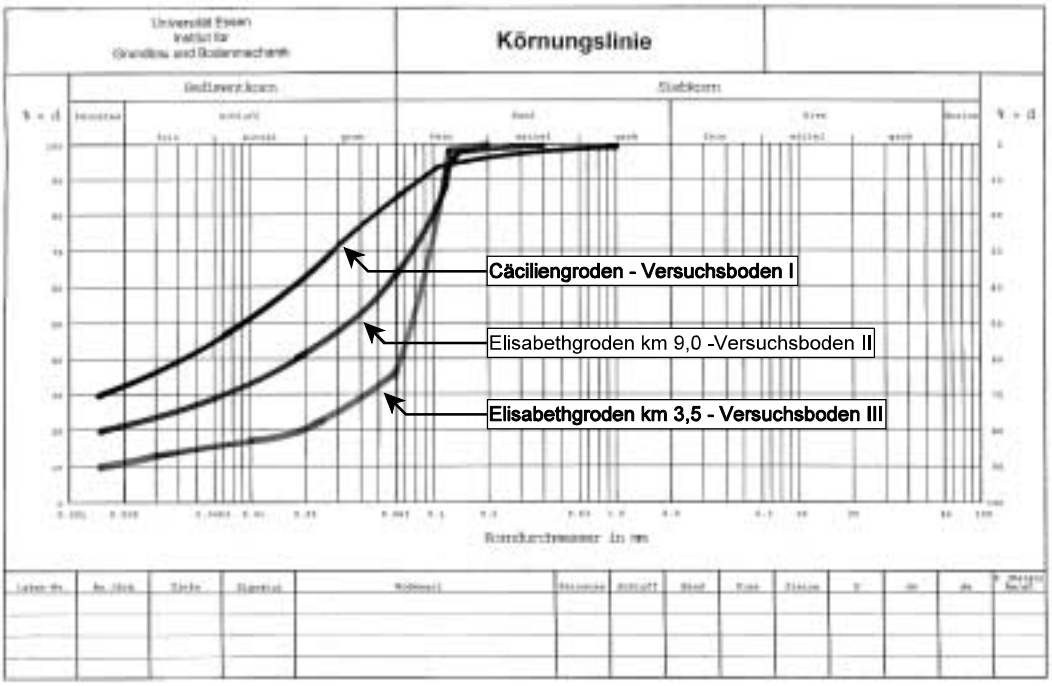


Abb. 17: Korngrößenverteilungen der drei Versuchsböden

Tab. 1: Übersicht über die bodenmechanischen Kennwerte der drei Versuchsböden

Bodenmechanische Kennwerte	**Versuchsboden I** Cäciliengroden	**Versuchsboden II** Elisabethgroden km9,0	**Versuchsboden III** Elisabethgroden km3,5
Tonanteil [%]	35	20	10
Schluffanteil [%]	53	45	30
Sandanteil [%]	12	35	60
natürlicher Wassergehalt w [-]	0,40...0,50	0,22...0,26	0,15...0,18
Schrumpfmaß V_S [%]	48,61	30,12	14,70
Schrumpfgrenze w_S [-]	0,2030	0,1643	0,1150
Ausrollgrenze w_P [-]	0,320	0,2044	0,1879
Fließgrenze w_L [-]	0,770	0,4120	0,2528
Plastizitätszahl I_P [-]	0,450	0,2076	0,0649
Konsistenzzahl I_C [-]	0,60...0,82	0,73...0,92	1,07...1,58
optimaler Wassergehalt w_{Pr} [-]	0,2590	0,1850	0,1470
Proctordichte ρ_{Pr} [g/cm^3]	1,458	1,643	1,835
Durchlässigkeitsbeiwert k_f [m/s]	$1{,}37 \cdot 10^{-9}$	$1{,}22 \cdot 10^{-8}$	$3{,}23 \cdot 10^{-6}$
Zerfallszeit $t_{30\%}$ [s]	>259200	97263	562
undrainierte Scherfestigkeit c_u [kN/m^2]	22,55 ... 70,68	18,64 ... 40	8,64 ... 24,13
Wasseraufnahmevermögen w_A[-]	0,762	0,688	0,464

Die bodenmechanischen Kennwerte sind in Tabelle 1 zusammengefaßt. Dabei sind wo nötig die Bandbreiten der Meßwerte durch Höchst- bzw. Tiefstwert, bzw. die Mittelwerte angegeben.

Anhand der Fließgrenze w_L und der Plastizitätszahl I_P kann ein bindiger Boden mit Hilfe des Plastizitätsdiagramms nach Casagrande näher benannt werden. Die Werte für die Versuchsböden sind in Abbildung 18 eingezeichnet. Daraus ergibt sich, daß der Boden in Cäciliengroden ein ausgeprägt plastischer Ton (TA) ist, in Elisabethgroden (km 9,0) ein mittelplastischer Ton (TM) vorliegt und sich der Boden aus Elisabethgroden km 3,5 im Übergangsbereich von einem Sand-Ton- Gemisch (ST) zu einem Sand- Schluff- Gemisch (SU) befindet.

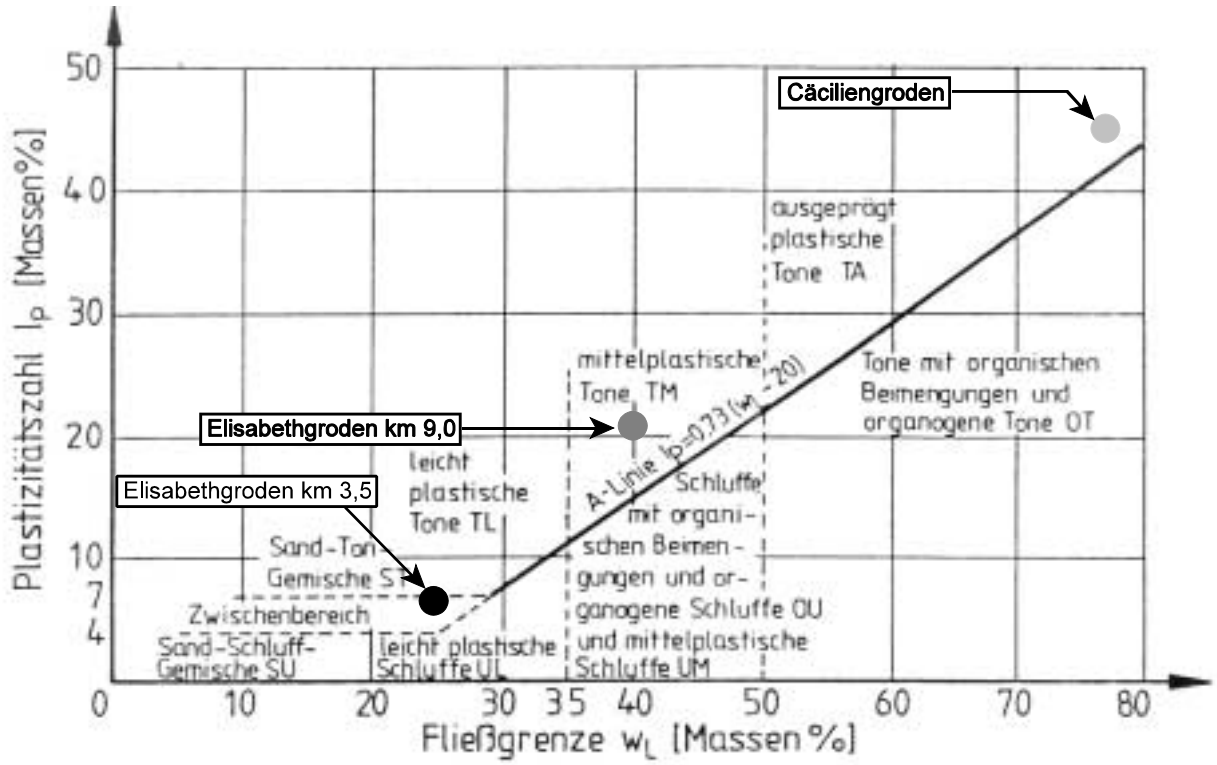


Abb. 18: Plastizitätsdiagramm nach Casagrande

Der Einfluß des Wassergehaltes w auf die undränierte Scherfestigkeit c_u wurde in vielen einaxialen Druckversuchen ermittelt. Abbildung 19 zeigt die Ergebnisse für den Boden aus Cäciliengroden.

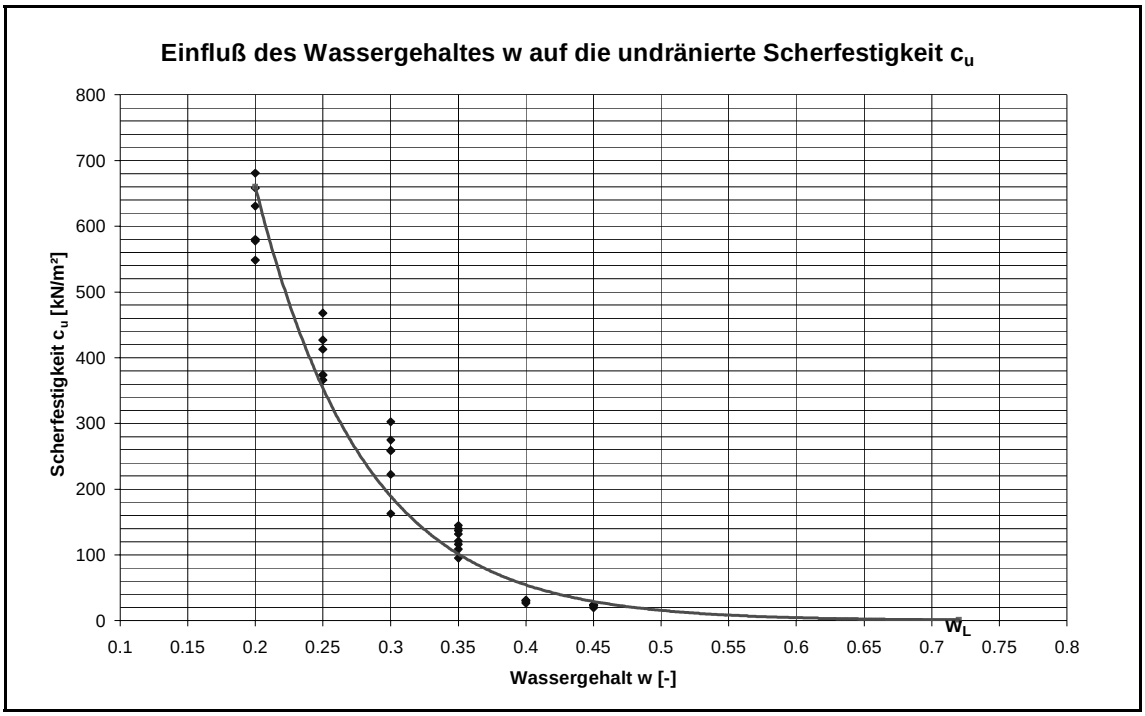


Abb. 19: Undrainierte Scherfestigkeit c_u von Cäciliengroden in Abhängigkeit vom Wassergehalt w

Mit einer durch die Meßwerte gelegten Exponentialfunktion kann die Veränderung der Scherfestigkeit mit dem Wassergehalt für jeden untersuchten Boden auch mathematisch beschrieben werden.

$$c_u = c_u(w_P)^{I_C} \quad (18)$$

Wird die Scherfestigkeit c_u im logarithmischen Maßstab über der Konsistenzzahl I_C im normalen Maßstab aufgetragen, stellt sich die Beziehung zwischen dem Wassergehalt respektive der Konsistenzzahl und der Scherfestigkeit als Gerade dar. Diese Gerade besitzt für alle Böden näherungsweise den gleichen Ursprung bei einer Konsistenzzahl von I_C=0 und einer Scherfestigkeit von c_u=1. Die Steigung der Geraden wird durch die Scherfestigkeit an der Ausrollgrenze festgelegt. Zur näherungsweisen Beschreibung der Scherfestigkeit beliebiger Wassergehalte ist also lediglich die Bestimmung der Scherfestigkeit an der Ausrollgrenze nötig.

Der erste Versuchsboden aus Cäciliengroden besitzt an der Ausrollgrenze eine Scherfestigkeit von $c_u(w_P)$= rd.180 kN/m^2. Damit ergibt sich nach Gl. 18:

$$c_u = c_u(w_P)^{I_C} = 180^{I_C} \quad (19)$$

Für Elisabethgroden km 9,0 gilt:

$$c_u = c_u(w_P)^{I_C} = 55^{I_C} \quad (20)$$

Für Elisabethgroden km 3,5 gilt:

$$c_u = c_u(w_P)^{I_C} = 7{,}5^{I_C} \quad (21)$$

Mit diesen Gleichungen ist es dann auch möglich, die Scherfestigkeit der jeweiligen Böden in Bereichen zu extrapolieren, in denen keine Versuchsergebnisse vorliegen. In Abbildung 20 sind die Gleichungen 19 bis 21 im halb logarithmischen Maßstab dargestellt.

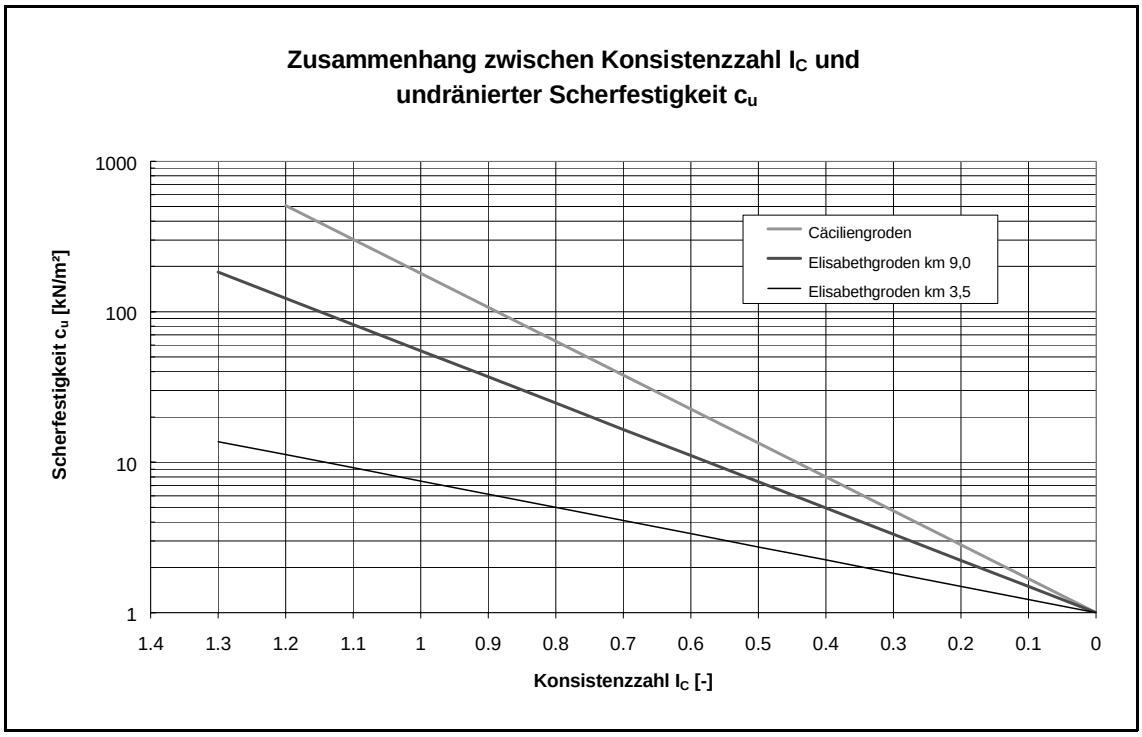


Abb. 20: Scherfestigkeit in Abhängigkeit von der Konsistenzzahl I_C

4.1.3 Bewertung der Versuchsböden

Aufgrund der bodenmechanischen Voruntersuchung wurden die drei Versuchsböden nach dem Verfahren von WEISSMANN (2002) klassifiziert. Für den idealen Deichboden werden die folgenden Eigenschaften gefordert:

- möglichst geringe Durchlässigkeit,
- möglichst lange Widerstandsfähigkeit gegenüber ablaufendem Wasser,
- geringe Schrumpfneigung,
- möglichst geringer Porenanteil,
- möglichst geringe Änderung der Festigkeit bei Wasserzutritt und
- gute Verarbeitbarkeit.

Diesen Zielvorstellungen wurden bodenmechanische Parameter zugeordnet, die die jeweilige bodenmechanische Eigenschaft beschreiben. Durch den Vergleich der aktuellen Werte mit dem optimalen Wert kann mit diesen Parametern deren Erfüllungsgrad gemessen und damit der Boden hinsichtlich seiner Eignung bewertet werden. Das Verfahren wurde ausführlich in Teil I -Bodenmechanische Voruntersuchungen (RICHWIEN u. WEISSMANN, 2000) beschrieben. Für die drei Versuchsböden ergaben sich die folgenden Eignungsgrade bzw. Eignungsklassen:

Versuchsboden 1: Cäciliengroden
Als Bewertungszahl errechnet sich N = 0,91. Für diese Bewertungszahl ergibt sich der Eignungsgrad **"sehr gut geeignet"** bzw. die **Eignungsklasse 1** (RICHWIEN u. WEISSMANN, 2000).

Versuchsboden 2: Elisabethgroden km 9,0
Als Bewertungszahl errechnet sich N = 0,84. Für diese Bewertungszahl ergibt sich der Eignungsgrad **"gut geeignet"** bzw. die **Eignungsklasse 2** (RICHWIEN u. WEISSMANN, 2000).

Versuchsboden 3: Elisabethgroden km 3,5
Als Bewertungszahl errechnet sich N = 0,51. Für diese Bewertungszahl ergibt sich gerade eben der Eignungsgrad **"bedingt geeignet"** bzw. die **Eignungsklasse 4**. Dieser Boden bezieht seine oberflächennahe Widerstandsfähigkeit vorzugsweise aus der Durchwurzelung (RICHWIEN u. WEISSMANN, 2000).

Die Untersuchung hat gezeigt, daß mit den drei Versuchsböden aufgrund ihrer Verschiedenartigkeit ein weites Spektrum der in der Realität vorkommenden Böden abgedeckt wird.

4.2 Testfeldversuche (Teil II)

Durch die Testfeldversuche sollte in erster Linie der Einbau der Meßgeräte optimiert und die Funktionstüchtigkeit der im GWK eingesetzten Meßgeräte überprüft werden. Entsprechend der Aufgabenstellung wurden Tensiometer zur Messung der Saugspannung des Bodens und TDR-Sonden zum Erfassen der Wassergehalte und ihrer Veränderungen eingesetzt. Zur Erfassung der Erosion und der Oberflächenverformungen wurde ein Laserscanner benutzt, der stationär unter der Hallendecke des GWK befestigt war. Die Meßgeräte und ihre Arbeitsweise sind im einzelnen in Teil II (RICHWIEN u. WEISSMANN, 2001) beschrieben.

Neben der reinen Funktionsüberprüfung der Meßgeräte sollte in dieser Testfeldphase auch der Einfluß des Wellenüberlaufs auf die Infiltration geklärt werden. Außerdem wurde der Einbau der Böden variiert, um Anhaltspunkte für die Verdichtung bei den Großversuchen zu bekommen. Die Testfelduntersuchungen waren bereits für den Dezember 2000 vorgesehen, konnten aber wegen mehrfacher Frosteinbrüche erst im Januar 2001 begonnen und im März 2001 beendet werden.

4.2.1 Versuchsaufbau und Untersuchungsumfang

Der Versuchsaufbau entsprach im wesentlichen dem Aufbau, der auch bei den Großversuchen zum Einsatz kommen sollte. Auf der Krone sowie der Deichbinnenböschung des Deiches im GWK

wurden Testfelder angeordnet. Diese wurden von Stahlrahmen begrenzt, die während der Einbauphasen das Herausfallen des Sandes unterhalb der Betonoberfläche verhindern sollten. Die in die Krone und die Binnenböschung eingelassenen Stahlrahmen hatten Kantenlängen von 1,0 m x 1,0 m bzw. 1,0 m x 3,0 m. In den Rahmen wurde der Kleiboden in einer Stärke von 50 cm in zwei Lagen eingebaut. Abbildung 21 zeigt Ansichten der Testfelder auf der Deichkrone und auf der Deichbinnenöschung.

Abb. 21: Testfeld 1 (Deichkrone) Testfeld 2 (Deichbinnenböschung)

Bei der Anordnung der Meßgeräte wurde darauf geachtet, daß die Messung der Infiltration in jeder Tiefe unbeeinflußt von den darüber liegenden Meßgeräten möglich war. Jedes Meßgerät konnte sowohl bei senkrecht in die Böschung wie auch vertikal erfolgender Infiltration direkt erreicht werden. In jeder Meßtiefe wurden parallel eine TDR Sonde und ein Tensionmeter angeordnet, um so die Änderungen des Wassergehalts und der Saugspannungen lokal erfassen zu können. Neben den bodenmechanischen Parametern wurden bei den Testfelduntersuchungen auch die hydrodynamischen Parameter, wie Überlaufwassermenge, Schichtdicke und Geschwindigkeit des Überlaufschwalles an verschiedenen Stellen auf der Außenböschung, der Deichkrone und der Binnenböschung gemessen.

Die Testfeldversuche wurden mit regelmäßigen Wellen, TMA-Spektren und Naturspektren, unter Variation der mittleren Wellenüberlaufrate durchgeführt. Bei den Testfeldversuchen wurden nur die Versuchsböden 2 und 3 aus Elisabethgroden eingesetzt, da ihre Durchlässigkeit innerhalb der zur Verfügung stehenden Zeit ein Ergebnis erwarten ließ und es bei den Testfeldversuchen lediglich um eine prinzipielle Überprüfung der Funktionstüchtigkeit der Meßgeräte ging. Um die verschiedenen Einbaumöglichkeiten in ihren Auswirkungen auf das Verdichtungsergebnis zu untersuchen, wurde auch die Einbaumethode bzw. die Anzahl der Übergänge mit dem Verdichtungsgerät variiert. Das Verdichtungsergebnis wurde durch die Entnahme von Bodenproben und anschließende Ermittlung des Verdichtungsgrades überprüft. In Tabelle 2 sind die verschiedenen Versuche zusammenfassend dargestellt.

Tab. 2: Übersicht über die durchgeführten Testfeldversuche

Versuchstag	Versuchsboden		Verdichtungsgrad		Regel-mäßige Wellen q [l/(sm)]	TMA Spektrum q [l/(sm)]	Natur-Spektrum q [l/(sm)]
	Krone	Binnen-böschung	Krone	Binnen-böschung			
12.01.2001	2	2	0,965	0,942	-	-	-
29.01.2001	2	2	0,860	0,840	8,21	-	-
30.01.2001	2	2	0,860	0,840	5,74	-	-
31.01.2001	2	2	0,860	0,840	5,74	-	-
01.02.2001	2	2	0,860	0,840	5,74	-	-
07.02.2001	2	2	0,823	0,794	-	-	-
14.02.2001	2	2	0,900	0,858	-	1,47	-
15.02.2001	2	2	0,900	0,858	-	1,08	-
16.02.2001	2	2	0,900	0,858	-	1,34	-
19.02.2001	2	2	0,900	0,858	-	-	-
20.02.2001	2	2	0,900	0,858	1,10	-	-
26.02.2001	2	2	0,893	0,864	-	1,72	-
27.02.2001	2	2	0,893	0,864	-	1,69	-
28.02.2001	2	2	0,893	0,864	-	1,70	-
14.03.2001	3	3	0,742	0,786	-	3,97	-
16.03.2001	3	2	0,833	0,902	1,00	-	-
16.03.2001	3	2	0,833	0,902	-	1,03	-
16.03.2001	3	2	0,833	0,902	-	-	1,02

Die fett geschriebenen Daten bezeichnen jeweils einen neuen Versuchseinbau. Eine Übersicht über die bei den Testfeldversuchen eingestellten Wellenhöhen, Wasserstände und Wellenperioden ist in Teilbericht II der Untersuchung (RICHWIEN u. WEISSMANN, 2001) zu finden.

Exemplarisch werden im Abschnitt 4.2.2 die Ergebnisse der letzten Testfelduntersuchung vom 16.03.2001 wiedergegeben, da bei diesem Versuch drei unterschiedliche Wellenspektren nacheinander als Belastung und Überstaurandbedingung für die Infiltration eingestellt wurden. Eine detaillierte Darstellung aller durchgeführten Versuche findet sich in Teilbericht II (RICHWIEN u. WEISSMANN, 2001).

4.2.2 Ergebnisse

Anhand der aufgezeichneten Signale der TDR-Sonden und der Tensiometer läßt sich der Infiltrationsverlauf im Kleiboden gut nachvollziehen. Dies soll nachfolgend für den Versuchseinbau vom 16.03.2001 gezeigt werden. Am 16.03.2001 wurde der Deich nacheinander mit drei verschiedenen ankommenden Wellentypen -regelmäßige Wellen, Naturspektrum und TMA-Spektrum- belastet. Bei diesen Versuchen betrug der Wasserstand im GWK 5,01 m und die maximale

Wellenhöhe 1,0 m. Die drei verschiedenen Wellentypen wurden so ausgewählt, daß die überlaufende Wassermenge nahezu gleich groß ist, um vergleichbare Belastungen für die Binnenböschung herzustellen.

Tab.3: Versuchsparameter

Versuch 16.03.2001		01	02	03
Wellentyp		Regelmäßige Wellen	Naturspektrum	TMA-Spektrum
Wasserstand	[m]	5,010	5,010	5,010
Wellenhöhe	[m]	1,000	1,000	1,000
Wellenperiode	[s]	5,500	6,0	5,500
mittl. Überlaufrate	[l/(s·m)]	1,0	1,023	1,2

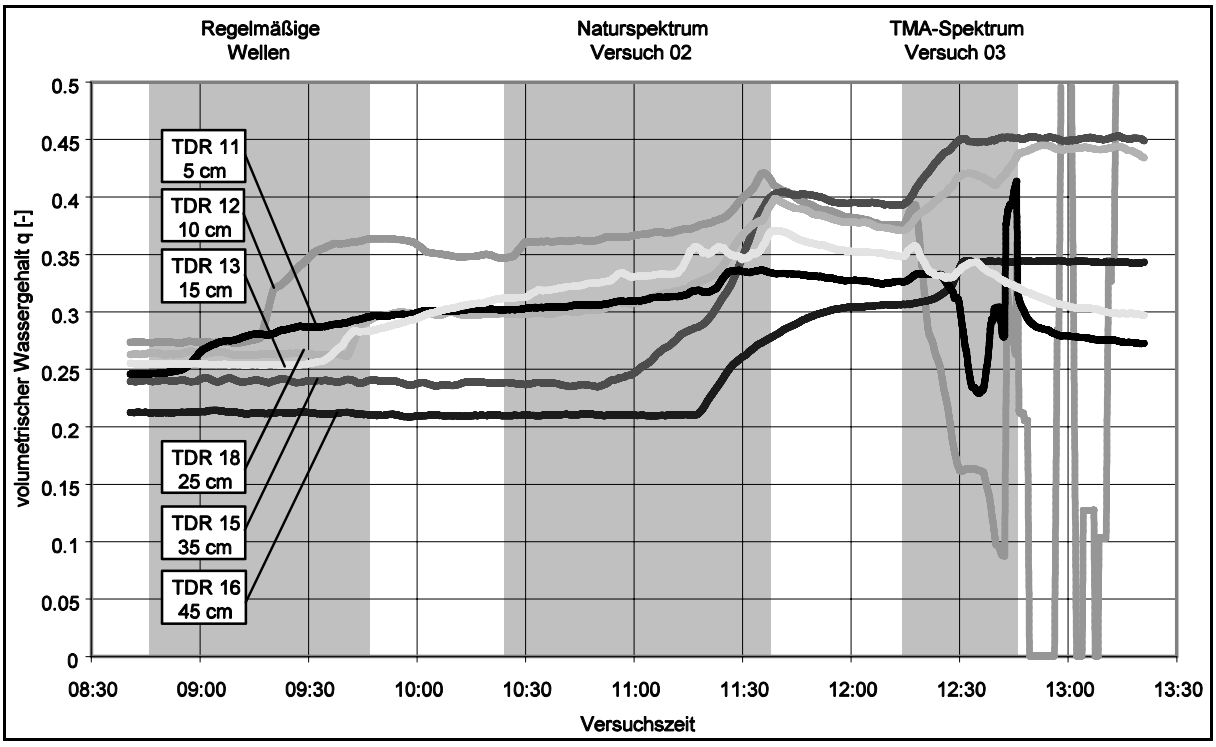


Abb. 22: Ergebnisse der Wassergehaltsmessung

4.3 Modellversuche zur Interaktion Boden - Überlaufschwall an durchlässiger Binnenböschung

Der Versuchsaufbau im GWK orientierte sich an den Ergebnissen der Testfeldversuche und den geometrischen Randbedingungen des GWK (Abb. 23). Für die Untersuchungen der Interaktion zwischen hydrodynamischen und bodenmechanischen Parametern wurde die Asphaltschicht des Deichs aus der ersten Versuchsphase auf der Deichkrone und der Deichbinnenböschung durch eine Kleischicht ersetzt. Die Dicke der Kleischicht betrug rund 60cm.

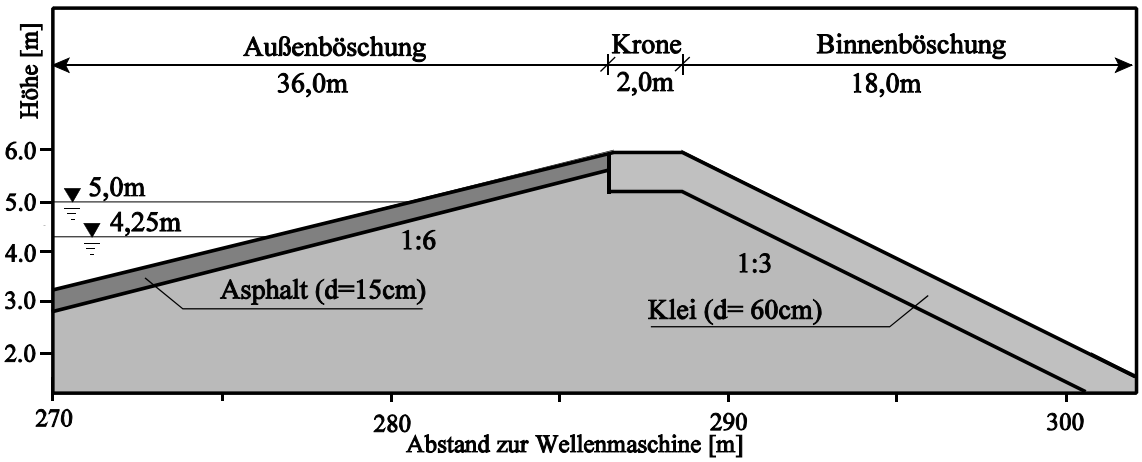


Abb. 23: Querschnitt des Deiches im GWK mit Kleiabdeckung auf der Krone und Binnenböschung

4.3.1 Versuchsaufbau und Untersuchungsumfang

Der Boden wurde in zwei Schichten á rd. 30 cm eingebaut und verdichtet. Sehr große Einzelbrocken wurden zum besseren Einbau grob zerkleinert, ohne jedoch ihre innere Struktur zu zerstören. Durch die Einbauweise, bei der die jeweilige Proctordichte im Mittel nur bei rund 85% lag, konnte die Struktur des jeweiligen Bodens erhalten bleiben.

Als erster Boden wurde der Klei aus Cäciliengroden (Versuchsboden 1) eingebaut. Er repräsentiert die Gruppe der widerstandsfähigen Kleiböden, die aufgrund ihrer geringen Erosionsneigung und ihrer sehr geringen Durchlässigkeit sehr gut für den Deichbau geeignet sind. Diese Entscheidung orientierte sich an der Erwartung, eine möglichst lange Versuchsdauer bis zum gänzlichen Versagen der Böschungsabdeckung zur Verfügung zu haben. Mit diesem Boden wurden zwei Versuche durchgeführt. Als zweiter Versuchsboden wurde der Boden aus Elisabethgroden Dkm 9,0 eingebaut. Dieser Boden besitzt eine höhere Durchlässigkeit und eine geringere Kohäsion als der Boden aus Cäciliengroden. Er wird daher hinsichtlich seiner Eignung für den Deichbau auch nur mit gut bewertet. Im vierten Versuch wurde der Versuchsboden 3 aus Elisabethgroden Dkm 3,5 eingesetzt. Er ist aufgrund seines niedrigen Tonanteils von rd. 10 % aber auch wegen des hohen Sandanteils von nahezu 60 % als "bedingt geeignet" eingestuft worden (RICHWIEN u. WEISSMANN, 2000, Teil I). Dieser Boden besitzt nur eine geringe Widerstandsfähigkeit gegen Erosion und weist mit $k_f = 3{,}23 \cdot 10^{-6}$ m/s die höchste Durchlässigkeit der drei Versuchsböden auf. Da bei den ersten vier Versuchen festgestellt werden mußte, daß die Infiltrationsfront bei allen bisherigen Versuchen nicht tief genug in die Kleiabdeckschicht eingedrungen war, um ein Abrutschen auslösen zu können, wurde ein fünfter Versuch zusätzlich angesetzt. Dieses Mal wurde der Versuchsboden 2 nach dem Einbau und der Verdichtung bei dem geringen Einbauwassergehalt von w = rd. 0,17 [-] über eine Woche lang beregnet. Dadurch sollte dem Boden die Gelegenheit gegeben werden, tief

a) Bewässerungsanlage

b) Bewässerung auf der Deichkrone

Abb. 24: Bewässerung des Kleibodens

zu durchfeuchten und seinen Wassergehalt über die gesamte Tiefe der Abdeckschicht zu erhöhen. Gleichzeitig durfte die Bewässerung aber auch nicht zu stark sein, damit die Böschung weder erodiert noch während der Bewässerungszeit aufgrund abnehmender Scherfestigkeit abrutscht. Zu diesem Zweck wurde eine Beregnungsanlage auf dem Deich angebracht und intervallweise in Betrieb genommen (s. Abb. 24).

Die mittlere Wellenüberlaufrate wurde bei allen Versuchen schrittweise gesteigert. Zum einen, um dem Boden Zeit zur Wasseraufnahme zu geben, zum anderen, um die Böschung zunächst nur gering zu belasten und dadurch die Erosionsschäden zu begrenzen. Es wurden Versuche, die auch bereits in der ersten Versuchsphase im Versuchsprogramm enthalten waren, mit mittleren Wellenüberlaufraten von q = 0,5 l/(s·m); 1,0 l/(s·m); 2,0 l/(s·m) bzw. 2,5 l/(s·m); 5,0 l/(s·m) und 10 l/(s·m) nacheinander durchgeführt. Dabei wurden ausschließlich Naturspektren verwendet. Während bei den geringen mittleren Wellenüberlaufraten bis 2,5 l/(s·m) wenige große Wellen zu diesem Wellenüberlauf führten, liefen bei den Versuchen mit größeren mittleren Wellenüberlaufraten (5 l/(s·m) und 10 l/(s·m)) nahezu alle Wellen über. Bei den Versuchen mit größeren mittleren Wellenüberlaufraten wurde also eine deutliche Zunahme der Wellenüberlaufereignisse und der Überlaufwassermenge pro Welle beobachtet. Die Einzelwelle belastet in Abhängigkeit von der Überstauhöhe und der Überströmungsgeschwindigkeit die Oberfläche des Deiches durch Schubspannungen.

Zum Vergleich sind in Abbildung 25 Überströmungsgeschwindigkeit, Überstauhöhe und die in die Böschung eingeleiteten Schubspannungen dargestellt. Man erkennt deutlich, daß bei den Spitzenabflüssen die Schubspannung am größten ist. Das bedeutet, daß die großen Einzelwellen die Böschungsoberfläche am stärksten belasten. Dabei wird die Höhe der Schubspannung auch durch die Rauhigkeit der Oberfläche beeinflußt. Bei glatten Oberflächen fließt das Wasser schneller ab, da es nicht so stark gebremst wird wie bei rauherer Oberfläche. Die Abflußgeschwindigkeit wirkt sich wiederum auf die Überstauhöhe aus, die bei gleicher Wassermenge und glatter Oberfläche

niedriger ist, als bei rauher Oberfläche. Zur Messung der Verformung der Böschungsabdeckung war oberhalb des Modells ein Laserscanner unter dem Dach des GWK installiert, mit der jeweils in den Versuchsunterbrechungen die Modelloberfläche vermessen wurde. Daraus sollte im Computer eine dreidimensionale Darstellung der momentanen Böschungsoberfläche entstehen. Durch den Vergleich verschiedener Versuchsphasen sollte zusätzlich eine Abschätzung der Erosionsrate vorgenommen werden. Das System wurde zuvor in kleinmaßstäblichen Versuchen getestet und dabei seine grundsätzliche Eignung festgestellt (RICHWIEN u. WEISSMANN, Teilbericht II, 2001). Bei den Versuchen im GWK bildeten sich aber sehr tiefe lokale Erosionsnester und Erosionsrinnen, die von einem Standort alleine nicht richtig erfaßt werden konnten, da die Erosionsränder teilweise in nicht einsehbaren Bereichen bzw. parallel zu dem Laserstrahl verliefen. Zur Erfassung dieser Erosionserscheinungen wäre das mehrfache Scannen von verschiedenen Positionen erforderlich gewesen, was sich unter den gegebenen Umständen nicht realisieren ließ. Somit ist mit der gewählten Meßeinrichtung nur eine Abbildung der Böschung in den jeweiligen Anfangsphasen der Versuche gelungen. Eine Abschätzung der Erosionsrate ist daher mit den durchgeführten Messungen nicht möglich und die Erosionsraten konnten nicht bestimmt werden.

4.3.2 Ergebnisse

Die durch den Wellenüberlauf ausgelöste Infiltration läßt sich anhand der mit Tensiometern und TDR-Sonden ermittelten Meßwerten gut verfolgen (s. RICHWIEN und WEISSMANN, Teil III - Abschlußbericht, 2001). Grundsätzlich wird die Infiltration in die Kleioberfläche von den hydrodynamischen Randbedingungen, wie der Überstauhöhe und der Überstaudauer, sowie den bodenmechanischen Randbedingungen, wie der Durchlässigkeit und dem Wassergehalt, beeinflußt. Wegen des heterogenen Aufbaus der Abdeckschicht ist der Infiltrationsverlauf aber nicht stetig anzunehmen. Selbst bei den relativ homogenen Kleiböden der GWK-Versuche schwankten sowohl die Lagerungsdichte als auch der Anfangswassergehalt über die Tiefe. Besonders der Verdichtungshorizont der ersten Einbaulage läßt sich an vielen Versuchsergebnissen ablesen. Im folgenden werden die Meßergebnisse einiger GWK-Versuche beispeilhaft vorgestellt und erläutert. Eine detailliertere Beschreibung ist in Teilbericht III (RICHWIEN u. WEISSMANN, 2001) gegeben.

Versuch 1: Boden aus Cäciliengroden

Der Versuch 1 wurde am 05.04.2001 gestartet. Beim Einbau hatte der Boden aus Cäciliengroden über die Einbaudicke einen Wassergehalt in der Bandbreite von

$$\text{rd. } 0{,}37 \leq w \leq \text{rd. } 0{,}44 \text{ ,}$$

wobei sich innerhalb dieser Bandbreite die Wassergehalte auf der Krone, in der Böschung und am Deichfuß nicht grundsätzlich unterschieden.

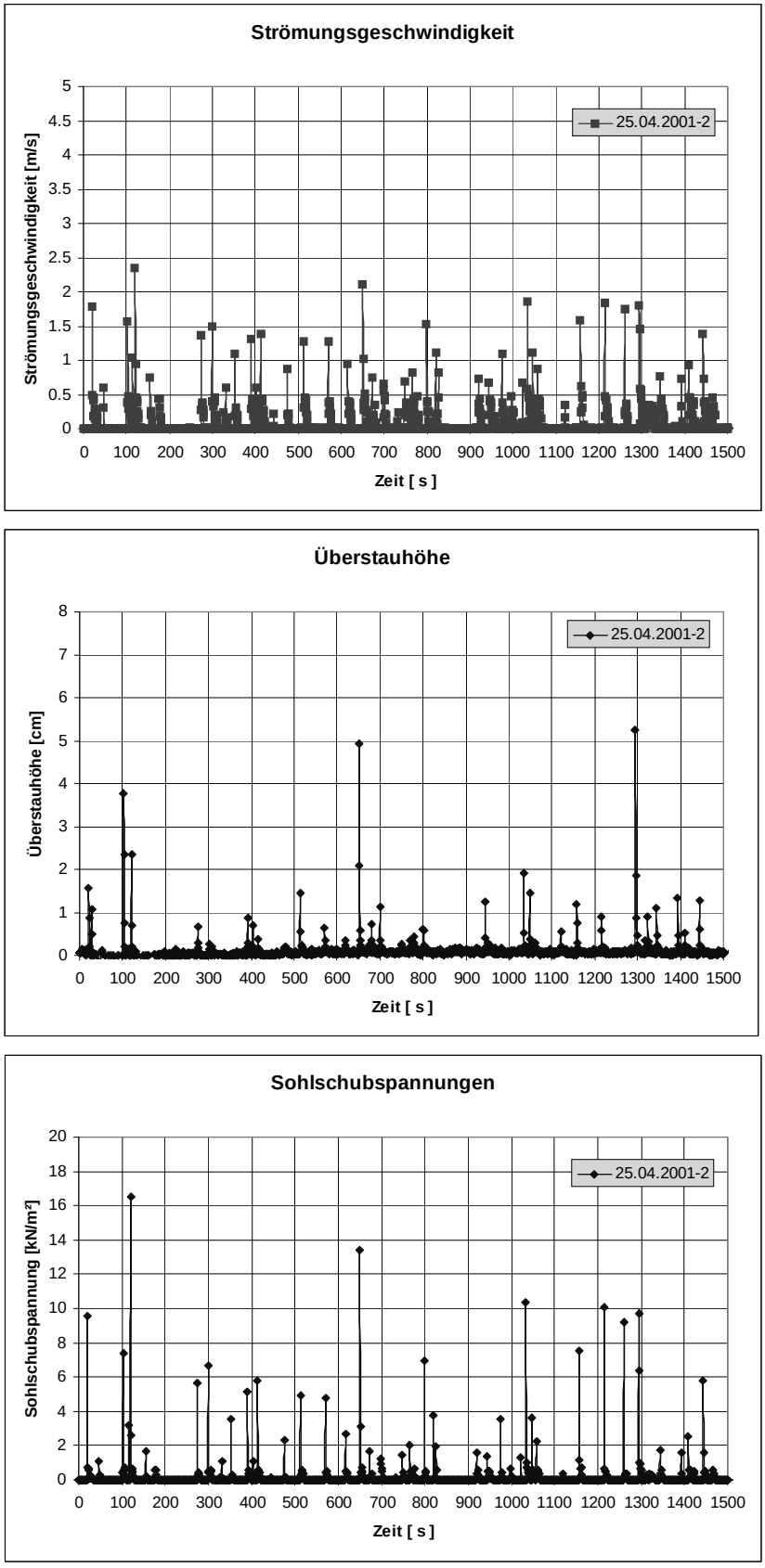


Abb. 25: Vergleich der Überströmungsgeschwindigkeit, Überstauhöhe (Schichtdicke) und Sohlschubspannungen des Wellenüberlaufschwalls auf der Deichkrone

Mit der Infiltration während des Versuches wurde die Abdeckung aufgesättigt, wobei sich bei diesem Versuch auf der Krone ein grundsätzlich anderes Verhalten zeigte, als in der Böschung und am Deichfuß. Auf der Krone verschob sich die Kurve der Wassergehaltsverteilung über die gesamte Meßtiefe kongruent (Abb. 26). Qualitativ war am Versuchsende der Einbauwassergehalt in etwa wieder hergestellt. Eine Darstellung der Wassergehaltsentwicklung für alle Versuche ist in RICHWIEN und WEISSMANN, 2001, Teil III - Abschlußbericht Anhang B zu finden.

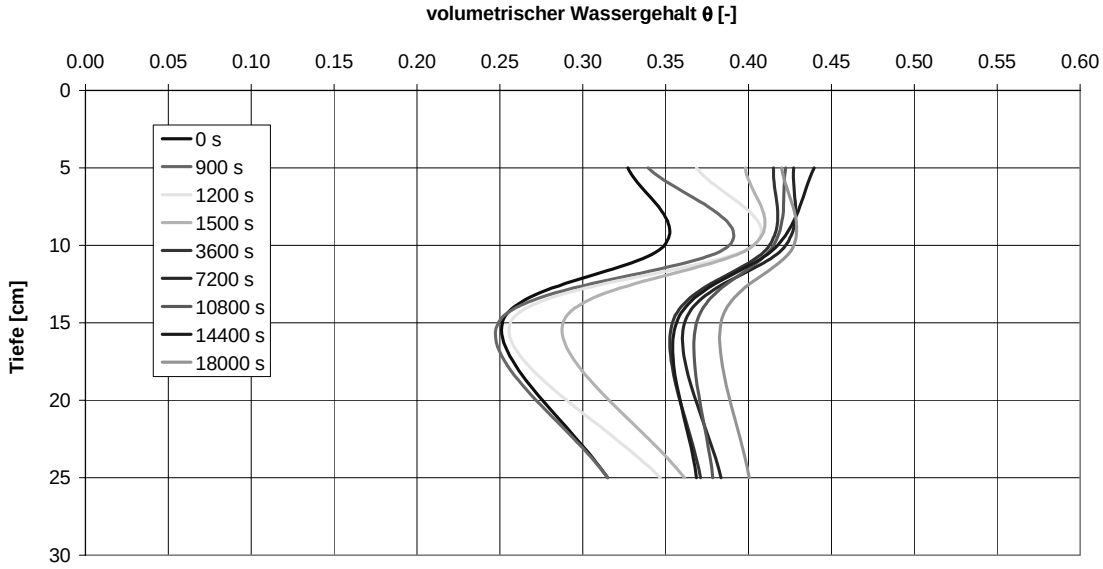


Abb. 26: Wassergehaltverteilung in der Deichkrone (05.04.2001) zu verschiedenen Versuchszeitpunkten

In der Böschung war hingegen eine überproportional starke Zunahme des Wassergehalts in 25 cm Tiefe zu verzeichnen (Abb. 27), stärker, als die Zunahme an der Oberfläche bzw. in 5 cm Tiefe. In 15 cm Tiefe blieb der Wassergehalt über die Versuchsdauer nahezu unbeeinflußt. Die in 25 cm Tiefe liegende TDR-Sonde zeigte eine starke Wassergehaltszunahme an. Dies ist möglicherweise darauf zurückzuführen, daß diese Tiefe über die (auch nach Einbau und Verdichtung) im Boden verbliebene Struktur mit der Oberflächeverbunden war. Am Deichfuß schließlich konnte aus den TDR-Messungen eine Infiltration überhaupt nicht nachgewiesen werden. Eine Erklärung für dieses überraschende Ergebnis könnte in der sehr guten Randverdichtung gerade im Bereich des Deichfußes liegen.

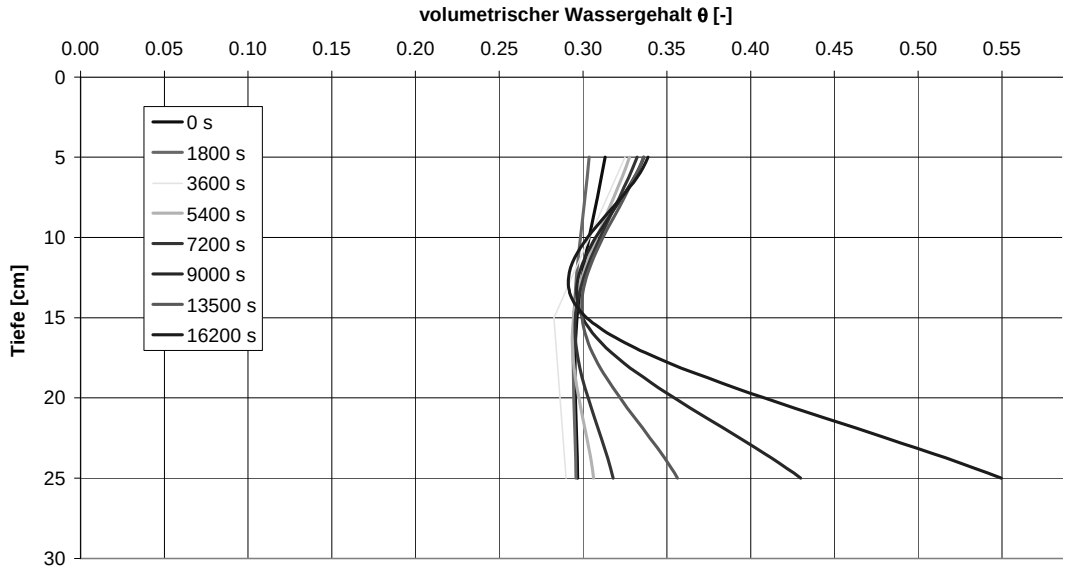


Abb. 27: Wassergehaltsverteilung in der Binnenböschung (05.04.2001)

Abbildung 28 a-c gibt die Wassergehalts-Saugspannungsbeziehungen an den verschiedenen Meßstellen innerhalb der Kleiabdeckung wieder. In allen Kurven ist der für tonige Böden typische Verlauf zu erkennen, bei dem mit dem Ansteigen der Wassergehalte die Saugspannungen abnehmen. Das unterschiedliche absolute Niveau der gemessenen Saugspannungen spiegelt die inhomogene Kornverteilung am zufälligen Meßort wieder. Dort, wo die Tensiometer in feinkörnige, relativ trockenen Tonklumpen eingebaut wurden, ist die Saugspannung hoch. Sitzen sie zufällig im Bereich von Sandnestern oder Einbauklüften, ist die Saugspannung von vornherein niedrig.

Zu Versuchsbeginn hatte die verdichtete Böschung eine noch relativ offene Struktur. Gerade die Bereiche, in denen deutlich sichtbare Strukturmerkmale anzutreffen waren, wurden sehr bald zum Ausgangspunkt von schwerer lokaler Erosion. Zudem zeigten sich die Modellränder als besonders erosionssensibel. Bereits nach rd. 2 Stunden Versuchsdauer bei einer mittleren Überlaufrate von nur 2,5 l/(s·m) waren die Abdeckung lokal auf ganzer Dicke aufgearbeitet und die eingebauten TDR-Sonden und Tensiometer freigespült (Abb. 29a). Die übrigen Böschungsbereiche erwiesen sich demgegenüber als dauerhafter. Wegen der starken Randeinflüsse wurden daher die Schäden ausgebessert und die neu entstandene Abdeckung am 09.04.2001 in einem weiteren Versuch erneut belastet.

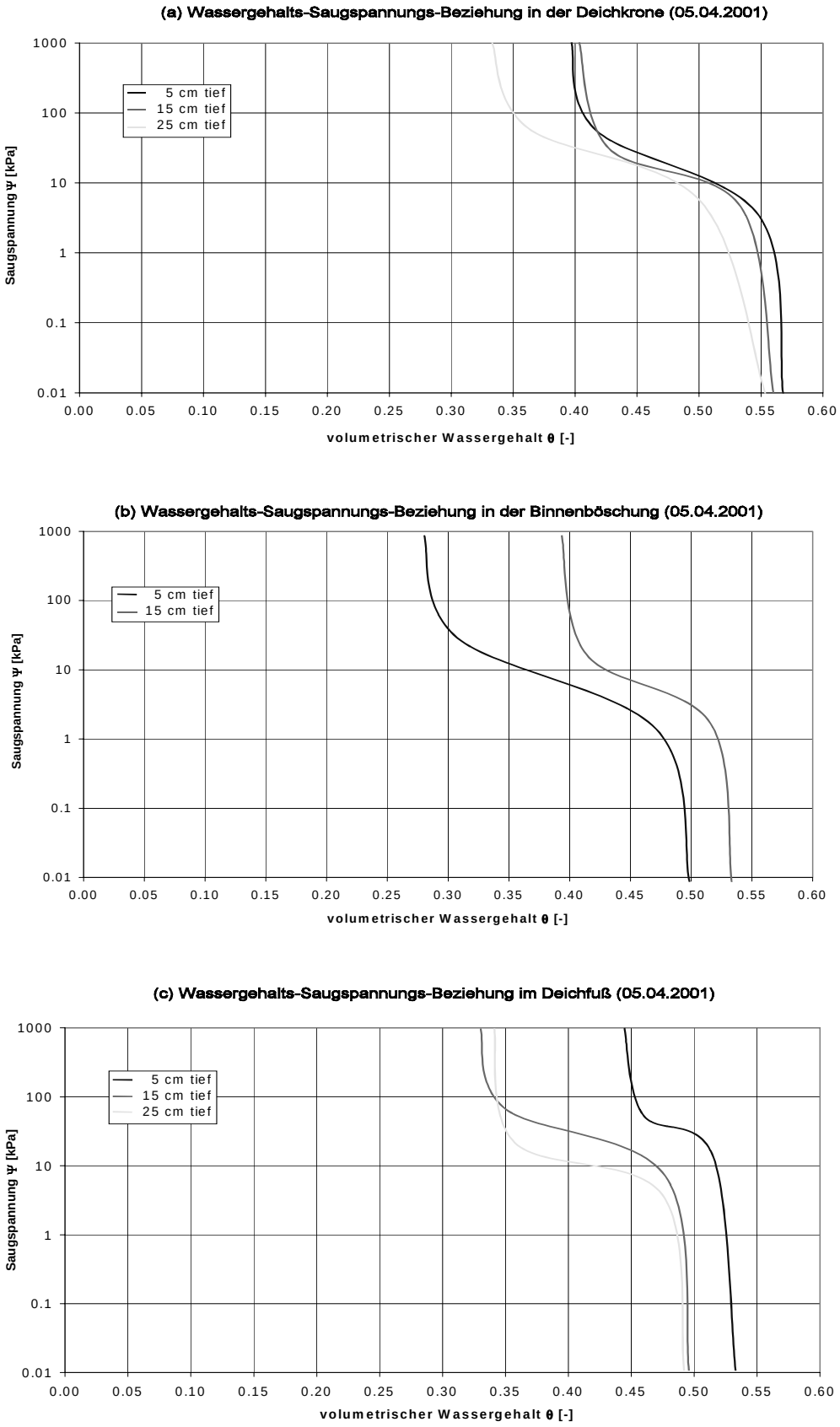


Abb. 28: Wassergehalt- Saugspannungs Beziehung an verschiedenen Meßpositionen im Deich

Versuch 2: Boden aus Cäciliengroden

Versuch 2 wurde also an der ausgebesserten Abdeckung des Versuches 1 durchgeführt. Die Einbauwassergehalte der ausgebesserten Bereiche lagen leicht oberhalb der Werte aus Versuch 1. Auch in diesem Versuch änderte sich der Wassergehalt am Deichfuß über die Dauer während der Versuche nicht. In den anderen Meßfeldern 1, 2 und 3 stellten sich innerhalb der Abdeckschicht vergleichbare Wassergehaltsverteilungen über die Tiefe ein, die in etwa den Meßergebnissen des ersten Versuchs entsprachen. Die Böschung wurde in diesem Versuch gleich mit 5,0 l/(s·m) beaufschlagt, was schon nach kurzer Überlaufdauer unterhalb der Krone zu Erosionsschäden auf ganzer Breite führte. Diese Erosionsschäden konnten sich zunächst nur in der oberen Verdichtungslage der Abdeckschicht ausbreiten. Der durch den zweilagigen Einbau vorhandene Verdichtungshorizont in der Mitte der Abdeckschicht erwies sich in diesem Fall als Erosionsbremse. Erst bei 10 l/(s·m) wurde der obere Böschungsbereich stellenweise vollständig aufgearbeitet. Die Erosion breitete sich sowohl hangabwärts als auch in die Tiefe aus (Abb. 29b). Der Versuch wurde abgebrochen, nachdem die lokale Erosion unterhalb der Krone die Kleischicht durchbrochen hatte und in den Sandkern vorzustoßen begann. Insgesamt gesehen hat der Boden aus Cäciliengroden trotz stärkster Beanspruchung mit 10 l/(s·m) dieser Belastung hervorragenden Widerstand geleistet und war nach rd. 3 Stunden Wellenüberlauf bei Überlaufraten von 5 und 10 l/(s·m) überwiegend in noch gutem Zustand. Eine Rutschung der Böschung wurde aufgrund der geringen Durchlässigkeit des Bodens nicht erwartet und trat auch nicht auf. Hinsichtlich der Aufsättigung zeigte sich grundsätzlich die gleiche Wassergehaltsveränderung, wie beim Versuch 1 und auch die Wassergehalts-Saugspannungsbeziehungen verliefen in den für diesen Boden charakteristischen Bereichen.

Versuch 3: Boden aus Elisabethgroden Dkm 9,0

Am 18.04.2001 wurde nach erfolgtem Einbau des Kleis aus Elisabethgroden Dkm 9,0 mit dem dritten Versuch begonnen. Dabei ließ sich aus diesem Boden eine Abdeckschicht mit relativ homogener Struktur herstellen. Bei 0,5 l/(s·m) und 1,0 l/(s·m) konnten schwere Erosionsschäden noch nicht festgestellt werden. Allerdings bildeten sich erste Erosionsrinnen in Fallrichtung der Böschung. Diesmal war es gelungen, den Randbereich des Modelldeiches entlang der Kanalbegrenzung ähnlich gut zu verdichten wie den mittleren Bereich. Parallel zu der teilweise flexibleren Begrenzung zur linksseitigen Meßrinne zeigten sich aber sehr bald wieder erste tiefgreifende Erosionsrinnen bzw. Erosionsnester. Dabei wurden teilweise auch Meßgeräte freigespült. Die Erosionsrinnen vertieften sich im weiteren Verlauf des Versuchs immer weiter, wobei auch hier der erste Verdichtungshorizont erosionshemmend wirkte. Bei diesem Boden konnte aber auch das kaskadenartige Abflußverhalten beobachtet werden, das zu einer lokal verstärkten Belastung immer am Auftreffpunkt des Wasserschwalles auf der Böschung hinter einem bereits vorhandenen Erosionsnest führte. Durch die erhöhte Belastung vertiefte sich dieser Bereich und die nächste Kaskadenstufe war entstanden. Auch in diesem Versuch traten die stärksten Schäden unmittelbar

hinter der Deichkrone auf. Am Ende des Versuches war die Kleiabdeckung im oberen Drittel der Böschung deutlich geschädigt, stellenweise bis auf den Sandkern abgetragen (Abb. 29c). Der Einbauwassergehalt lag bodenspezifisch niedriger als beim Boden aus Cäciliengroden. Während auf der Deichkrone die Infiltrationsfront während der Versuchszeit auch in 25 cm Tiefe eine deutliche Wassergehaltssteigerung hervorrief, konnte in dieser Tiefe auf der Binnenböschung und am Deichfuß nur eine geringe Wassergehaltssteigerung aufgezeichnet werden. In den oberen 15 bis 20 cm ist bei Versuchsende jedoch eine Zunahme des Wassergehalts um rd. 10 % vorhanden. Gleichzeitig sinkt auch die Saugspannung in diesem Bereich. Die geringen Veränderungen der Saugspannung unterhalb von 15 cm am Deichfuß bestätigen den Eindruck, daß die Infiltrationsfront dort nicht wesentlich tiefer als bis in 15 cm Tiefe vordringen konnte. Die aus den Versuchen abgeleitete Wassergehalts- Saugspannungsbeziehungen liegen in dem für diesen Boden typischen Bereich. (s. RICHWIEN u. WEISSMANN, 20001, Teil III- Anhang B)

Versuch 4: Boden aus Elisabethgroden Dkm 3,5

Der Versuch 4 mit dem Boden aus Elisabethgroden Dkm 3,5 wurde am 25.04.2001 gestartet. Schon nach wenigen Minuten bildeten sich bei diesem Boden Erosionsrinnen in Böschungsfallrichtung. Diese Erosionsrinnen vertieften sich im weiteren Versuchsverlauf und erlaubten damit das Nachbrechen der Rinnenflanken, wodurch sich die Erosionsrinnen weiter verbreiterten. Das Nachbrechen ganzer Schollen wurde durch vorangegangenes Unterspülen der Erosionsränder stark unterstützt (Abb. 29d). Der Einbauwassergehalt lag bei diesem Boden nur bei w = rd. 0,15. Auf der Krone wurde der Boden wieder über die gesamte Meßtiefe aufgesättigt. In der Böschung und am Deichfuß reichte die Infiltration bis rd. 15 cm tief. Die gemessenen volumetrischen Wassergehalte wurden durch die Laborauswertung der massenbezogenen Wassergehalte bestätigt. Obwohl in diesem Versuch die Infiltration erwartungsgemäß tiefer in die Abdeckung eindrang, kam es nicht zu einer Böschungsrutschung.

Versuch 5: Boden aus Elisabethgroden Dkm 9,0

Über das ursprünglich vorgesehene Meßprogramm hinaus ergab sich die Möglichkeit eines weiteren Versuchsaufbaus. Diesmal wurde wieder der Boden aus Elisabethgroden Dkm 9,0 eingebaut, abweichend von Versuch 3 aber in einer einzigen Einbaulage, die zudem vor Versuchsbeginn rd. 4 Tage lang bewässert wurde. Zur Kontrolle dieses Bewässerungsvorganges waren die Meßgeräte in der selben Anordnung wie bei Versuch 4 eingebaut. Unmittelbar vor dem Versuchsbeginn wurden sie dann entfernt, da die Saugspannung innerhalb der erfaßten Meßtiefe bereits auf Null abgesunken war und der Wassergehalt in der Nähe der Werte von Versuch 3 lag. Damit waren weitere Veränderungen also nicht zu erwarten. Das Schadensbild bei diesem Versuch unterschied sich nicht wesentlich von dem beim Versuch 3. Wieder bildeten sich die Erosionsrinnen in Böschungsfallrichtung, die sich jetzt allerdings noch schneller auf den Sandkern vertieften. Gleichermaßen konnte auch das Nachbrechen der Rinnenflanken beobachtet werden, zumal, wenn

sie durch die voranschreitende Erosion unterspült wurde (Abb. 29e). Auch in diesem Versuch kam es nicht zu einem Abrutschen der Binnenböschung.

a) Versuch 1 Boden aus Cäciliengroden (ausgeprägt plastischer Ton)

b) Versuch 2 Boden aus Cäciliengroden (ausgeprägt plastischer Ton)

c) Versuch 3 Boden aus Elisabethgroden Dkm 9,0 (mittelplastischer Ton)

d) Versuch 4 Boden aus Elisabethgroden Dkm 3,5 (Übergangsbereich Sand-Ton- zu Sand-Schluff-Gemisch)

e) Versuch 5 Boden aus Elisabethgroden Dkm 9,0 (mittelplastischer Ton)

Abb. 29: Ausmaß der Erosion auf der Binnenböschung am Ende der Versuche

4.4 Beschreibung der möglichen Versagensformen

4.4.1 Allgemeine Beschreibung und Überblick

Das Versagen der Küstenschutzdeiche bei Wellenüberlauf ist in Abbildung 30 in verschiedenen, zeitlich aufeinander folgenden Stadien schematisch dargestellt. Der Wellenüberlauf führt zunächst zu einer Infiltration in die Deichoberfläche (Abb. 30a). In Abhängigkeit von der Durchlässigkeit der Kleiabdeckung und dem Wasserangebot auf der Oberfläche erreicht diese Infiltration innerhalb der Überlaufdauer unterschiedliche Infiltrationstiefen. Innerhalb des durchfeuchteten Bereiches verändert der Abdeckboden seine Festigkeit. Hat die Kleiabdeckung auch im Fußbereich der Böschung ihre Festigkeit eingebüßt, verliert die Böschung ihre Stützung. Dabei treten im unteren Böschungsdrittel zunächst Setzungen und Hebungen (Abb. 30b) bis hin zur Wulstbildung (Abb. 30c) auf, während sich unterhalb der Deichkrone die ersten Ablöserisse einstellen. Das letzte Stadium stellt dann das hangparallele Versagen der Binnenböschung dar (Abb. 30d). Dabei öffnen sich die Risse im oberen Bereich der Binnenböschung während sich das Erdreich als „en-Block-Rutschung“ hangparallel nach unten verschiebt. Der nun frei liegende Deichkern aus Sand kann dem weiteren Angriff durch Wellenüberlauf nicht widerstehen. Die dadurch ausgelösten Unterspülungen führen zu einem Nachbrechen der Kleiabdeckung im Kronenbereich, dem Kappensturz, bis schließlich der Deich infolge des anhaltenden Wellenüberlaufs bricht und seine Schutzfunktion für das Hinterland völlig einbüßt.

Dieses Modell wurde für grasbewachsene Küstenschutzdeiche entwickelt. In den Versuchen im GWK hat sich gezeigt, daß die Deiche, bei denen eine Grasnarbe noch nicht vorhanden ist, der durch den Wellenüberlauf entstehenden Schubbeanspruchung nicht widerstehen können und starke Schäden auf der Binnenböschung infolge von Erosion entstehen. Die Erosion kann dabei bis zum völligen Abtrag der Abdeckschicht aus Klei führen.

Der weitere Versagensablauf vollzieht sich wie bei der durch die Infiltration ausgelösten „en-Block-Rutschung“. Ist der Sandkern erst einmal freigelegt, verstärkt sich das Schädigungsmaß zunehmend, bis es auch hier infolge des anhaltenden Wellenüberlaufes zum Deichbruch kommt.

Welcher der beiden Schädigungsmechanismen (Erosion der Binnenböschung oder „en-Block-Rutschung“) zuerst zum Versagen führt, kann mit Hilfe der beiden in der Folge vorgestellten Modelle, dem Erosionsmodell und dem Infiltrationsmodell, abgeschätzt werden. Eine Interaktion zwischen beiden Schädigungsmechanismen wird bisher nicht berücksichtigt. Auch beschränkt sich das Erosionsmodell auf den flächenhaften Abtrag, was eine gleichmäßige Überströmung der Deichoberfläche voraussetzt.

Ebenso können die plastischen Deformationen der Deichabdeckung bisher nicht im Rahmen der üblichen bodenmechanischen Nachweise erfaßt werden. Statt dessen werden Starrkörpermecha-

nismen der Kontinuumsmechanik verwendet. Für die Berechnung der Standsicherheit der Deichbinnenböschung bei hangparallelem Versagen müssen im Rahmen der kontinuumsmechanischen Ansätze zwei verschiedene Versagensmechanismen berücksichtigt werden:

- *Abrutschen eines Gleitkörpers auf der Böschung*: Dieses Versagen kann bei allen böschungseinwärts gerichteteten Strömungen auftreten, deren Richtung von der Böschungsneigung nicht mehr als 90° abweichen.

- *Abheben der Abdeckung infolge einer böschungsauswärts gerichteten Strömung:* Dieser Mechanismus kommt bei der Durchströmung eines Deiches oder bei auswärtsgerichteter Strömung infolge von Inhomogenitäten oder Schichtgrenzen vor. Vor allem im Bereich einer gering durchlässigen Deichaufstandsfläche kann diese Strömungsrichtung nach lang anhaltender Infiltration am Böschungsfuß auftreten. Solche Strömungen gefährden auch schon bei geringen hydraulischen Gradienten die Standsicherheit.

Das Versagen der Binnenböschung kann auch als Böschungsbruch auftreten. Hierbei ist das Gleichgewicht in einer durch einen Gleitkreis festgelegten Scherfuge maßgebend. Das Versagen tritt ein, wenn die treibenden Kräfte bezüglich des Gleitkreismittelpunktes ein größeres Moment erzeugen, als die haltenden Kräfte. Im Zusammenhang mit der Untersuchung der Standsicherheit bei Wellenüberlauf wird unterstellt, daß das Deichlager dauerhaft standsicher ist und bleibt. Aufgrund der gleichmäßig parallel zur Oberfläche verlaufenden Infiltrationsfront ist jedoch eher mit einem hangparallelen Versagen zu rechnen.

4.4.2 Gefährdung der Standsicherheit durch Infiltration (hangparallele „en-Block-Rutschung“)

Auf der Grundlage des Infiltrationsgeschehens bei den Versuchen im GWK kann für jeden Versuch die Gefährdung der Standsicherheit der Binnenböschung für verschiedene Zeitpunkte ermittelt werden. Dazu wird das im folgenden beschriebene Verfahren zur Bestimmung der Sicherheit gegen hangparalleles Gleiten eingesetzt. Ebenso wird der von RICHWIEN und WEISSMANN (2000) in Teil I dieser Untersuchung vorgestellte Zusammenhang zwischen Wassergehalt und Scherfestigkeit genutzt (s. Abschnitt 4.1), um die zeitliche Entwicklung der Sicherheit zu berechnen. Zum Vergleich werden die Sicherheiten vor Versuchsbeginn und nach Versuchsende gegenübergestellt. Dabei kam es in keinem Fall zu einer Unterschreitung der kritischen Sicherheit von $\eta=1{,}0$. In der Regel waren die Sicherheiten jedoch weit größer als $\eta=1{,}0$ (s. Abb. 33).

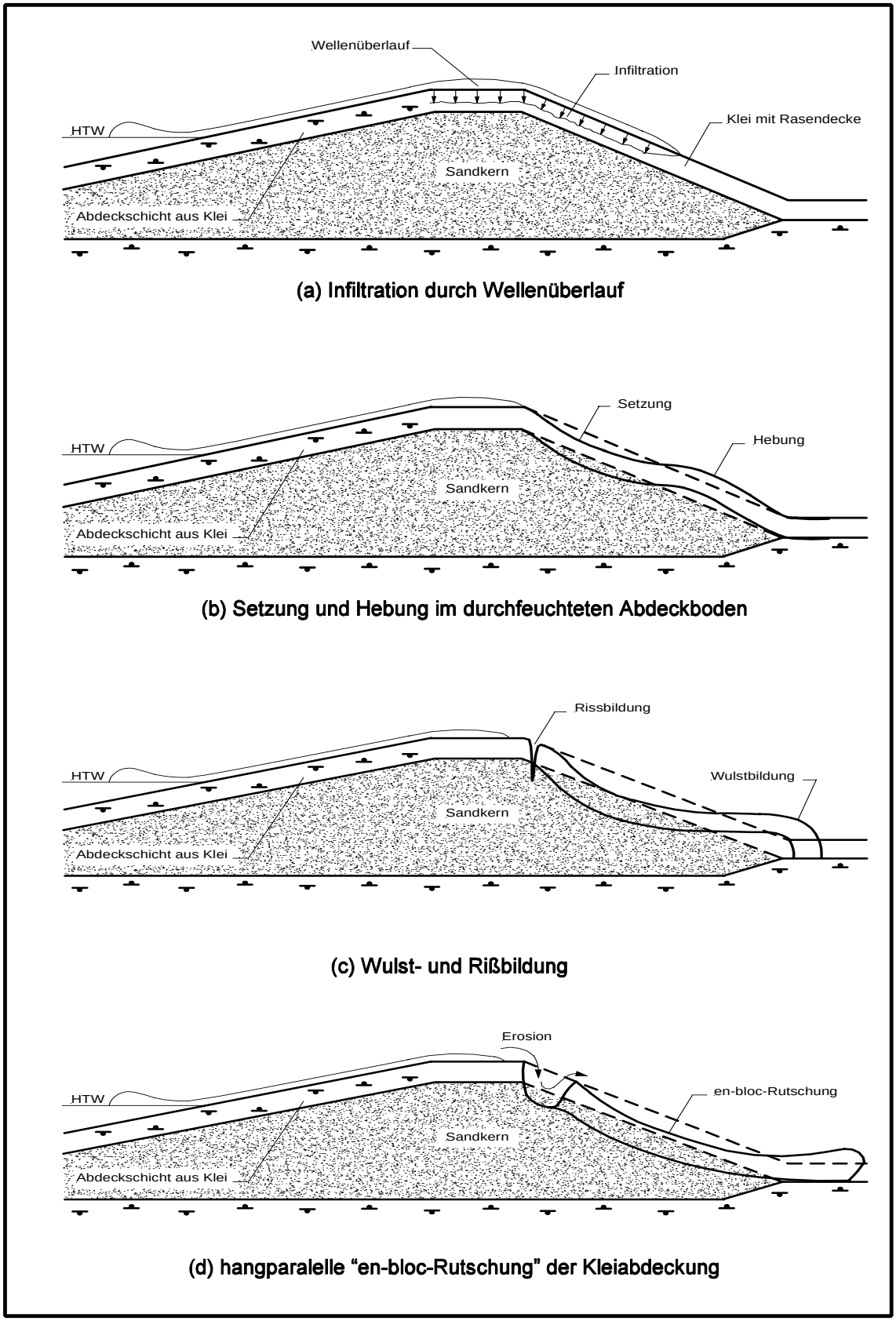


Abb. 30: Versagensstadien der Deichbinnenböschung infolge Infiltration und hangparallelem Gleiten

Deutlich zu sehen ist die Abnahme der Sicherheit mit zunehmender Tiefe der angenommenen Gleitfuge. Dies ergibt sich aus Gleichung 22 zur Berechnung der Sicherheit gegen hangparalleles Abrutschen, in der die undrainierte Scherfestigkeit als einzige haltende Kraft den mit der Tiefe zunehmenden Kräften aus der Durchströmung und dem Eigengewicht gegenübersteht. Für die Durchströmung wurde bei den Berechnungen der hydraulische Gradient i = 1,0 als obere Grenze angenommen. Bei hangparalleler Strömung kann der hydraulische Gradient auch deutlich unter i = 1,0 absinken. Insofern bilden die berechneten Sicherheiten die Untergrenze aller möglichen Sicherheiten gegen hangparalleles Versagen. Die Sicherheit η gegen hangparalleles Gleiten berechnet sich zu (Definition der Parameter s. Abb. 31 und 32):

$$\eta = \frac{C + T}{G_{II} + S_{II}} = \frac{\dfrac{c'}{\cos\beta \cdot z_s \cdot \gamma'} + \tan\varphi' \cdot \cos\beta + i \dfrac{\gamma_w}{\gamma'} \sin(\alpha-\beta) \cdot \tan\varphi'}{\sin\beta + i \dfrac{\gamma_w}{\gamma'} \cos(\alpha-\beta)} \qquad (22)$$

mit:

η	=	Standsicherheit gegenüber hangparallelem Versagen [-]
C	=	Kohäsionskraft in der Gleitfuge [kN/m]
T	=	hangparallele Komponente der Bodenreaktionskraft Q (Reibung) [kN/m]
G_{II}	=	hangparallele Komponente der Gewichtskraft G [kN/m]
S_{II}	=	hangparallele Komponente der Strömungskraft S [kN/m]
c'	=	wirksame Kohäsion [kN/m^2]
φ'	=	wirksamer Reibungswinkel [°]
γ'	=	Wichte des Bodens unter Auftrieb [kN/m^3]
γ_w	=	Wichte des Wassers [kN/m^3]
α	=	Strömungsrichtung gegenüber der Horizontalen [°]
β	=	Neigung der Binnenböschung [°]
i	=	hydraulischer Gradient [-]
z_s	=	Tiefe des durchströmten Bereichs der Binnenböschung [m]

In Abbildung 33 sind die Sicherheiten gegen hangparalleles Gleiten über die Tiefe z aufgetragen. Dabei wurde die Scherfestigkeit des Abdeckbodens mit Hilfe der in Gleichungen 19 bis 21 angegebenen Beziehungen in Abhängigkeit von den vor und nach den Versuchen gemessenen Wassergehalten ermittelt und in Gleichung 22 eingesetzt.

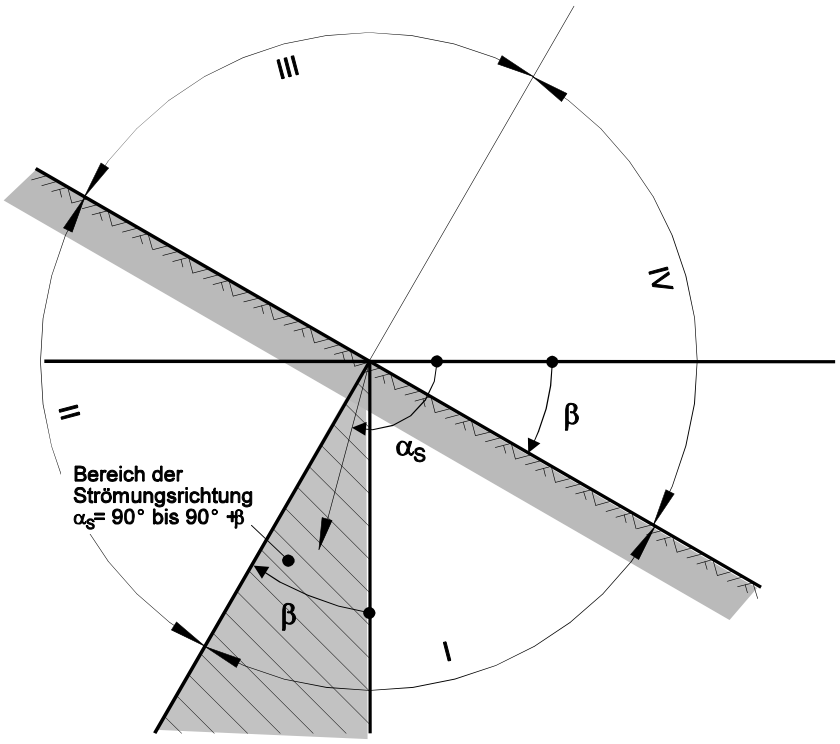


Abb. 31: Definition der Strömungsrichtung bei Infiltration

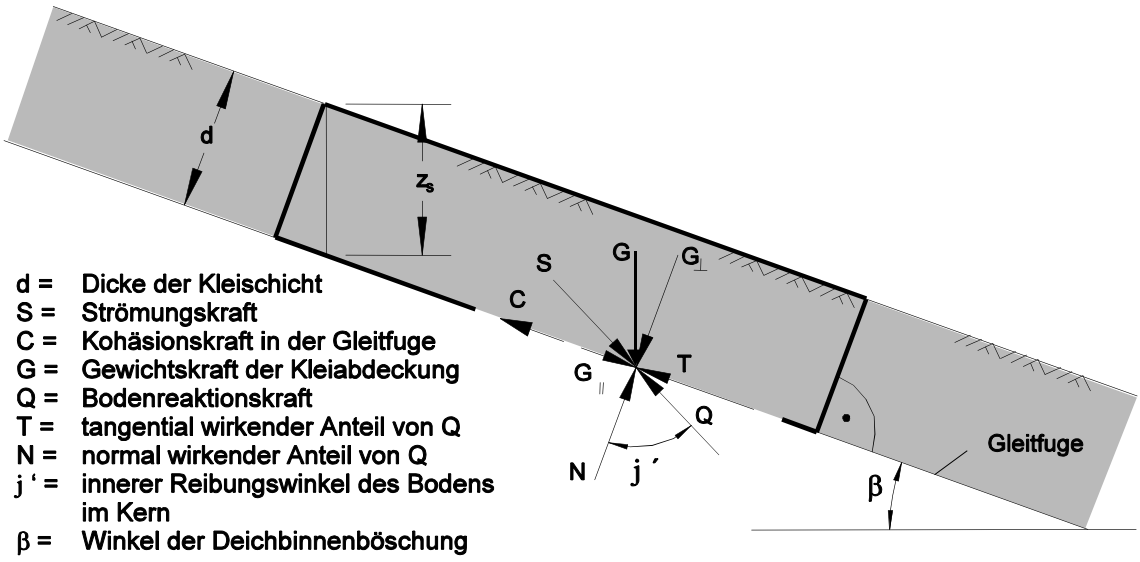


Abb. 32: Definitionsskizze Hangparalleles Gleiten

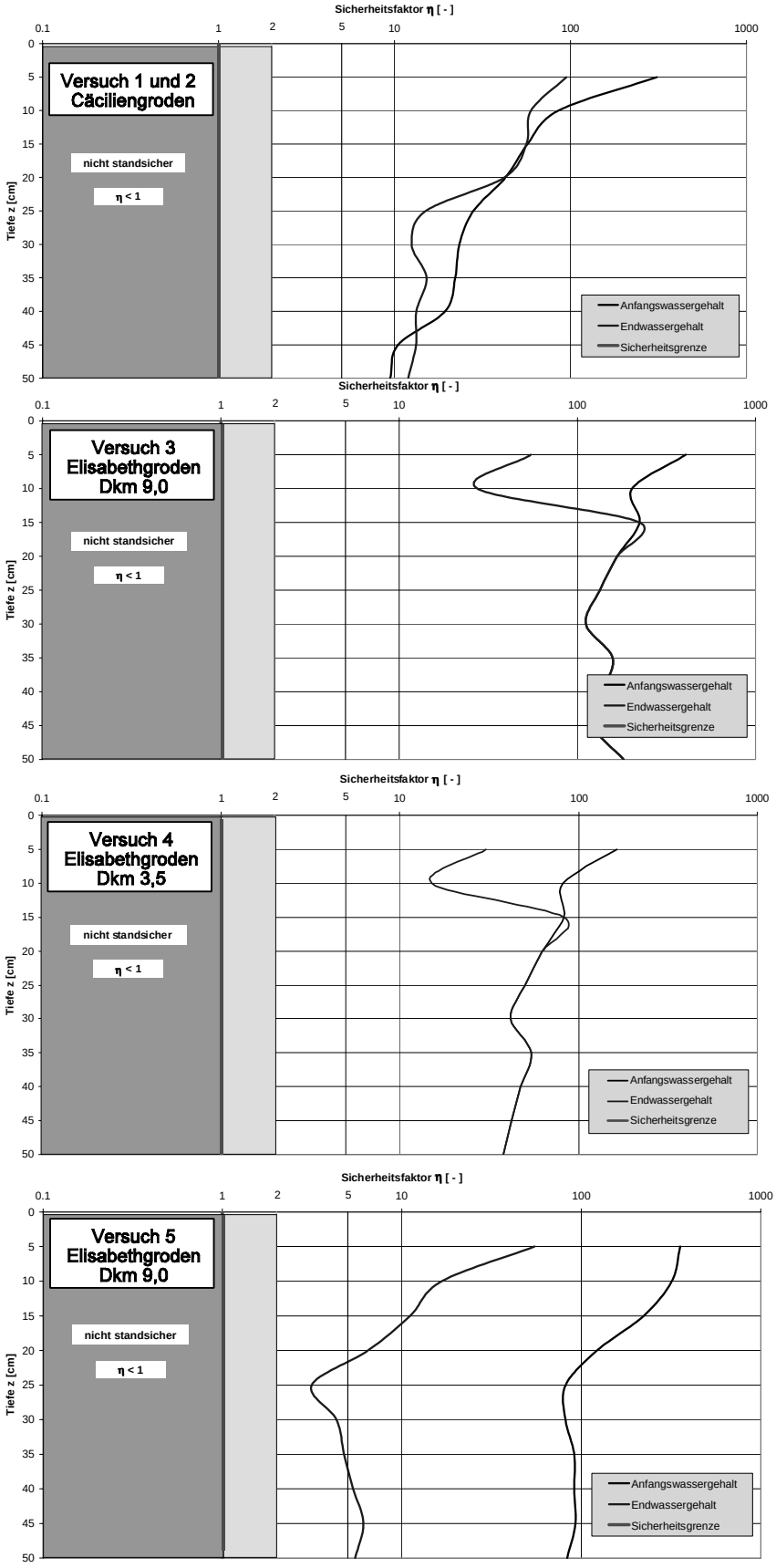


Abb. 33: Sicherheit gegen hangparalleles Gleiten

In Versuch 1 und 2 (oberes Bild in Abb. 33) kommt es nur zu einem geringfügigen Absinken der Sicherheit aufgrund der geringen Wassergehaltsveränderung während der Versuchszeit. Trotzdem ist diese Böschung im Vergleich mit den Einbauten von Versuch 3 oder Versuch 4 deutlich näher an der Sicherheitsgrenze, besitzt in einer Tiefe von 50 cm noch eine Sicherheit von über 10 und kann demnach nicht durch hangparalleles Gleiten versagen. Der Sicherheitsverlauf über die Tiefe von Versuch 3 und Versuch 4 kennzeichnet ein ähnliches Infiltrationsgeschehen. In beiden Versuchen ist das Wasser lediglich bis in eine Tiefe von rd. 20 cm infiltriert. Dadurch ergibt sich auch nur in diesem Bereich eine Scherfestigkeitsveränderung mit einem daraus resultierenden Absinken der Sicherheit. Deutlich anders stellt sich der Sicherheitsverlauf in Versuch 5 dar. Hierbei wurde der Boden vor Versuchsbeginn eine Woche lang bewässert, um den Wassergehalt möglichst über die gesamte Tiefe der Binnenböschung deutlich anzuheben. Dieses Ziel wurde offensichtlich auch erreicht. Wie man in der unteren Abbildung sieht, hat die Sicherheit über die gesamte Tiefe deutlich abgenommen. Die Binnenböschung besaß im Minimum bei 25 cm Tiefe aber immer noch eine Sicherheit von rd. 3, so daß ein Versagen infolge hangparallelen Gleitens der Binnenböschung trotz intensiver Bewässerung und dem anschließenden Wellenüberlauf nicht möglich war.

4.4.3 Gefährdung der Standsicherheit durch Erosion der Binnenböschung (ohne Grasnarbe)

Neben der Infiltration kann auch die Erosion zu standsicherheitsrelevanten Schäden an den Deichen führen. Insbesondere Deiche ohne Grasnarbe, wie sie direkt nach der Fertigstellung vorliegen, sind dem Wellenangriff schutzlos ausgeliefert und können dieser Belastung nur mit der dem Abdeckboden eigenen Scherfestigkeit widerstehen. Grundsätzlich kommt es zu Erosion, wenn die Transportkapazität des überströmenden Wassers groß genug ist, um das beim Überströmen gelöste Material auch verlagern zu können, und wenn von dem überströmenden Wasser Bodenmaterial aus dem Verbund herausgelöst werden kann. Die Erosion unterliegt damit zwei Begrenzungen, der Transportkapazität und der Loslösungsrate, von denen üblicherweise die Letztere die Höhe der Erosion stärker beschränkt als die Transportkapazität.

Die Transportkapazität kann mit der Gleichung (23) nach MORGAN (1986) beschrieben werden:

$$Q_S = 0{,}0061 \cdot Q^{1{,}8} \cdot S^{1{,}13} \cdot n^{-0{,}15} \cdot d_{35}^{-1} \qquad (23)$$

mit:

Q_S = Transportkapazität [$m^3/s \cdot m$]

Q	=	Oberflächenabfluß [$m^3/s \cdot m$]
S	=	Neigung der Energielinie [m/m] (hier: Sinus des Neigungswinkels der Binnenböschung β)
n	=	Rauhigkeitbeiwert der Böschungsoberfläche nach MANNING ($n=1/k_{st}$) [$s/m^{1/3}$]
d_{35}	=	Partikeldurchmesser in [mm] bei 35 % Siebdurchgang

Das Herauslösen liefert die für den Abtransport verfügbaren Bodenpartikel und wird oft als eine Funktion der in den Boden eingeleiteten Schubspannung beschrieben. Nach ROSE et al. (1983) kann diese Beziehung als lineare Funktion der Schubspannung τ oberhalb eines kritischen Wertes τ_c behandelt werden, der mit der Scherfestigkeit des Bodens korreliert. ROSE et al. schlagen folgendes Modell vor:

$$M_F = 0{,}276 \cdot \eta_{ST} \cdot (\tau_0 - \tau_{cr}) \qquad (24)$$

mit:

M_F	=	Spezifische Masse des durch die Strömung gelösten Bodens [kg/m^2]
η_{ST}	=	Wirkungsgrad des sohlnahen Transports, für Sand wird $\eta_{ST} = 0{,}13$ gesetzt
τ_0	=	Sohlschubspannung [kN/m^2]
τ_{cr}	=	Scherfestigkeit des Bodens [kN/m^2, kPa]

die Sohlschubspannung ist definiert als:

$$\tau = \rho_W \cdot g \cdot S \frac{Q}{v_0} = \rho_W \cdot g \cdot \frac{v_0^2}{k_{st}^2 \cdot h_ü^{1/3}} \qquad (25)$$

mit:

ρ_w	=	Dichte des Wassers, 1000 [kg/m^3]
g	=	Erdbeschleunigung, 9,81 m/s^2
v_0	=	Schubspannungsgeschwindigkeit an der Sohle [m/s]
k_{st}	=	Manning-Strickler Beiwert [$m^{1/3}/s$] (hier: k_{st}=20 bis 35 $m^{1/3}/s$)
$h_ü$	=	Überstauhöhe des Abflusses [m]

Aus Gleichung 25 folgt, daß ein Herauslösen nicht stattfindet, solange τ_0 kleiner ist als die kritische Bodenfestigkeit τ_c, d.h. daß keine Erosion stattfindet.

In Abbildung 34 ist die Veränderung der Sohlschubspannung bei unterschiedlichen Geschwindigkeiten der überlaufenden Wellen dargestellt.

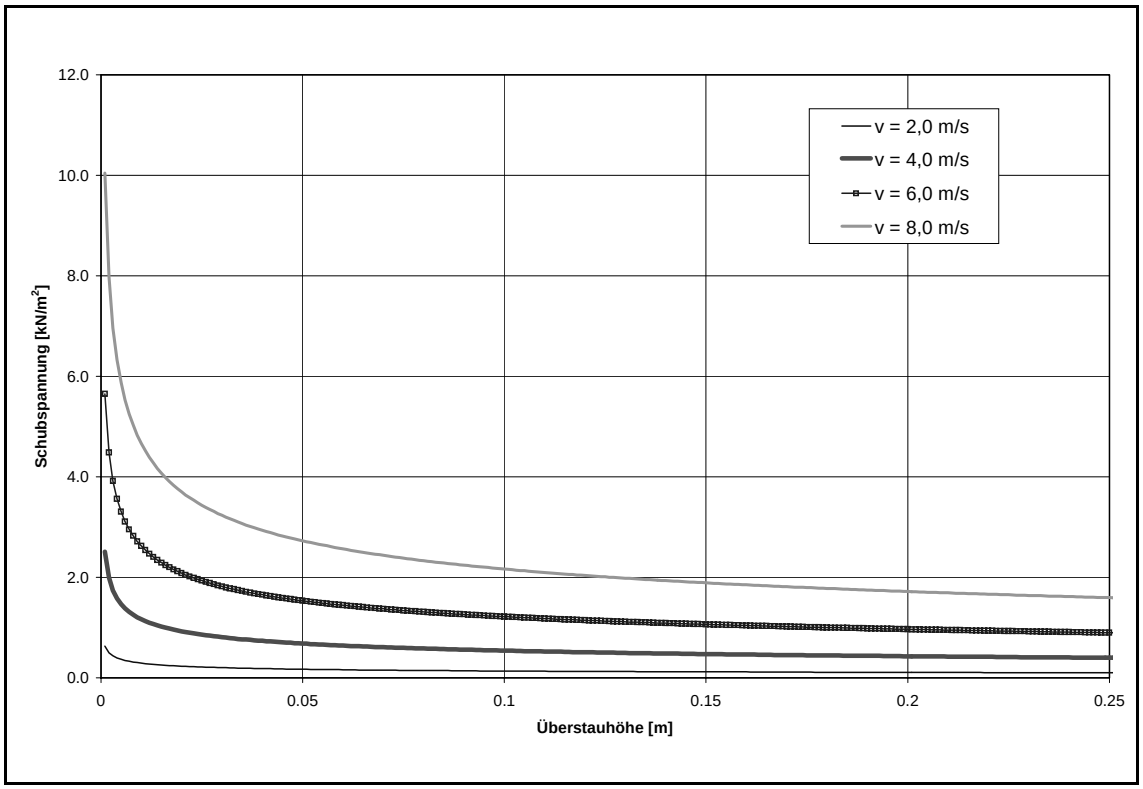


Abb. 34: Schubspannungen τ in Abhängigkeit von der Überstauhöhe $h_{ü}$ und der Geschwindigkeit der überlaufenden Welle v

Man kann erkennen, daß die Schubspannungen gerade im Bereich geringer Schichtdicken deutlich anwachsen. Für die gemessenen Abflußgeschwindigkeiten zwischen 2 m/s und 8 m/s ergeben sich bei üblichen Abflußtiefen bzw. Überstauhöhen von 1 cm bis 4 cm Schubspannungen in Höhen von max. 5 kN/m^2. Nach Gleichung 24 muß zur Entstehung von Erosion die Scherfestigkeit des Bodens überschritten werden. Diese nimmt mit zunehmendem Wassergehalt ab.

Abbildung 35 zeigt die Veränderung der Scherfestigkeit in der Binnenböschung aufgrund von Wassergehaltsänderungen in der Abdeckschicht aus Klei. Es ist deutlich zu sehen, daß sich die Scherfestigkeit im oberen Bereich, rd. 10 cm, stark verringert hat. Direkt an der Oberfläche liegen keine Meßwerte des Wassergehaltes vor. Aber es ist davon auszugehen, daß der Wassergehalt dort noch höher und die vorhandene Scherfestigkeit noch geringer ist als in 5,0 cm Tiefe. Mit einer Scherfestigkeit von unter 5 kN/m^2 ist der Boden durch das überströmende Wasser erodabel. Die Transportkapazität, die direkt von der überströmenden Wassermenge abhängt, wächst mit steigendem Wellenüberlauf. Da mit höheren Überlaufraten sowohl die Transportkapazität ansteigt, als auch die Schubspannung infolge Beschleunigung auf der Böschung zunimmt, nimmt die Erosion mit steigendem Überlauf zu.

Das Erosionsmodell konnte in den Versuchen nicht abschließend überprüft werden, da eine Auswertung des Laserscannings nicht möglich war. Darüber hinaus hat sich in den Versuchen

gezeigt, daß der Erosionverlauf, insbesondere die Rinnenbildung, nicht der bisherigen Modellvorstellung vom flächenhaften Abtrag entspricht. Es ist daher eine Aufgabe der Zukunft, ein weitergehendes Modell zu entwickeln, das die Topographie stärker in die Berechnung einbindet.

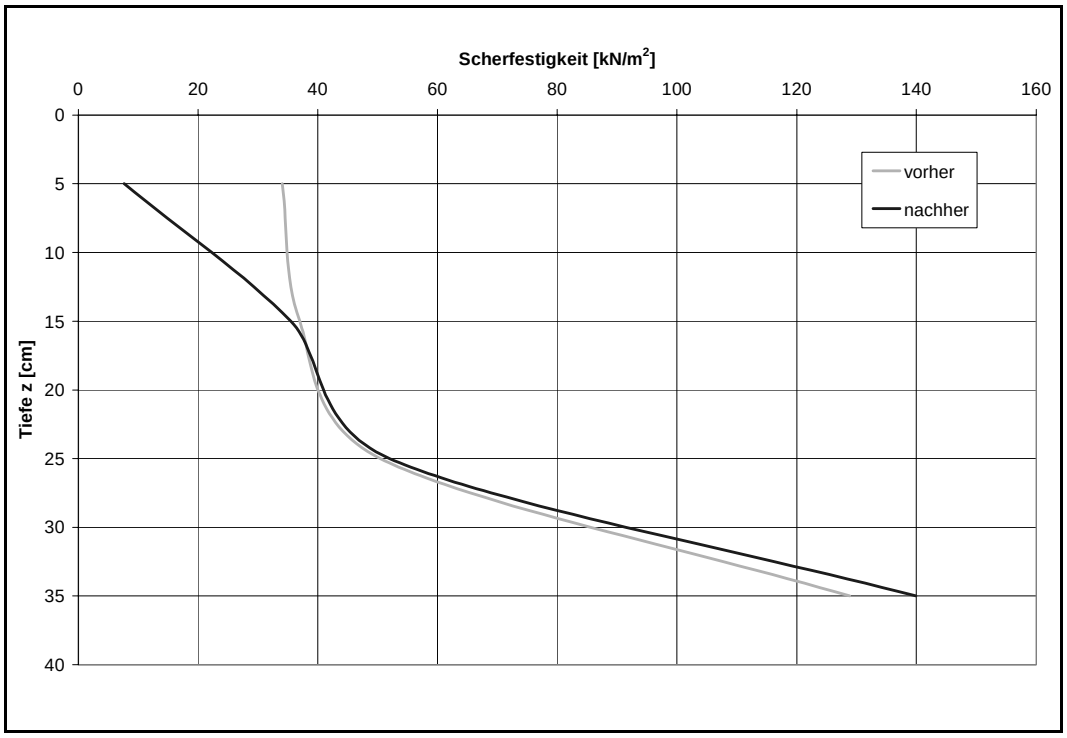


Abb. 35: Veränderung der Scherfestigkeit durch Wasseraufnahme im oberflächennahen Bereich

4.5 Auswertung und Interpretation der bodenmechanischen Ergebnisse

Bei den Versuchen im GWK hat sich bestätigt, dass die eingesetzten Böden dem Wellenüberlauf in unterschiedlicher Qualität ihre Widerstandfähigkeit entgegensetzten und es somit erforderlich ist, eine Bewertungsverfahren zur Einteilung der Böden zu kennen. So traten ernsthafte Schäden beim Boden Cäciliengroden erst nach längerem Wellenüberlauf ein, wobei die auftretenden Schäden auf lokale Erosionsnester beschränkt blieben. Diese Erosionsstellen gingen häufig von Bereichen aus, in denen sich einzelne Bodenaggregate aus der Abdeckschicht lösen ließen. Im Zusammenhang mit einer gut entwickelten Grasnarbe ist dieser Boden durch Erosion kaum gefährdet. Er versagt durch Abrutschen, sobald seine Festigkeit durch Vernässung soweit herabgesetzt ist, dass ein Gleichgewicht nicht mehr möglich ist. Dieser Zustand konnte bei den Versuchen im GWK nicht hergestellt werden.

Die Böden aus Elisabethgroden sind im Vergleich zu dem Boden aus Cäciliengroden vor allem durch Erosion gefährdet. Die Erosionsrinnen bilden sich in Fallrichtung der Böschung aus und vertiefen sich vor allem beim schlechteren der Böden, Elisabethgroden Dkm 3,5 sehr schnell. Demgegenüber blieb die flächenhafte Erosion untergeordnet. Das Gefahrenpotential durch Erosion

ist außerordentlich hoch, da eine Grasnarbe bei diesem Boden sehr schnell freigespült werden kann.

Grundsätzlich hat sich bei den Versuchen gezeigt, daß die entwickelten Modelle für die Infiltration die Durchnässung des Bodens auch quantitativ sehr gut beschreiben. Auch das Modell vom hangparallelen Versagen der Böschung konnte bestätigt werden. Die Infiltrationsmessungen belegen, dass der Boden innerhalb der Versuchszeiten nicht so tief durchnässt war, wie er es zum Einsetzen des Abrutschens hätte sein müssen. Die bereits vorab entwickelten Modelle für die Infiltration und für das Versagen der Böschungsabdeckung konnten bestätigt werden. Das gleiche gilt für unser Bewertungsverfahren für die Beurteilung von Deichböden. Aufgrund der meßtechnischen Schwierigkeiten (Laserscanning) konnte die Erosionsrate in den Modellversuchen im GWK nicht bestimmt werden, daher konnten für die Erosionsrate infolge Wellenüberlaufs auch keine quantitativen Aussagen gefunden werden.

5 Zusammenfassung, Bewertung der Gesamtergebnisse und Ausblick

5.1 Zusammenfassung und kritische Bewertung

Der Wellenüberlauf stellte in der Vergangenheit den maßgebenden Schadensfall für schwere und schwerste Deichschäden und Deichbrüche dar. Das herkömmliche Vorgehen bei der Deichbemessung ist nicht in der Lage, die Interaktion des überlaufenden Wassers mit dem Deichboden zu beschreiben. Die bodenmechanische und hydrodynamische Bemessung von Seedeichen wird bislang noch immer weitgehend voneinander entkoppelt durchgeführt. Im Rahmen des BMBF-Projektes "Belastung der Binnenböschung von Seedeichen durch Wellenüberlauf" wurden erstmals interdisziplinäre Untersuchungen unter gemeinsamer Berücksichtigung der bodenmechanischen und hydrodynamischen Prozesse bei Wellenüberlauf an ausgewählten Deichböden durchgeführt. Auf der Grundlage experimenteller, numerischer und theoretischer Untersuchungen wurden Modelle für die Beschreibung:

- des Einflusses natürlicher Seegangsspektren auf den Wellenüberlauf,
- der Wellenüberlaufströmung (Schichtdicken, Überlaufgeschwindigkeiten),
- der Infiltration bei Wellenüberlauf (Eindringtiefe, Wassergehaltsveränderungen),
- der Erosion bei Wellenüberlauf (Erosionsrate) und
- der Eignung von Kleiböden als Abdeckung (Bewertungsverfahren)

an Deichbinnenböschungen entwickelt. Damit soll es erstmals möglich sein, die Reaktion des

Bodens bei dynamischer Wellenüberlaufbeanspruchung abzuschätzen. Das übergeordnete Projektziel wurde dadurch erreicht. Die entwickelten Modellansätze werden im folgenden kurz beschrieben.

(a) Einfluß natürlicher Seegangsspektren auf den Wellenüberlauf

Die bisherigen Untersuchungen zum Wellenauflauf und Wellenüberlauf wurden unter Berücksichtigung theoretischer Wellenspektren (JONSWAP, PM, TMA) durchgeführt. Die Übertragbarkeit dieser Wellenspektren auf die komplexe Topographie der Deutschen Küste (Vorlandgebiete, Wattgebiete, Insel) war zu Beginn des Projektes unklar und sollte unter Verwendung von in der Natur gemessenen Seegangsspektren untersucht werden. Es konnte gezeigt werden, dass Wellenüberlauf stark von der Form des Wellenspektrums beeinflusst wird und eine ausschließliche Berücksichtigung theoretischer Seegangsspektren (Einpeak-Spektren) unzulässig ist. Daher wurde die Art des Wellenspektrums in alle Ansätze zur Beschreibung des Wellenüberlaufs (Wellenüberlaufraten, Wellenüberlaufströmung) einbezogen. Die bisherige Vorgehensweise zur Abschätzung der mittleren Wellenüberlaufraten auf der Grundlage von Einpeak-Spektren unter Verwendung der Peakperiode liefert signifikant andere mittlere Wellenüberlaufraten als in den Modellversuchen mit natürlichen Wellenspektren bestimmt wurden, was in der Parxis sowohl zu Unter- als auch zu Überbemessungen bei Verwendung der Ansätze für theoretische Einpeak-Spektren führen würde. Daher wird in den neuen Berechnungsansätzen die Form des einlaufenden Wellenspektrums berücksichtigt. Die neuen Berechnungsansätze (Darstellung der Berechnungsansätze in Abbildung 8 und 13 und detailliert in den Teilberichten dieses Forschungsprojektes) zum Wellenüberlauf umfassen sowohl Watt-, Vorland- und Ästuarspektren als auch theoretische Wellenspektren (TMA-Spektren).

(b) Wellenüberlaufströmung

Wellenüberlauf wurde in der Vergangenheit vorwiegend nur auf der Grundlage mittlerer Wellenüberlaufraten beschrieben. Mittlere Wellenüberlaufraten sind allerdings nicht zur Beschreibung der hochdynamischen Wellenüberlaufströmung geeignet, da sie eine starke zeitliche Mittelung darstellen. Daher wurde ein Modell zur Beschreibung der Wellenüberlaufströmung auf experimenteller und theoretischer Basis entwickelt. Aufgrund dieses Modells ist es möglich, den Wellenüberlaufschwall von seiner Entstehung über die Entwicklung auf Deichaußenböschung und Deichkrone bis zum leeseitigen Deichfuß zu beschreiben. Die Strömungsgrößen des Wellenüberlaufschwalls stellen die maßgebende Einflußgröße für die bodenmechanischen Prozesse in der Kleiabdeckung dar. Dieser Berechnungsansatz stellt einen entscheidenden Fortschritt der Deichbemessung dar, da erstmals die direkten Belastungsparameter für die Deichoberfläche analysiert wurden (Darstellung der Ansätze in den Abbildungen 11, 15 und 16). Untersuchungen zu den Wellenparametern am Deichfuß (vgl. Abb. 8) und zur Wellenreflexion, sowie zu den Maßstabseffekten wurden ebenfalls durchgeführt und sind bei SCHÜTTRUMPF (2001) und OUMERACI et al. (2001) beschrieben.

(c) Infiltration bei Wellenüberlauf

Die Infiltration des Wellenüberlaufwassers in die Deichkrone und die Binnenböschung wurde umfassend numerisch untersucht (WEISSMANN, 2002). Dabei wurde erstmals auch der Einfluß von natürlichen Seegangsspektren auf die Infiltration berücksichtigt. Das daraus entwickelte Infiltrationsmodell konnte in den Versuchen im GWK verifiziert werden. Es zeigte sich bei den Versuchen ein den Berechnungen vergleichbares Ergebnis, sowohl bei der zeitlichen Entwicklung der Infiltrationstiefe als auch bei den Wassergehalten. Damit läßt sich unter Berücksichtigung der jeweiligen bodenmechanischen Parameter die Infiltrationstiefe infolge eines bestimmten Überlaufereignisses ermitteln. Mit den Wassergehalten verändert sich auch die Festigkeit des Bodens. Wenn die kritische Eindringtiefe von der Infiltration erreicht und sich durch die Wassergehaltszunahme die Festigkeit des Bodens stark verringert hat, ist das hangparallele Kräftegleichgewicht nicht mehr vorhanden, so daß die Böschungsabdeckung abrutscht. In den durchgeführten Versuchen konnte die kritische Eindringtiefe innerhalb der Versuchszeiten nicht erreicht werden, so dass ein Versagen der Binnenböschung durch Abrutschen nicht aufgezeigt werden konnte (s. Abschnitt 4.4.2 und Abbildung 33).

(d) Erosion bei Wellenüberlauf

Zur Berechnung der Erosion infolge flächenhafter Überströmung wurde ein Modell entwickelt, das neben der Transportkapazität und der Loslösungsrate auch die Scherfestigkeit des Kleibodens berücksichtigt. Die flächenhafte Erosion von Kleiböden kann mit Hilfe dieses Erosionsmodells infolge definierter Überlaufereignisse abgeschätzt werden. Allerdings entwickelt sich die Erosion nicht nur flächenhaft. In den Versuchen hat sich gezeigt, daß sich bei Klei mit größeren sandigen Anteilen schnell Rinnen bilden, in denen dann die Überlaufwassermenge kanalisiert wird und konzentriert abläuft. Damit wird aber auch nicht mehr die gesamte Oberfläche durch das Überlaufwasser beansprucht bzw. erodiert (s. auch Abb. 29). In den sich bildenden Rinnen laufen zwar die gleichen Mechanismen ab, wie bei der flächenhaften Überströmung, aber die Belastung ist durch den konzentrierten Abfluß entsprechend höher. Bei stärker bindigen Böden ist die Erosion auf lokale Schwachstellen konzentriert, von denen ausgehend sich die Schädigungen ausbreiten. Das bisherige Modell erfaßt den Einfluß dieser sich im Verlauf der Überströmung bildenden neuen Oberfläche auf die Erosion noch nicht. Hier liegt ein Aufgabenbereich zukünftiger Forschung.

(e) Eignung der Kleiböden als Deichabdeckung

Deichböden sind in ganz unterschiedlicher Weise als Abdeckung für Deiche geeignet. Dieser Umstand ist in der Deichbaupraxis seit langem bekannt. Doch fehlte bisher ein verläßliches objektives Verfahren, mit dem die Eignung auf der Grundlage überwiegend genormter, bodenmechanischer Versuche bestimmt werden kann. Dieses Verfahren wurde in seiner Grundkonzeption in einem vorangegangenen Projekt zur Quantifizierung der Sicherheitsreserven von Seedeichen bei Wellenüberlauf entwickelt und für dieses Projekt bereits bei der Auswahl der Versuchsböden erfolgreich eingesetzt. Die Beurteilung der Kleiböden hat sich in den Versuchen voll bestätigt (vgl.

RICHWIEN u. WEISSMANN,2001, Teilbericht III). Damit steht nun ein auch in Versuchen getestetes Verfahren zur Beurteilung und abgestuften Bewertung von unterschiedlichen Kleiböden hinsichtlich ihrer Eignung als Deichabdeckung zur Verfügung.

Die Übertragung der Ergebnisse aus diesem Forschungsprojekt erfolgt bereits im Rahmen der EAK - Empfehlungen A2 (Ausschuss für Küstenschutzwerke der DGGT und HTG, Arbeitsgruppe Wellenauflauf und Wellenüberlauf, 2002). Wesentliche Teilergebnisse fließen bereits in die EAK ein. Um die Sicherheit von Seedeichen gegen Wellenüberlauf zu erhöhen und insbesondere die Binnenböschung bemessen zu können, werden die Ergebnisse des Projektes bei der Neufassung der EAK bereits berücksichtigt. Sowohl die Ansätze zur Berücksichtigung von Naturspektren bei der Bemessung des Wellenauf- und Wellenüberlaufs als auch das theoretische Verfahren zur Ermittlung der Strömungsparameter des Wellenauf- und Wellenüberlaufs werden in der EAK berücksichtigt und somit mit dem Erscheinen der Neufassung der EAK 2002 vollständig in die Bemessungspraxis für Seedeiche einfließen.

5.2 Aufgaben für die weitere Forschung

Für das Gesamtprojekt sind aufgrund der zahlreichen Randbedingungen und Einflußparameter, die im Rahmen der vorliegenden Untersuchungen nicht berücksichtigt werden konnten, einige Erweiterungen der jeweiligen Modelle wünschenswert. Dabei könnten die folgenden Punkte bei zukünftigen Forschungsvorhaben gezielt untersucht bzw. bearbeitet werden:

- Einfluss des Windes auf den Wellenüberlauf
- Einfluss der räumlichen Wirkung (Deichlinie, schräger Wellenauflauf, Begrenzungen der Bruchfigur, etc.)
- Einfluss des natürlichen Bewuchses (Scherfestigkeit der Grasnarbe, Durchwurzelungstiefe, etc.)
- Festlegung des kritischen Grenzzustandes
- Interaktion zwischen verschiedenen Versagensmechanismen
- Berücksichtigung von Schwachstellen im Boden (Wühltierbefall, Einbauten, etc.)
- Aufbau eines Deichkatasters

Diese Einflüsse auf den Wellenüberlauf und die weiteren Forschungsschwerpunkte werden im folgenden kurz erläutert:

(a) Einfluss des Windes

Bisherige Untersuchungen haben gezeigt, daß der Wind insbesondere bei kleinen Wellenüberlaufmengen einen signifikanten Einfluß hat. Durch den Wind löst sich das Wasser aus dem

Wellenüberlaufschwall und geht in Gischt über. Die Belastung der Deichoberfläche sinkt. Bei großen Überlaufmengen hat der Wind keinen signifikanten Einfluß mehr und kann vernachlässigt werden. Aufgrund des als gering eingestuften Einflusses des Windes bei großen Wellenüberlaufmengen, die im Rahmen dieses Projektes hauptsächlich untersucht wurden, wurde dieser Parameter bei den Betrachtungen nicht weiter berücksichtigt.

(b) Einfluss der räumlichen Wirkung

Die vorliegenden experimentellen Untersuchungen wurden in Wellenkanälen (LWI, GWK) sowie im bodenmechanischen Labor (Essen) nur zweidimensional an Testquerschnitten durchgeführt. Damit wurde die räumliche Ausdehnung von Deichen, die eigentlich ein Linienelement für den Hochwasserschutz darstellen, größtenteils vernachlässigt. Parallel zu diesem BMBF-Projekt wird am Leichtweiß-Institut in Zusammenarbeit mit dem Franzius-Institut für Wasserbau der Universität Hannover das Projekt "Schräger Wellenauflauf an Seedeichen" (BMBF-KIS013) bearbeitet. In diesem Projekt wird der Einfluß der Wellenrichtung sowie der Richtungsstruktur des Seegangs auf den Wellenauflauf- und Wellenüberlauf untersucht. Nicht bearbeitet wird z.Zt. jedoch der Einfluß der Linienführung auf den Wellenauflauf und Wellenüberlauf. Kurven im Deichverlauf und Elemente im Deich (Deichschart, Deichüberfahrt) wurden bislang ebenfalls nicht untersucht. Dies gilt ebenso für die räumliche Struktur einer Deichbruchfigur. Insbesondere bei den Versuchen im Großen Wellenkanal (GWK) hat sich diese räumliche Ausbildung der Bruchfigur bei dem Nachbrechen der Seitenwände von Erosionsrinnen als wichtig erwiesen. In wieweit diese lokalen Prozesse in die Beschreibung der Versagensabfolge aufgenommen werden können, wird die zukünftige Arbeit zeigen.

(c) Einfluss des natürlichen Bewuchses

Die vorliegenden Untersuchungen wurden wie geplant ohne Grasnarbe durchgeführt. Grund hierfür sind insbesondere die Schwierigkeiten bei der modelltechnischen Ausbildung einer Grasnarbe (Verwurzelungsgrad, Verwurzelungsdauer, Belichtung, Überstau) innerhalb der vorgegebenen Versuchszeit. Daher wurde zu Beginn der Versuche festgelegt, eine frische Kleiabdeckung, wie sie unmittelbar nach einem Deichneubau vorliegt, zu untersuchen. Die hierbei ermittelten Zeiten bis zum Versagen stellen somit Untergrenzen dar, die von Deichen mit Grasnarbe deutlich überschritten werden. In Zukunft sind weitergehende Untersuchungen unter Berücksichtigung einer Grasnarbe jedoch wünschenswert, um die zusätzliche Festigkeit der Kleiabdeckung infolge Bewuchs ermitteln zu können. Die Grasnarbe hat einen entscheidenden Einfluß auf die Ausbildung der Erosion und trägt damit erheblich zur Standsicherheit der Deiche bei. Der Frage nach dem Einfluß der Grasnarbe auf die Widerstandfähigkeit von Kleiböden bei Wellenüberlauf soll in Zukunft am Institut für Grundbau und Bodenmechanik, Felsmechanik und Tunnelbau der Universität Essen (IGBE) verstärkt nachgegangen werden.

(d) Festlegung des kritischen Grenzzustandes

Ein weiterer Punkt ist die Definition des kritischen Grenzzustandes für das Versagen des Deiches. Je nach Definition ergeben sich ganz unterschiedliche Zeiträume bis zum Versagen. So kann z. B. das lokale Abrutschen eines Teils der Binnenböschung als Teilversagen angesehen werden, obwohl die Abdeckschicht ihre schützende Wirkung für den Deichkern aus Sand noch nicht verloren hat. Auch der Zeitpunkt, zu dem die Erosion den Sandkern erreicht hat, ist eine maßgebende Größe. Die letzte Möglichkeit stellt das Gesamtversagen des Deiches, also der Deichdurchbruch dar, mit dem der Verlust der Schutzwirkung des Deiches für das Hinterland verbunden ist. Jede Sicherheitsdefinition ist von der Festlegung der unterschiedlichen Versagensprozesse abhängig, so dass hierzu eine sinnvolle Definition des kritischen Grenzzustandes für dringend erforderlich erachtet wird.

(e) Interaktion zwischen verschiedenen Versagensmechanismen

Bisher unberücksichtigt bleiben Interaktionen verschiedener Versagensmechanismen bei der Entwicklung bis zum Gesamtversagen, d.h. dem Deichbruch. So verhindert die Rinnenerosion einen flächenhaften Bodenabtrag, begünstigt jedoch durch das Nachbrechen der Seitenflanken der Erosionsrinnen die Ausbreitung der lokalen Schwachstellen in der Abdeckschicht. Dabei begünstigt die vorausgegangene Infiltration die Schadensentwicklung der Abdeckung durch ihren scherfestigkeitsverändernden Einfluß. Nach dem Abbrechen der Seitenflanken werden wiederum Bereiche der Abdeckschicht freigelegt, die der Infiltration des überlaufenden Wassers bisher noch nicht zugänglich waren. Daraus ist ersichtlich, daß Infiltration und Erosion eng miteinander verknüpft sind. In welcher Weise beide Prozesse aufeinander aufbauen, muß noch geklärt werden.

(f) Berücksichtigung von Schwachstellen im Boden (Wühltierbefall, Einbauten, etc.)

Ein weiterer Beitrag wird von der Praxis bei der Berücksichtigung von lokalen Schwachstellen in der Kleiabdeckung für die Schädigungsabfolge erwünscht. Der Einfluß von Wühltierbefall auf den Schädigungsverlauf bei Wellenüberlauf kann bisher weder beschrieben werden, noch ist der Befall als solcher in seinen Ausmaßen und sonstigen Randbedingungen bisher erfaßt worden. Weitere Stellen, die zu Turbulenzbildung infolge Auf- und Überlaufschwall führen und damit besondere Belastungen für die Abdeckung hervorrufen, bilden Einbauten, wie Zaunpfähle, Bänke, Masten oder auch Treppen sowie ganze Häuser. Auch derartige Einflüsse auf das Deichversagen sind noch nicht geklärt. Der erste Schritt zur Abschätzung der Standsicherheit für einen räumlich eng begrenzten Deichabschnitt ist zunächst die Aufstellung eines Parameterkataloges, mit deren Hilfe sich die Deichabdeckung mit ihren Schwachstellen hinreichend genau beschreiben läßt. In der weiteren Folge sind dann Modelle zu entwickeln, die diese Schwächungen der Abdeckschicht bei der Ermittlung der Zeit bis zum Versagen berücksichtigen.

(g) Aufbau eines Deichkatatsters

Grundsätzlich wäre es wünschenswert, alle Daten, die für bestimmte Deichabschnitte bekannt sind, in einem Deichkataster zusammenzufassen. Mit Hilfe des Deichkatasters könnten dann nicht nur

Berechnungen zur Standsicherheit unter Berücksichtigung der lokalen Gegebenheiten durchgeführt, sondern auch statistische Auswertungen über bestimmte Parameter vorgenommen werden. Die Bündelung der verschiedenen Daten würde einen wichtigen Beitrag zur langfristigen Sicherung der Küstenregion darstellen.

6 Zusammenarbeit mit anderen Wissenschaftlern und Institutionen

Im Rahmen des Forschungsprojektes wurde mit verschiedenen Stellen im In- und Ausland zusammengearbeitet, diese Stellen sind im folgenden aufgelistet:

(a) Leichtweiß-Institut für Wasserbau, Braunschweig

- Niedersächsisches Landesamt für Ökologie -Forschungsstelle Küste- auf Norderney
- Amt für ländliche Räume, Husum
- Staatliches Amt für Umwelt und Natur, Rostock
- NLWK - Betriebsstelle Norden
- Kooperation mit acht anderen Instituten[1)] im Rahmen des MAST III OPTICREST-Projektes
- Einbeziehung der niederländischen Erfahrungen (Feldmessungen, Messungen im DELTA FLUME) von Delft Hydraulics und Rijkswaterstaat.

(b) Institut für Grundbau und Bodenmechanik der Universität Essen

- Niedersächsisches Landesamt für Ökologie -Forschungsstelle Küste- auf Norderney
- Amt für ländliche Räume, Husum
- NLWK - Betriebsstelle, Brake
- Landesamt für Natur und Umwelt, Abt. Geologie/Boden, Flintbeck
- Staatliches Amt für Umwelt und Natur, Rostock
- Bezirksregierung Weser-Ems
- III. Oldenburgischer Deichband
- Rijkswaterstaat (Niederlande)
- DELFT GEOTECHNIK (Niederlande)

[1)] University of Gent (Belgien); Flanders Community (Belgien); Aalborg University (Dänemark); University College Cork (Irland); Delft Hydraulics (Niederlande); Rijkswaterstaat (Niederlande); Universidad Politechnica de Valencia (Spanien); Instituto Hidrográfico (Portugal); s. auch beiliegende Zusammenfassung aus dem Technical Annex

7 Schrifttum

FRÖHLE, P. (2000) Messung und statistische Analyse von Seegang als Eingangsgröße für den Entwurf und die Bemessung von Bauwerken des Küstenwasserbaus. Rostocker Berichte aus dem Fachbereich Bauingenieurwesen. Heft 2

MANSARD, E.P.D. , FUNKE, E.R. (1980) The measurement of Incident and Reflected Spectra using a Least Square Method,. Proc. 17th. Int. Conf. on Coastal Engineering. Sydney.

MOELLER, J.; OHLE, N.; SCHÜTTRUMPF, H.; DAEMRICH, K.F.; OUMERACI, H.; ZIMMERMANN, C. (2001) Schräger Wellenauflauf an Seedeichen. Tagungsband des 3. FZK Kolloquiums (29.3.2001). Hannover

MORGAN, R.P.C. (1986) Soil Erosion and Conservation, Longman Scientific and Technical

NIEMEYER, H.; GÄRTNER, J.; KAISER, R.; PETERS, K.H.; SCHNEIDER, O. (1995) Estimation of Design Wave Run-up on Sea Dykes under Consideration of Overtopping Security by using Benchmarks of Flotsam. Proc. 4th Conf. on Coast. And Port Eng. In Developing Countries. Rio de Janeiro

OUMERACI, H.; SCHÜTTRUMPF, H. (1997) Hydrodynamische Belastung der Binnenböschung von Seedeichen durch Wellenüberlauf. DFG-Forschungsvorhaben Ou 1/2-1

OUMERACI, H.; SCHÜTTRUMPF, H.; BLECK, M. (1999) Wave Overtopping at Seadikes. Comparison of physical model tests and numerical computations. LWI-Bericht Nr. 846

OUMERACI, H.; SCHÜTTRUMPF, H.; SAUER, W.; MÖLLER, J.; DROSTE, T. (2000) Physical Model Tests on Wave Overtopping with natural Sea States - 2D model tests with single, double and multi peaked natural wave energy spectra. Bericht Nr. 852

OUMERACI, H.; SCHÜTTRUMPF, H.; MÖLLER, J.; KUDELLA, M. (2001) Large Scale Model Tests on Wave Overtopping. Bericht Nr. 858

OUMERACI, H.; ZIMMERMANN, C.; SCHÜTTRUMPF, H.; DAEMRICH, K.F.; MÖLLER; J.; OHLE, N. (2000) Influence of oblique Wave Attack on Wave Run-up and Wave Overtopping - 3D Model Tests at NRC/Canada with long and short crested waves. LWI-Report Nr. 859/FI-Report 643

PASCHEN, R. (1977) Konsolidierung- und Scherverhalten von salzhaltigem Klei, Eigenverlag Hannover, Mitteilungen der TU Hannover

RENGER, M. (1967) Beziehungen zwischen der Wasserdurchlässigkeit (k_f) und verschiedenen Eigenschaften von Marschböden, S. 304-315, Z. f. Kulturtechnik und Flurbereinigung

RICHWIEN, W. (1976) Zum Einfluß der Konsolidierungsdauer auf die wirksame Spannung und die Scherfestigkeit von aufbereitetem Klei. Mitteilungen der TU Hannover

RICHWIEN, W. (1981) Das Formänderungs- und Festigkeitsverhalten weicher bindiger Böden, Eigenverlag Hannover, Mitteilungen der TU Hannover

RICHWIEN, W. u. WEHNER, T. (1987) Bodenmechanische Untersuchungen an Seedeichen Eiderdamm-Nord, Kurzberichte aus der Bauforschung, Januar 1987, Bericht Nr.13; S. 43-46, Ingenieurgeologie

RICHWIEN, W. u. WEHNER, T. (1988) Bodenmechanische Kennwerte gespülter Seedeiche im norddeutschen Küstenraum, TIS, S. 544-549, Wasserbau

RICHWIEN, W. u. WEISSMANN, R. (1995) Zur Standsicherheit von Deichbinnenböschungen bei Wellenüberlauf. Ergebnisbericht. Universität GH Essen. Institut für Grundbau und Bodenmechanik

RICHWIEN, W. u. WEISSMANN, R. (1996) Quantifizierung der Sicherheitsreserven von Seedeichen bei Wellenüberlauf. Teil I. Institut für Grundbau- und Bodenmechanik. Universität GH Essen. (unveröffentlicht)

RICHWIEN, W. u. WEISSMANN, R. (1997) Quantifizierung der Sicherheitsreserven von Seedeichen bei Wellenüberlauf. Teil II. Institut für Grundbau- und Bodenmechanik. Universität GH Essen. (unveröffentlicht)

RICHWIEN, W. u. WEISSMANN, R. (1998) Quantifizierung der Sicherheitsreserven von Seedeichen bei Wellenüberlauf. Teil III. Institut für Grundbau- und Bodenmechanik. Universität GH Essen. (unveröffentlicht)

RICHWIEN, W. u. WEISSMANN, R. (1999) Quantifizierung der Sicherheitsreserven von Seedeichen bei Wellenüberlauf. Teil IV. Institut für Grundbau- und Bodenmechanik. Universität GH Essen. (unveröffentlicht)

RICHWIEN, W. u. WEISSMANN, R. (2000) Belastung der Binnenböschung von Seedeichen durch Wellenüberlauf, Teil I – Bodenmechanische Voruntersuchungen, unveröffentlicht

RICHWIEN, W. u. WEISSMANN, R. (2001) Belastung der Binnenböschung von Seedeichen durch Wellenüberlauf, Teil II – Testfeldversuche im GWK, unveröffentlicht

RICHWIEN, W. u. WEISSMANN, R. (2001) Belastung der Binnenböschung von Seedeichen durch Wellenüberlauf, Teil III – Modellversuche im GWK, unveröffentlicht

RICHWIEN , W. u. WEISSMANN, R. (2001) Bewertungsverfahren für Kleiböden, Veröffentlichung in Vorbereitung

ROSE, C. W., WILLIAMS, J.R. AND BARRY, D.A. (1983) A mathematical model of soil erosion and deposition process: I. Theory for a plane land element. Soil Sci. Soc. AM. J. 47, 991-995

SCHADE, D. (1991) Untersuchungen über das Wellenklima an einer Brandungsküste unter Einschluß der Richtungsstruktur des Seegangs, dargestellt am Beispiel der Insel Sylt. Mitteilungen Franzius-Institut für Wasserbau und Küsteningenieurwesen. H. 71. S. 211-420

SCHUPPENER, B. (1987) Erfahrungen mit bodenmechanischen Laborversuchen an Klei, S. 93-113, Mitteilungsblatt der Bundesanstalt für Wasserbau

SCHÜTTRUMPF, H.; OUMERACI, H. (2000) EAK-Empfehlungen A2 - Wellenauflauf und Wellenüberlauf (Kurzfassung). HANSA - Schiffahrt - Schiffbau - Hafen.

SCHÜTTRUMPF, H.; OUMERACI, H.; THORENZ, F. (2001) Reconstruction and Rehabilitation of a historical Seawall at Norderney. ICE Coastlines, Structures and Breakwaters Conference. London (im Druck)

SCHÜTTRUMPF, H. (2001) Wellenüberlaufströmung bei Seedeichen - Experimentelle und Theoretische Untersuchungen. Dissertation

SMITH, G.M.; SIEFFERT, J.W.W.; VAN DER MEER, J.W. (1994) Erosion and Overtopping of a grass dike - Large Scale Model Tests. Proceedings 24th International Conference on Coastal Engineering. Kobe. Japan. S. 2639-2652

TAUTENHAIN, E. (1981) Der Wellenüberlauf an Seedeichen unter Berücksichtigung des Wellenüberlaufs. Mitt. des Franzius-Insituts. H. 53

VAN DER MEER, J.W. u. JANSSEN, J.P.F.M. (1995) Wave Run-up and Wave Overtopping at Dikes. ASCE Book on "Wave Forces on inclined and vertical structures". Vicksburg. USA

VAN DER MEER, J.W., TÖNJES, P. u. DE WAAL, J.P. (1998) A code for dike height design and examination. Proceedings Int. Conf. on Coastlines, Structures and Breakwaters. (Ed. N.W.H. Allsop) Thomas Telford, London

VAN GENT, M.R.A. (1999) Physical Model Investigations on Coastal Structures with Shallow Foreshores. Delft Hydraulics. Report H3608

VAN GENT, M.R.A. (1999) Wave Run-up on dikes with Berms. Delft Hydraulics. Report H3205

WEISSMANN, R. (1999) Infiltration von Wellenüberlauf in Deichbinnenböschungen. Workshop Strömungen in Böden. Universität Essen. 14.10.1999

WEISSMANN, R. (2002) Veränderung der Standsicherheit von Seedeichen bei Wellenüberlauf (Dissertation am Institut für Grundbau und Bodenmechanik, Felsmechanik und Tunnelbau, in Bearbeitung)

8 Zusammenstellung der Veröffentlichungen, Berichte und Vorträge zum Forschungsprojekt

Nachfolgend sind die Veröffentlichungen zu diesem Forschungsprojekt, sowie die Berichte der beiden Institute, öffentliche Vorträge und Dissertationen, sowie an den Instituten zum Forschungsthema durchgeführte Diplom- und Studienarbeiten aufgelistet. Die Veröffentlichungen sind in einem gesonderten Teil des vorliegenden Abschlußberichtes zusammengestellt.

Veröffentlichungen:

BLECK, M.; OUMERACI, H.; SCHÜTTRUMPF, H. (2000) Combined Wave Overtopping and Overflow of Dikes and Seawalls. Proceedings 27th Int. Conf. On Coastal Engineering

MANGELS, J. (2000) Beschreibung von Strömungen im ungesättigten Bodeninneren; Mitteilungen aus dem Fachgebiet Grundbau und Bodenmechanik, Felsmechanik und Tunnelbau, Heft 26; Hrsg.: Prof. Dr.-Ing. W. Richwien, Universität Essen; Verlag Glückauf GmbH

MÖLLER, J.; WEISSMANNN, R.; SCHÜTTRUMPF, H.; KUDELLA, M.; OUMERACI, H.; RICHWIEN, W.; GRÜNE, J. (2002) Interaction of Wave Overtopping and Clay Properties for Seadikes. Proceedings Int. Conf. on Coastal Engineering. Cardiff (angenommen)

MURPHY, J.; SCHÜTTRUMPF, H.; LEWIS, T. (2001) Wave Run-up and Overtopping of Sea Dikes: Results from new model studies. Proceedings Waves-Conference. San Francisco

OUMERACI, H. (2000) The Sustainability Challenge in Coastal Engineering. Keynote Lecture. Proceedings of 4. Int. Conf. on Hydrodynamics, Yokohama

OUMERACI, H. (2001) Experience made using the Hannover Wave Flume: Selected Examples. Proceedings of Int. Workshop. Advanced Design of Maritime Structures in the 21st Century.

RICHWIEN, W.; WEISSMANN, R. (1999) Prototyp Scale Tests on Wave Overtopping of Dykes. Forschungszentrum Küste (FZK), Proceedings 2nd Hydralab-Workshop. Hannover

SCHÜTTRUMPF, H.; OUMERACI, H. (1999) Wave Overtopping at Seadikes. Proceedings 2nd Hydralab-Workshop. Hannover. S. 327-334

SCHÜTTRUMPF, H.; TROCH, P.; VAN DE WALLE, B.; DE ROUCK, J.; OUMERACI, H. (2000) Prototype Run-up Velocities at Zeebrugge Breakwater. Proceedings. 27th Int. Conf. On Coastal Engineering.

SCHÜTTRUMPF, H.; OUMERACI, H. (2000) EAK-Empfehlungen A2-Wellenauflauf und Wellenüberlauf. Hansa - Schiffahrt - Schiffbau - Hafen. 137 Jahrgang. Nr. 10. S. 48-49

SCHÜTTRUMPF, H.; OUMERACI, H. (2001) EAK- Empfehlungen A2-Wellenauflauf und Wellenüberlauf. Vorläufige Version, Veröffentlichung geplant im Rahmen der Neufassung der EAK 2002.

SCHÜTTRUMPF, H. (2001) Wellenüberlaufströmung bei Seedeichen - Experimentelle und theoretische Untersuchungen. Dissertation.

http://www.biblio.tu-bs.de/ediss/data/20010703a/20010703a.html und Mitteilungen des Leichtweiss-Instituts. H. 149

SCHÜTTRUMPF, H.; THORENZ, F.; OUMERACI, H.; GRÜNE, J.; MÖLLER, J. (2001) Belastung historischer Deckwerkskonstruktion auf Norderney. Hansa - Schiffahrt - Schiffbau - Hafen. 138 Jahrgang. Nr. 8. S. 85-89

SCHÜTTRUMPF, H.; MÖLLER, J.; OUMERACI, H.; GRÜNE, J.; WEISSMANN, R. (2001) Untersuchungen zum Wellenüberlauf für Naturspektren. 3. FZK-Kolloquium. 29.3.2001. Hannover

SCHÜTTRUMPF, H. (2001) Wellenüberlaufströmung bei Seedeichen - Experimentelle und theoretische Untersuchungen. Bautechnik 78. H. 8. S. 606-607

SCHÜTTRUMPF, H.; MÖLLER, J. OUMERACI, H.; GRÜNE, J.; WEISSMANN, R. (2001) Effects of natural Seas States on Wave Overtopping of Seadikes. Proceedings Waves-Conference. San Francisco

SCHÜTTRUMPF, H.; OUMERACI, H.; THORENZ, F.; MÖLLER, J. (2001) Reconstruction and Rehabilitation of a historical Seawall at Norderney. Coastlines, Structures and Breakwaters Conference. London

SCHÜTTRUMPF, H.; OUMERACI, H. (2001) Wellenüberlaufströmung an Seedeichen. Hansa - Schiffahrt -Schiffbau - Hafen. 138 Jahrgang. S. 59-62

SCHÜTTRUMPF, H.; OUMERACI, H.; KÜBLER, S. (2001) . Entwicklung eines rechnergestützten Verfahrens zur Bestimmung der Überlaufgeschwindigkeiten an Seedeichen aus Videoaufzeichnungen. Mitteilungsheft des Leichtweiss-Instituts Nr. 149

SCHÜTTRUMPF, H.; MÖLLER, J.; OUMERACI, H. (2002) Overtopping Flow Parameters on the inner slope of seadikes. Proceedings. on Int. Conf. on Coastal Engineering. Cardiff (angenommen)

WEISSMANN, R. (2000) Beurteilung der Qualität von Kleiböden hinsichtlich ihrer Eignung für Deichabdeckungen. 26. Baugrundtagung Hannover, Spezialsitzung "Forum für junge Geotechnik-Ingenieure", Hannover 2000, S. 76

WEISSMANN, R. (2001) Ermittlung der Bodenerosion mittels Laserscanning,Universitätsverlag Siegen, Tagungsband des 1. Siegener Symposiums "Messen im Erd- und Grundbau", S. 218-232

WEISSMANN, R.; RICHWIEN,W.; SCHÜTTRUMPF, H.; OUMERACI, H.; GRÜNE, J.; KUDELLA, M.; MÖLLER, J. (2001) Untersuchungen zur Belastung der Binnenböschung von Seedeichen durch Wellenüberlauf- Bodenmechanische Untersuchungen 3. FZK-Kolloquium "Planung und Auslegung von Anlagen im Küstenraum", Hannover (in Vorbereitung)

WEISSMANN, R.; RICHWIEN, W. (2002) Objektive Qualitätsbewertung für Kleiböden, Hansa - Schiffahrt - Schiffbau - Hafen (in Vorbereitung)

Dissertationen:

DROSTE, T. (2002) Numerische Modellierung der Wellenüberlaufströmung an Seedeichen. (Dissertation am Leichtweiß-Institut, in Bearbeitung)

SCHÜTTRUMPF, H. (2001) Wellenüberlaufströmung bei Seedeichen - Experimentelle und theoretische Untersuchungen. Dissertation am Leichtweiß-Institut. Veröffentlicht unter: http://www.biblio.tu-bs.de/ediss/data/20010703a/20010703a.html

WEISSMANN, R. (2002) Veränderung der Standsicherheit von Seedeichen bei Wellenüberlauf (Dissertation am Institut für Grundbau und Bodenmechanik, Felsmechanik und Tunnelbau, in Bearbeitung)

Öffentliche Vorträge (ohne Paper):

SCHÜTTRUMPF, H.; OUMERACI, H. (2001) Belastung der Binnenböschung von Deichen durch Wellenüberlauf .Vortrag anläßlich des 6. KFKI Seminars zur Forschung im Küsteningenieurwesen in Bremerhaven am 17.10.2001(Deutsches Schifffahrtsmuseum)

RICHWIEN, W. (2001) Der Deichbau, Handwerk und Wissenschaft. Kolloquium im Landesamt für Natur und Umwelt des Landes Schleswig-Holstein, Kiel.

WEISSMANN, R. (1999) Infiltration von Wellenüberlauf in Deichbinnenböschungen, Workshop "Strömungen in Böden" an der Universität Essen

WEISSMANN, R. (2000) Standsicherheit von Seedeichen. KIKO-Workshop II Hannover, Universität Hannover

WEISSMANN, R.; RICHWIEN, W. (2001) Die Auswirkungen des Wellenüberlaufs auf Deichbinnenböschungen. Vortrag anläßlich des 6. KFKI Seminars zur Forschung im Küsteningenieurwesen in Bremerhaven am 17.10.2001(Deutsches Schifffahrtsmuseum)

Berichte (unveröffentlicht):

OUMERACI, H.; SCHÜTTRUMPF, H.; BLECK, M. (1999) Wave Overtopping at Seadikes - Comparison of physical model tests and numerical computations. Bericht Nr. 846 des Leichtweiß-Instituts der Technischen Universität Braunschweig

OUMERACI, .; SCHÜTTRUMPF, H.; SAUER, W.; MÖLLER,J.; DROSTE,T. (2000) Physical Model Tests on Wave Overtopping with Natural Sea States - 2D Model Tests with single, double and multi peaked wave energy spectra. Bericht Nr. 852 des Leichtweiß-Instituts der Technischen Universität Braunschweig

OUMERACI, H.; SCHÜTTRUMPF, H.; MÖLLER, J.; KUDELLA, M. (2001) Large Scale Model Tests on Wave Overtopping. Bericht Nr. 858 des Leichtweiß-Instituts der Technischen

Universität Braunschweig

RICHWIEN, W.; WEISSMANN, R. (2000) Belastung der Binnenböschungen von Seedeichen durch Wellenüberlauf - Teil I - Bodenmechanische Voruntersuchungen. Bericht des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik, Felsmechanik und Tunnelbau, Universität Essen.

RICHWIEN, W.; WEISSMANN, R. (2000) Belastung der Binnenböschungen von Seedeichen durch Wellenüberlauf - Teil II -Bericht über die Testfeldversuche. Bericht des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik, Felsmechanik und Tunnelbau, Universität Essen.

RICHWIEN, W.; WEISSMANN, R. (2000) Belastung der Binnenböschungen von Seedeichen durch Wellenüberlauf - Teil III. Bericht des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik, Felsmechanik und Tunnelbau, Universität Essen.

SCHÜTTRUMPF, H.; OUMERACI, H. (1999) Literature Review on Wave Run-up and Wave Run-down Velocities (Opticrest, Task 3.5) Bericht Nr. 840 des Leichtweiß-Instituts der Technischen Universität Braunschweig

SCHÜTTRUMPF, H.; MURPHY, J.(2000) 3D Model Tests on Wave Overtopping for 1:6 Dyke. Bericht Nr. 857 des Leichtweiß-Instituts der Technischen Universität Braunschweig

SCHÜTTRUMPF, H.; KÜBLER, S. (2001) Entwicklung eines rechnergestützten Verfahrens zur Bestimmung der Überlaufgeschwindigkeiten an Seedeichen aus Videoaufzeichnungen. Bericht Nr. 861 des Leichtweiß-Instituts der Technischen Universität Braunschweig

SCHÜTTRUMPF, H.; OUMERACI, H. (2001) Prediction of wave overtopping flow parameters on the crest and landward slope of seadikes. Bericht Nr. 862 des Leichtweiß-Instituts der Technischen Universität Braunschweig

SCHÜTTRUMPF, H. (2001) Wellenüberlaufströmung bei Seedeichen Experimentelle und Theoretische Untersuchungen. Bericht Nr. 864 des Leichtweiß-Instituts der Technischen Universität Braunschweig

WANG, Z., WEISSMANN, R. (2000) Bewertung der Erosion auf der Innenböschung des Borghorster Hauptdeiches, Untersuchung im Auftrag der Freien und Hansestadt Hamburg, Baubehörde. Bericht des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik, Felsmechanik und Tunnelbau, Universität Essen.

Diplomarbeiten:

BALKE, J. (2000) Der Einfluß von Wellenüberlauf auf die Eindringtiefe der Infiltrationsfront bei Deichbinnenböschungen. Diplomarbeit am Institut für Grundbau und Bodenmechanik, Felsmechanik und Tunnelbau, Universität Essen.

DEHARDE, S. (1999) Festigkeitsuntersuchung an bindigen Böden mit Sekundärstruktur. Diplomarbeit am Institut für Grundbau und Bodenmechanik, Felsmechanik und Tunnelbau, Universität Essen.

DOMINIK, J. (2000) Entwicklung einer standardisierten Durchführung und eines Auswertschemas

für Zerfallversuche unter Berücksichtigung der Kornzusammensetzung und der Konsistenz bindiger Böden. Diplomarbeit am Institut für Grundbau und Bodenmechanik, Felsmechanik und Tunnelbau, Universität Essen.

DROSTE, T. (1999) Untersuchungen zum Einfluß verschiedener Seegangsspektren auf den Wellenauflauf und Wellenüberlauf. Diplomarbeit am Leichtweiß-Institut der Technischen Universität Braunschweig.

ECKERT, S. (2000) Experimentelle Untersuchungen zum Strömungsfeld auf Deichaußenböschung und Deichkrone bei Wellenüberlauf. Diplomarbeit am Leichtweiß-Institut der Technischen Universität Braunschweig

KLING, B. (1999) Ermittlung des Wellenüberlaufs auf der Grundlage experimenteller Untersuchungen und numerischer Berechnungen. Diplomarbeit am Leichtweiß-Institut der Technischen Universität Braunschweig.

MÖLLER, J. (1999) Untersuchungen zum Wellenauflauf und Wellenüberlauf am historischen Deckwerk von Norderney. Diplomarbeit am Leichtweiß-Institut der Technischen Universität Braunschweig

SAUER, W. (2000) Experimentelle Untersuchungen zum Einfluß verschiedener Seegangsspektren auf den Wellenüberlauf. Diplomarbeit am Leichtweiß-Institut der Technischen Universität Braunschweig

Studienarbeiten:

DROSTE, T. (1999) Wellenüberlauf über Seedeiche: Auswertung kleinmaßstäblicher Modellversuche zur Beschreibung des Schichtdickenverlaufs im Zeitbereich. Studienarbeit am Leichtweiß-Institut der Technischen Universität Braunschweig

GÄBE, B. (2000) Verifizierung der theoretischen Wellenüberlaufraten eines Deiches bei Belastung durch regelmäßige Wellen. Studienarbeit am Leichtweiß-Institut der Technischen Universität Braunschweig

KOCH, T. (2001) Der Einfluß von Wellenüberlauf auf die Wassergehaltsänderungen in Kleiböden. Studienarbeit am Leichtweiß-Institut der Technischen Universität Braunschweig

KÜBLER, S. (2001) Entwicklung eines rechnergestützten Verfahrens zur Bestimmung der Überlaufgeschwindigkeiten an Seedeichen aus Videoaufzeichnungen. Studienarbeit am Leichtweiß-Institut der Technischen Universität Braunschweig

MORGENSCHWEIS, H. (1999) Einfluß von Wasser auf die Festigkeit bindiger Böden - Untersuchung mit der Flügelsonde. Studienarbeit am Institut für Grundbau und Bodenmechanik, Felsmechanik und Tunnelbau, Universität Essen.

NAPP, N. (1999) Wellenüberlauf über Seedeiche - Auswertung von kleinmaßstäblichen Modellversuchen zur Beschreibung der maximalen Schwallgeschwindigkeiten. Studienarbeit am Leichtweiß-Institut der Technischen Universität Braunschweig

SAUER, W. (2000) Deckwerke im Küstenschutz-Bemessung und Schadensmechanismen im Hinblick auf bodenmechanische Prozesse. Studienarbeit am Leichtweiß-Institut der Technischen Universität Braunschweig

SCHMIDT, S. (2001) Untersuchungen zum Einfluss von Doppelpeak-Spektren auf den Wellenüberlauf. Studienarbeit am Leichtweiß-Institut der Technischen Universität Braunschweig

STRESING , O. (1999) Einfluß von Wasser auf die Festigkeit bindiger Böden - Untersuchung mit einaxialen Druckversuchen. Studienarbeit am Institut für Grundbau und Bodenmechanik, Felsmechanik und Tunnelbau, Universität Essen.

VON ESSEN, H. (2000) Druckschläge auf Böschungen unter besonderer Berücksichtigung der Druckschlagwirkung auf den Untergrund. Studienarbeit am Leichtweiß-Institut der Technischen Universität Braunschweig

VIERCK, H. (2000) Schichtdickenverlauf auf der Krone von Seedeichen beim Wellenüberlauf. Studienarbeit am Leichtweiß-Institut der Technischen Universität Braunschweig

Leichtweiß-Institut für Wasserbau
Hydromechanik und Küsteningenieurwesen
Technische Universität Braunschweig

Institut für Grundbau und Bodenmechanik,
Felsmechanik und Tunnelbau
Universität Essen

Anlagenband

(LWI Bericht Nr. 872)

Belastung der Binnenböschung von Seedeichen durch Wellenüberlauf

- Abschlußbericht -

Braunschweig/Essen, November 2001

Professor Dr.-Ing. H. Oumeraci
Dipl.-Ing. J. Möller
Dr.-Ing. H. Schüttrumpf

Professor Dr.-Ing. W. Richwien
Dipl.-Ing. R. Weissmann

ANHANG

Veröffentlichungen zum Forschungsprojekt

Die nachfolgend aufgelisteten Veröffentlichungen sind in dieser Reihenfolge im Anhang beigefügt.

Veröffentlichungen:

BLECK, M.; OUMERACI, H.; SCHÜTTRUMPF, H. (2000) Combined Wave Overtopping and Overflow of Dikes and Seawalls. Proceedings 27th Int. Conf. On Coastal Engineering

MÖLLER, J.; WEISSMANNN, R.; SCHÜTTRUMPF, H.; KUDELLA, M.; OUMERACI, H.; RICHWIEN, W.; GRÜNE, J. (2002) Interaction of Wave Overtopping and Clay Properties for Seadikes. Proceedings Int. Conf. on Coastal Engineering. Cardiff (angenommen)

MURPHY, J.; SCHÜTTRUMPF, H.; LEWIS, T. (2001) Wave Run-up and Overtopping of Sea Dikes: Results from new model studies. Proceedings Waves-Conference. San Francisco

OUMERACI, H. (2000) The Sustainability Challenge in Coastal Engineering. Keynote Lecture. Proceedings of 4. Int. Conf. on Hydrodynamics, Yokohama

OUMERACI, H. (2001) Experience made using the Hannover Wave Flume: Selected Examples. Proceedings of Int. Workshop. Advanced Design of Maritime Structures in the 21st Century.

RICHWIEN, W.; WEISSMANN, R. (1999) Prototyp Scale Tests on Wave Overtopping of Dykes. Proceedings 2nd Hydralab-Workshop. Hannover

SCHÜTTRUMPF, H.; OUMERACI, H. (1999) Wave Overtopping at Seadikes. Proceedings 2nd Hydralab-Workshop. Hannover. S. 327-334

SCHÜTTRUMPF, H.; TROCH, P.; VAN DE WALLE, B.; DE ROUCK, J.;OUMERACI, H.(2000) Prototype Run-up Velocities at Zeebrugge Breakwater. Proceedings. 27th Int. Conf. On Coastal Engineering.

SCHÜTTRUMPF, H.; OUMERACI, H. (2000) EAK-Empfehlungen A2-Wellenauflauf und Wellenüberlauf. Hansa - Schiffahrt - Schiffbau - Hafen. 137 Jahrgang. Nr. 10. S. 48-49

SCHÜTTRUMPF, H.; OUMERACI, H. (2001) EAK- Empfehlungen A2-Wellenauflauf und Wellenüberlauf. Vorläufige Version, Veröffentlichung geplant im Rahmen der Neufassung der EAK 2002.

SCHÜTTRUMPF, H.; MÖLLER, J.; OUMERACI, H.; GRÜNE, J.; WEISSMANN, R. (2001) Untersuchungen zum Wellenüberlauf für Naturspektren. Tagungsband des 3.FZK-Kolloquiums. 29.3.2001. Hannover

SCHÜTTRUMPF, H.; MÖLLER, J. OUMERACI, H.; GRÜNE, J.; WEISSMANN, R. (2001) Effects of natural Sea States on Wave Overtopping of Seadikes. Proceedings Waves-Conference. San Francisco

SCHÜTTRUMPF, H.; OUMERACI, H.; THORENZ, F.; MÖLLER, J. (2001) Reconstruction and Rehabilitation of a historical Seawall at Norderney. Coastlines, Structures and Breakwaters Conference. London

SCHÜTTRUMPF, H.; OUMERACI, H.; KÜBLER, S. (2001) . Entwicklung eines rechnergestützten Verfahrens zur Bestimmung der Überlaufgeschwindigkeiten an Seedeichen aus Videoaufzeichnungen. Mitteilungsheft des Leichtweiss-Instituts Nr. 149

SCHÜTTRUMPF, H.; MÖLLER, J.; OUMERACI, H. (2002) Overtopping Flow Parameters on the inner slope of seadikes. Proceedings. of Int. Conf. on Coastal Engineering. Cardiff (angenommen)

WEISSMANN, R. (2001) Ermittlung der Bodenerosion mittels Laserscanning,Universitätsverlag Siegen, Tagungsband des 1. Siegener Symposiums "Messen im Erd- und Grundbau", S. 218-232

Proceedings 27th International Conference On Coastal Engineering

(2000)

Combined Wave Overtopping and Overflow of Dikes and Seawalls

Bleck, M.; Oumeraci, H.; Schüttrumpf, H.

COMBINED WAVE OVERTOPPING AND OVERFLOW OF DIKES AND SEAWALLS

M. BLECK*, H. OUMERACI*, H. SCHÜTTRUMPF*
*Leichtweiß-Institute for Hydraulics; Beethovenstr. 51a; 38106 Germany;
Fax: (+49)-5313918217; E-Mail: M.Bleck@tu-bs.de; H.Oumeraci@tu-bs.de; H.Schuettrumpf@tu-bs.de

1. Introduction

During storm surges dikes and seawalls are exposed to waves. Depending on the crest level of the structure wave overtopping can occur. The amount of overtopping water increases when the water level rises. If the water level rises above the crest level of the structure, for example during extreme storm surges, overtopping water is not only caused by wave action, but also by stationary overflow.

Many dike failures during the flood on 1st february 1953 in The Netherlands or on 16th february 1962 in Hamburg were caused by overflowing water due to too low crest heights and a very high storm surge water level.

State of the art formulae for the calculation of wave overtopping assume the water in front of the structure to be below the crest level of the structure (VERDONCK et al., 1998). One can extrapolate for water levels at the crest level of the structure, but model tests for dikes and seawalls (OUMERACI and SCHÜTTRUMPF, 1997; SCHÜTTRUMPF et al., 1998) show, that the amount of overtopping is overestimated by the existing formulae for a zero freeboard (R_C=0).

On the other hand, the existing formulae for overflow (e.g. weir formulae) do not take into account the effect of waves.

Therefore the existing formulae for wave overtopping and overflow were reviewed. Based on this literature review, an engineering approach for the combination of wave overtopping and overflow was developed. The approach was verified for dikes and seawalls using tests with zero freeboard performed in a wave flume.

2. Definitions and Position of the Problem

With respect to the water level in front of the dike there are three cases, that have to be considered separately. An important parameter for the definition is the structure‘s freeboard, defined as the vertical distance between crest level and water level (see Fig.1):

$$R_C = z_k - h \qquad (1)$$

i) Wave Overtopping ($R_C \geq 0$):
Overtopping water is solely caused by wave action. The amount of overtopping water depends on structural parameters like crest level and slope and wave parameters (e.g. water level, wave period and wave height).

ii) Overflow ($R_C < 0$) (no waves):
Overtopping water can also be caused due to the fact that the water level is higher than the crest level and the potential energy of the water is converted into kinetic energy.

iii) Combination of Overflow and Wave Action ($R_C \leq 0$):
If the water level is above the crest level of the structure (case ii), overtopping water can still be caused by wave action. In this case (Fig.1d) overflow and wave overtopping are superimposed.

3. Results

An analysis of model tests for zero freeboard with wave spectra shows that wave overtopping is less than expected by an extrapolation of wave overtopping from non-zero freeboards to zero freebord.

Therefore these model tests were analysed in more detail (slope 1:0, 1:3, 1:4 and 1:6) resulting in a formula to calculate wave overtopping at zero freeboard which is dependent on the structural parameters and the wave parameters:

Breaking Waves $\xi_0 \leq 2{,}0$

$$\frac{q}{\sqrt{g\ H_S^3}} = 0{,}046\ \xi_0 \qquad (2a)$$

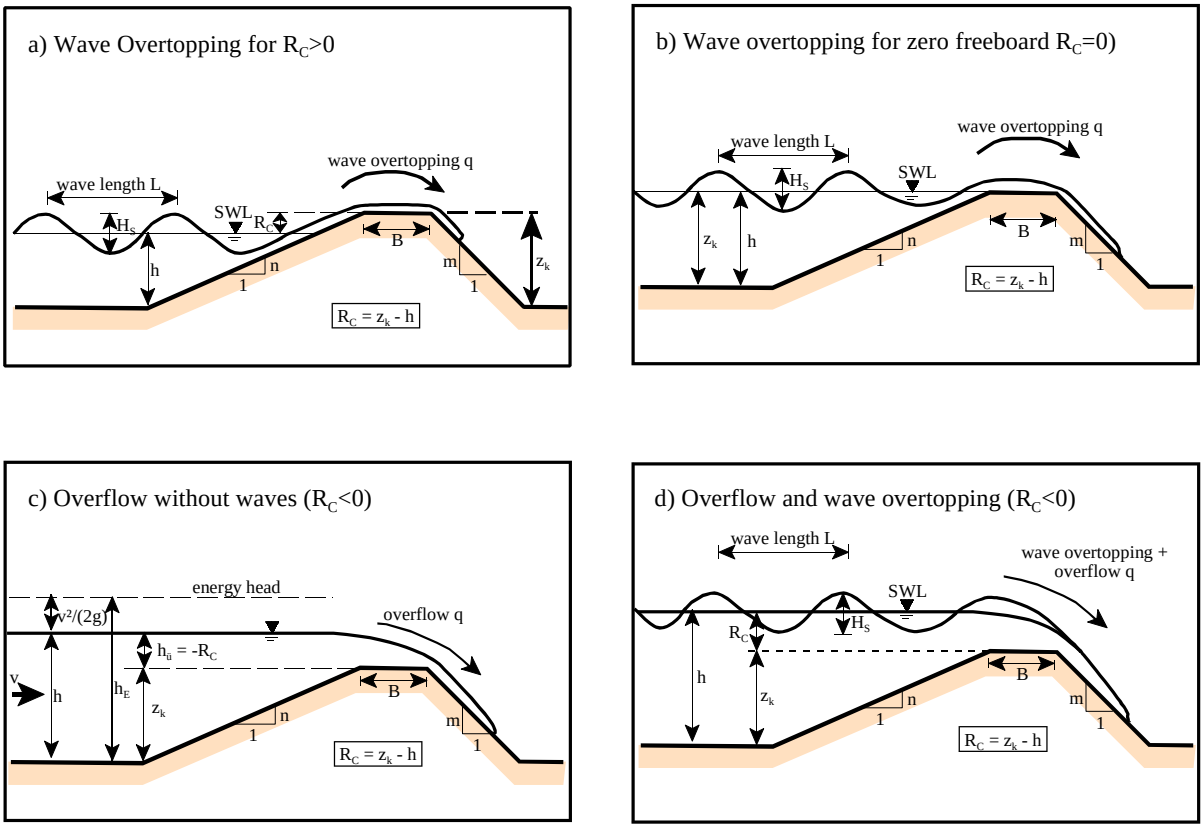


Fig.1: Definition Sketch

Non-breaking Waves $\xi_0 > 2,0$

$$\frac{q}{\sqrt{g\ H_S^3}} = 0{,}092 \qquad (2b)$$

with: q = average overtopping rate
H_S = significant wave height at toe of the structure
ξ_0 = surf similarity parameter using H_S and deep water wave length L_0

In a second step several wave theories and the weir formula were combined to calculate the overtopping rate for freeboards ($R_C \leq 0$). The model was calibrated and verified for freeboards (R_C=0) for wave spectra and regular waves and the results are shown also in a nomogramm for R_C<0.

Finally, the equivalency between regular and irregular waves concerning wave overtopping was examined. A model based on a rayleigh-distributed wave height was developped to calculate irregular wave overtopping from regular wave overtopping. This model was verified with irregular model tests and a very good agreement was found.

4. References

OUMERACI, H.; SCHÜTTRUMPF, H. (1997) Hydrodynamische Belastung der Binnenböschung von Seedeichen durch Wellenüberlauf. Leichtweiß-Institut für Wasserbau der TU Braunschweig. DFG OU 1/2-1 (in german)

OUMERACI, H.; SCHÜTTRUMPF, H.; BLECK, M. (1999) Untersuchungen zur Ermittlung der mittleren Wellenüberlaufrate ohne Freibord bei Stromdeichen. LWI-report No. 842 (in german)

SCHÜTTRUMPF, H.; KORTENHAUS, A. und OUMERACI, H. (1998) Application of Overtopping Models to Vertical Walls against Storm Surges. Proceedings of the 26th Int. Conf. On Coastal Engineering. Kopenhagen.

VERDONCK, R.; DE ROUCK, J. (1998) Literature Review on Wave run-up, overtopping and spray. Report Task I. MAST-III-Opticrest

5. Acknowledgments

This project has been supported by the German Research Council (DFG), Bonn, Germany within the basic research project OU 1/2-1 „Hydrodynamic loading of the inner slope of sea dikes by wave overtopping“.

Proceedings International Conference On Coastal Engineering

Cardiff, 2002 (angenommen)

Interaction of Wave Overtopping with Clay Properties for Sea-dikes

Möller, J.; Weissmann, R.; Schüttrumpf, H.; Kudella, M.; Oumeraci, H.;
Richwien, W.; Grüne, J.

Interaction of Wave Overtopping and Clay Properties for Seadikes

J.Möller[1.], R.Weißmann[2.], H.Schüttrumpf[1.], M.Kudella[1.], H.Oumeraci[1.], W.Richwien[2.], J.Grüne[3.]
[1.] Leichtweiß-Institute for Hydraulics; Beethovenstr. 51a; 38106 Braunschweig; Germany
[2.] Institute for Soil Mechanics and Foundation Engineering; Universitätsstr. 15; 45117 Essen; Germany
[3.] Coastal Research Centre; Merkurstr. 11; 30419 Hannover; Germany

Abstract

In the past, many failures of seadikes along the North European coastlines have been initiated on the inner slope of seadikes due to wave overtopping. In 1953 and 1962, during severe storm surges, people in Germany and in the Netherlands have been killed due to polder areas being flooded after such failures. In the meantime, the crest height of seadikes has been increased. Nevertheless, dikes broke in December 1999 in South Denmark due to severe wave overtopping (Schüttrumpf, 2001). It is obvious that wave overtopping can not be avoided completely and therefore has to be taken into account for future design of seadikes. Furthermore, the uncertainties in the prediction of the design water level and the incident wave spectrum are not yet considered in present design methods. Therefore, future design of seadikes has to assess two different aspects:

(i) the uncertainties of design water levels, wave parameters and models to predict hydrodynamic boundary conditions at the dike such as wave run-up and wave overtopping
(ii) the interaction of uprushing and overtopping water with soil mechanical properties

The first aspect has to be investigated by probabilistic methods (see e.g. Kortenhaus & Oumeraci, 2002). The second aspect will be described in the proposed paper.

Large scale model tests have been performed in the large wave flume in Hannover (Fig. 1) in 2000/2001. A smooth impermeable dike with a 1 on 6 slope on the seaward side (concrete) and a 1 on 3 slope on the landward side was investigated. In phase I, model tests with a concrete landward slope have been performed as a reference case to investigate the overtopping process without a movable bed in more detail (Fig. 2) (Oumeraci et al., 2001). In phase II, the landward slope of the dike was covered with clay to study the infiltration and erosion of a clay dike due to wave overtopping for the first time in large scale model tests. To simulate the situation of a very new dike just after construction the clay was not covered by grass (Fig. 3). Variations of the clay properties (percentage sand - clay) on the inner slope, of the overtopping rate (up to 10 l/(sm)) and the type of wave spectrum (regular waves, TMA wave spectrum, natural sea states) have been tested.

During phase II the overtopping processes (variation of layer thickness and overtopping velocity in space and time) and the soil mechanical processes (variation of infiltration and erosion in space and time) have been measured simultaneously. By this method, the relevant overtopping parameters for erosion and infiltration have been found. In the past, it was vaguely, whether erosion or infiltration was more responsible for dike failures and if dike failures had been caused by individual waves or by a permanent wetting of the clay. It was found from the model tests, that erosion is in fact more important for the initiation of the breaching process and individual waves have no significant effect on the infiltration process. The infiltration process is principally caused by the wetting of the clay and is therefore very similar to the infiltration process due to a steady overflow.

The data analysis of the model tests in 2001 is not yet finished, therefore the new results concerning the interaction of the relevant hydrodynamical parameters (overtopping velocities and layer thicknesses) and the soil mechanical parameters (infiltration depth, water content, pore pressures, soil parameters) will be discussed and described in more detail in the final paper.

References:

Kortenhaus, A. and Oumeraci, H. (2002) Failure mode 2 and faulttree analysis of sea and eastuary dikes. Paper submitted to this conference

Oumeraci, H., Schüttrumpf, H., Möller, J., Kudella, M. (2001) Large Scale Model Tests on Wave Overtopping. LWI-Report No. 858

Schüttrumpf, H. (2001) Overtopping Flow for Seadikes – Theoretical and Experimental Investigations. PHD Thesis (in German)

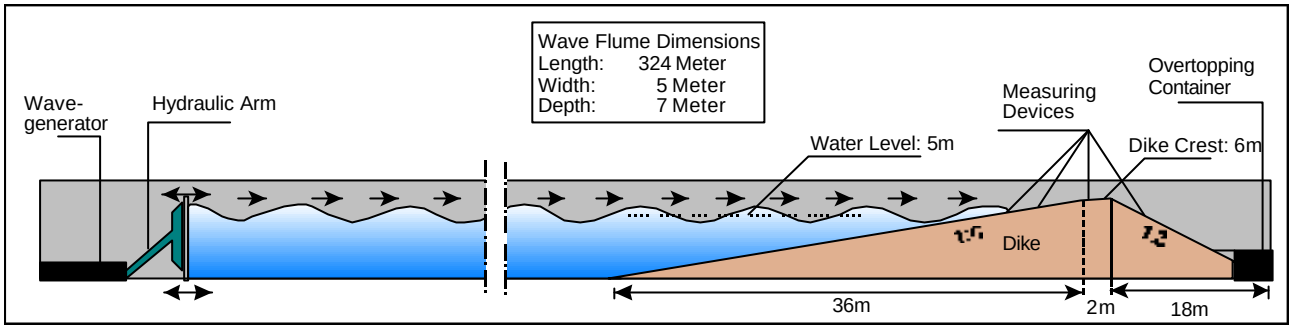


Fig. 1: Cross Section of Seadike in the Large Wave Flume

Fig. 2: Model Tests in the Large Wave Flume on Wave Overtopping with Concrete Landward Slope

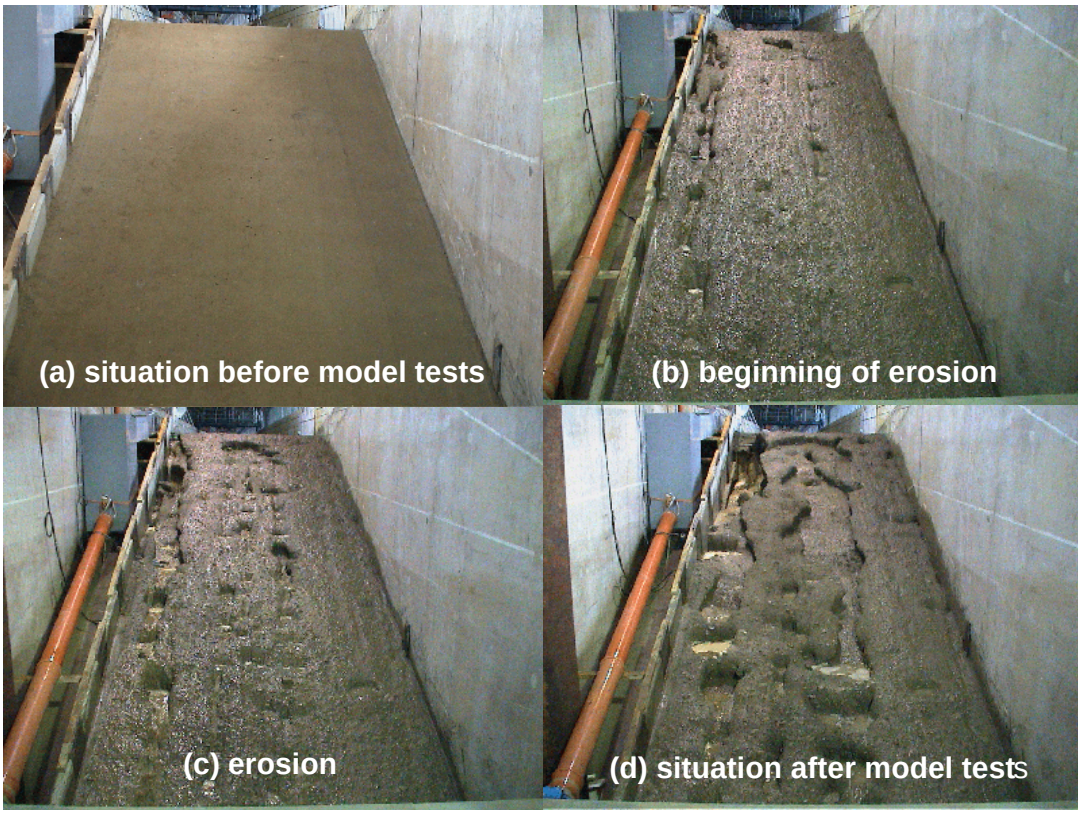


Fig. 3: Erosion Process of a Clay Dike

Proceedings Waves-Conference. San Francisco

(2001)

Wave Run-up and Overtopping of Sea Dikes: Results from new model studies

Murphy, J.; Schüttrumpf, H.; Lewis, T.

WAVE RUN-UP AND OVERTOPPING OF SEA DIKES: RESULTS FROM NEW MODEL STUDIES

Jimmy Murphy[1], Holger Schüttrumpf[2] and Tony Lewis[3]

Abstract: Sea dikes are used as coastal defence structures in many countries worldwide and have been subject to rigorous study. However most of the previous work and indeed the resultant design formulae for wave run-up and overtopping have been based on 2D testing and field measurements. This current study combined both 2D and 3D tests at different scales such that the influence of such parameters as wave direction and directional spreading could be examined. The results show that these parameters have a significant influence on both the run-up heights and overtopping volumes.

INTRODUCTION

Knowledge of wave run-up and overtopping magnitudes is important to the design of many coastal structures. Very often a structure's crest level is designed by use of formulae that calculate run-up exceedence levels or expected overtopping volumes for specified wave conditions. Such formulae are empirically based with their derivation relying on the results of physical model tests. Normal model tests for this application are carried out in wave flumes where the test section is subject to direct long crested wave attack. The influence of such parameters as wave directionality and directional spreading which are often representative of real sea conditions cannot be examined in wave flumes.

There has not been a great deal of research on the influence that these two parameters have on wave run-up and overtopping. In TAW (1974), wave obliqueness was included as one of a number of run-up reduction factors to be applied when conditions differ from

1 Senior Engineer, Hydraulics and Maritime Research Centre, Department of Civil and Environmental Engineering, University College Cork, Cork, Ireland, jm.hmrc@ucc.ie
2 Senior Engineer, Federal Waterways Engineering and Research Institute, Wedeler Landstr. 157, 22559 Hamburg, Germany, schuettrumpf@hamburg.baw.de
3 Senior Lecturer, Department of Civil and Environmental Engineering, University College Cork, Cork, Ireland, tlewis@ucc.ie.

direct attack on a smooth impermeable slope. A general equation was thus proposed for determining run-up heights and is given below as,

$$\frac{Z_{u2\%}}{H_s} = 1.6\gamma\xi_p \text{ with a maximum of } 3.2\gamma \quad (1)$$

where $Z_{u2\%}$ is the run-up level exceeded by 2% of waves, H_s is the significant wave height at the toe of the structure, γ is the reduction factor and ξ_p is the Iribarren number given by $\tan\alpha \Big/ \sqrt{2\pi H_s / gT_p^2}$, α is the slope angle, g is the acceleration due to gravity and T_p is the peak wave period.

Other research has shown an increase in wave run-up and wave overtopping for low angles of wave attack (up to 20 degrees). The model tests by Owen (1980), Tautenhain (1982) and Van der Meer (1995) have shown an increase in the wave run-up height of about 10% as compared to normal wave attack for wave directions between 10 and 20 degree. It was unclear from these studies, whether this increase was real or influenced by model effects.

The objective of the tests carried out in this study was to investigate the influence of the wave directionality and directional spreading on wave run-up and overtopping. The tests were performed as part of the EU-MAST funded OPTICREST (OPTImisation of CREST level design of sloping coastal structures through prototype monitoring and modelling) project. The 3D tests were undertaken in a wave basin at the Hydraulics and Maritime Research Centre (HMRC), Cork, Ireland whilst 2D tests were carried out in a wave flume at the Leichtweis Institute (LWI) in Braunschweig, Germany. This paper will concentrate on the 3D tests but the 2D results will be referenced.

TEST FACILITY/MODEL SET-UP

The run-up and overtopping tests were undertaken in the Ocean Wave Basin at the HMRC. This basin is shown in Figure 1 and has dimensions 25m x 18m x 1m. Waves are generated by means of a multi segment wave generator consisting of 40 individually controlled wave paddles with active wave absorption. A wide variety of sea states can be simulated ranging from simple monochromatic waves to complex wave spectra which can be either short crested of long crested.

In the OPTICREST test programme three different sets of model tests were undertaken in the Ocean wave basin corresponding to,

a. Petten dike

This model was used to compare laboratory and prototype run-up on the Petten Sea Defence in the Netherlands. See Van Gent et al. (2001) for a detailed description of the work undertaken.

b. 1 in 6 low crested dike

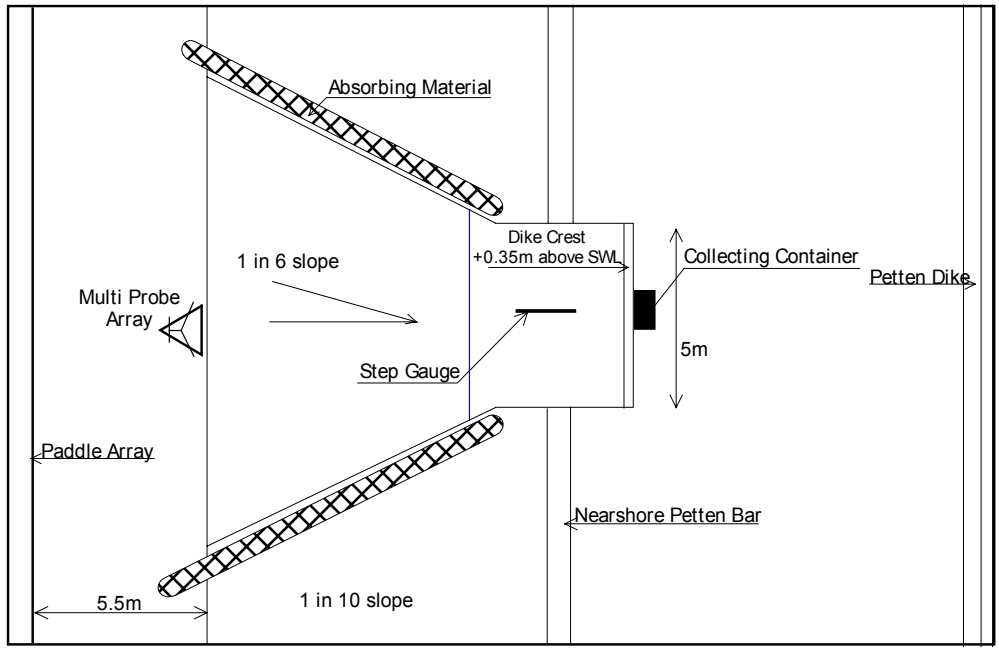
A low crested dike with a slope of 1 in 6 was constructed after completion of the Petten model tests. This dike had a freeboard of 0.05m and was used for overtopping tests. It corresponded to a 1:2 scale of a model tested in a wave flume in Braunschweig University. The toe of the structure was placed in 1m water depth at a distance of 5.5m from the paddles and it extended over the 1:10 slope of the Petten model. The width of the model at toe level was 13m and it reduced uniformly to 5m at the crest level. Tapering the model in this manner was considered necessary in order to ensure a smooth transformation of oblique waves as they propagated across the slope. The base width was designed taking the directionality of the incoming waves into account. Wave absorbing material was placed at either side of the model to reduce the effects of wave reflections. Two collecting containers were placed directly behind the structures crest. These containers were designed to collect and store all the water that overtopped the crest at two different locations along the crest.

c. 1 in 6 high crested dike

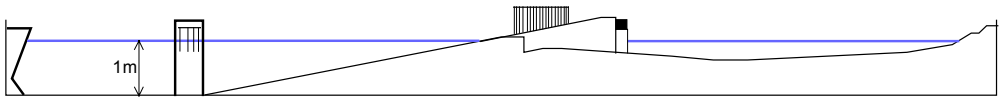
This model was constructed by merely extending the low crested dike such that it had a freeboard of 0.35m. This enabled a series of run-up tests to be carried out. The extended section had had a 5m width from a vertical distance of 0.05m above the still water level to the structure crest. As for the overtopping tests portable wave absorbers were placed along the sides of the 1 in 6 slope in order to minimize wave reflections. A step gauge was designed and fabricated in house at the HMRC and was used to measure run-up. The gauge consists of 24 pairs of parallel conductivity probes.

To measure wave conditions a multi probe array was located at the toe of the structure as shown in figure 1. This multi probe array and analysis software were designed and developed by Aalborg University to measure three-dimensional waves in laboratory basins. It is suitable for use in tests with shortcrested, directional sea states and can also separate incident and reflected waves.

Figure 1 below shows the high crested dike model layout but details of the other two model set-ups can be seen from this diagram.



Plan view of 1 in 6 Dike Run-up Test Layout



Sectional View

Figure 1 Dike (1 in 6) Model Layout with Instrumentation Locations

TEST CONDITIONS

The test matrix consisted of a comprehensive set of experiments incorporating a range of parameters including prototype storms at Petten and tests conditions used by Braunschweig University at the 1:1 scale. A summary of the various test series is provided below.

- Series 1 Petten Storms
- Series 2 Direct Long Crested Waves
- Series 2 Oblique Long Crested Waves
- Series 4 Direct Short crested waves
- Series 5 Oblique Short-Crested waves

Apart from the Petten storms the spectral shape used to define the input wave conditions corresponded to that of the JONSWAP spectrum. The table below shows the range of variation in the test wave parameters.

Wave Parameter	Range	Step
H_s	0.04 – 0.1m	0.02m
T_p	1.06 – 2.36sec	approx 0.35sec
Direction	0 – 25 degrees	5 degrees
Spreading Index (n)	1, 5, 7, 10, 15, 25	

Table 1 List of Test Wave Parameters

The application of a spreading function to a specified wave spectrum results in the spectral energy being distributed over a range of directions. The particular spreading function applied in the case of this study was, $\cos^{2n}(\theta/2)$. The factor *n* (or *s* as used in other studies) defines the range of angles over which the incident energy is spread. As the value of *n* increases the amount of spreading decreases until the waves eventually become longcrested.

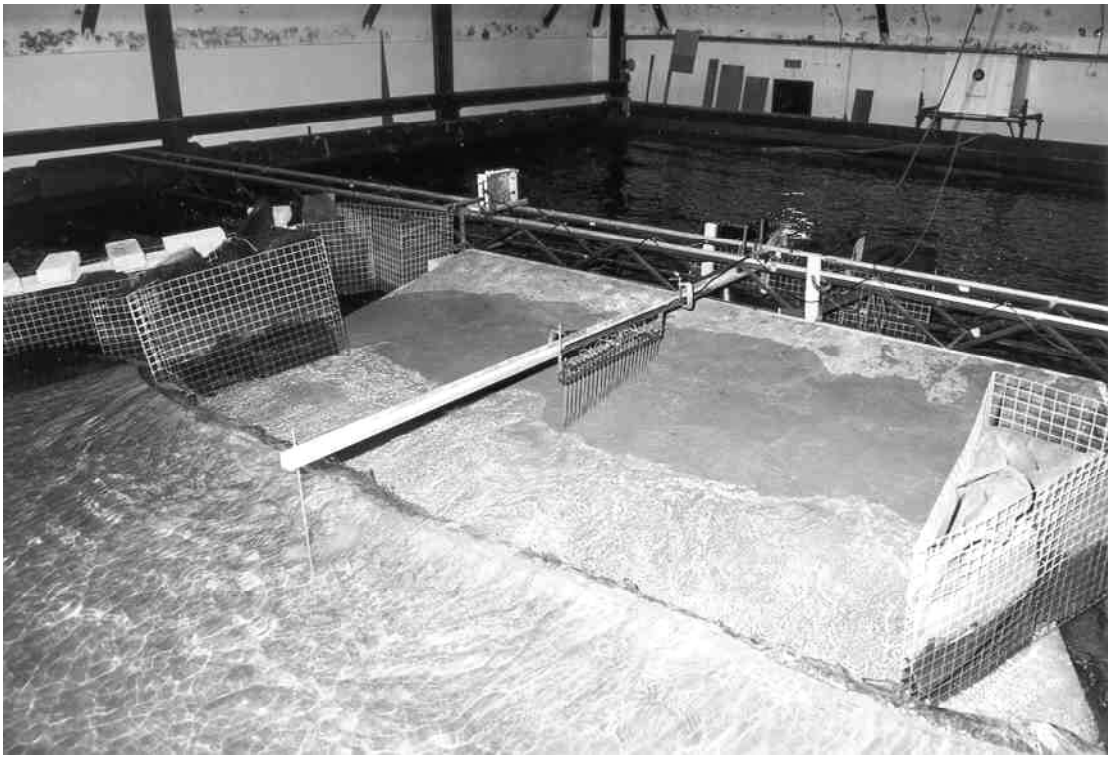


Figure 2 Wave Run-up Test

RUN-UP TEST RESULTS

Figure 3 and 4 presents the data from test series 2-4 as were described above. The dimensionless run-up is plotted on the y-axis and the Iribarren Number (surf similarity parameter) on the x-axis. If the results from longcrested waves incident normal to the structure are first considered (N/S in figure 4 and 0 deg in figure 5) it can be seen that the points can be described by the standard design formula for calculating run-up on smooth slopes as given in equation 1. It is important that these results fit existing formulae data as it gives greater confidence in the reliability of subsequent results.

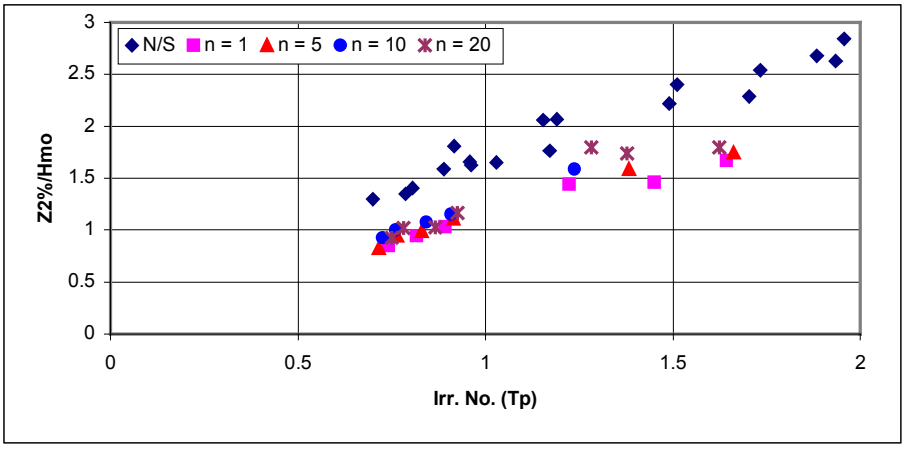


Figure 3 Test Results showing influence of Directional Spreading

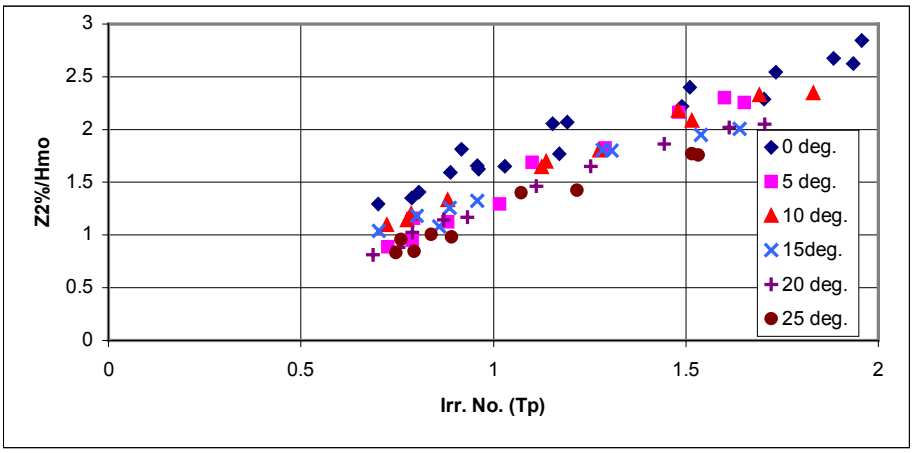


Figure 4 Test Results showing influence of Wave Direction

From figure 3 it can be seen that the application of a spreading factor causes a significant reduction in the run-up levels as compared with the longcrested situation. In general the trend is for lower spreading index values to give higher reductions in wave run-up, although over the range of values tested the differences are not great. Run-up

reduction factors were calculated for each *n-value* by dividing the dimensionless run-up values by constants such that they were brought in line with the longcrested results The results show that the maximum reduction in wave run-up for waves spread about a direction normal to the structure is about 31%. It should be noted that tests carried out on the Petten model showed only minor reductions in run-up as a result of the application of spreading (see Van Gent et al. 2001). One reason why this parameter was not considered to be as influential in the Petten case was due to the presence of a shallow foreshore, which had the effect of reducing the level of spreading in front of the structure.

Figure 4 shows that run-up decreases with increasing wave obliquity for similar values of the Iribarren number. Run-up reduction factors were determined for each angle of incidence in the same manner as for the directional spreading tests and the results of this analysis are shown in figure 5.

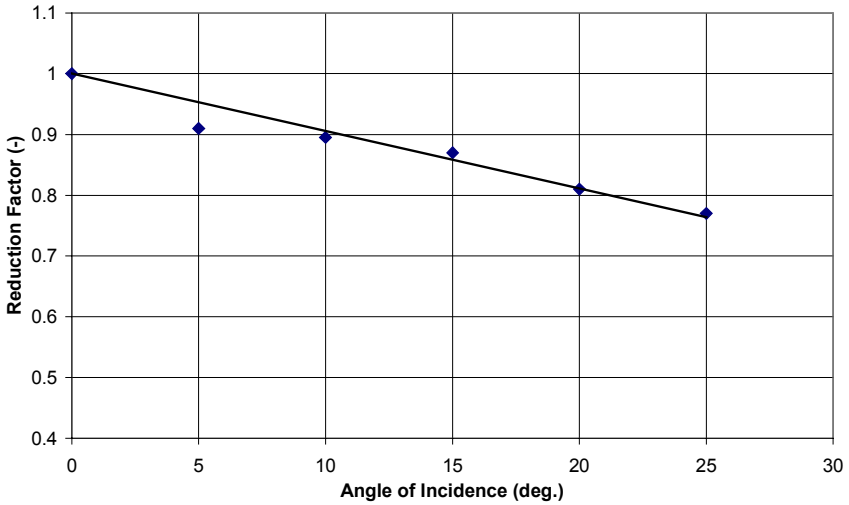


Figure 5 Variation of Run-up Reduction factor with Wave Angle

Over the range of values tested, which are relatively low levels of obliquity, the following simple linear relationship can be used to define the magnitude of the run-up reduction factor,

$\gamma_{dir} = 1 - 0.0095(\theta)$ where θ is the angle of incidence (2)

What this formula is stating is that a 1% reduction in run-up occurs per degree of wave obliquity. Obviously this relationship is not sustainable over a wide range of angles and it would be expected that the lower limit for run-up would approximate to the wave height at the toe of the structure.

The final part of the run-up analysis concerns test series 5 which is the combined

application of wave directionality and directional spreading. Run-up reduction factors were calculated in a manner similar to that described previously. The results show that there is a greater reduction to run-up due to the combined effects of wave obliqueness and spreading than due to either individually. A maximum reduction in the dimensionless run-up of about 45% was obtained. It was found that by multiplying the reduction factors determined for the individual directional spreading and wave directionality run-up tests that the result would approximately correspond to the combined factor for the same conditions. The following example illustrates this point,

Direction only: $\theta = 10^0$ $\gamma_{dir} = 0.885$,
Spreading only: $n = 10$ $\gamma_{spr} = 0.769$

$\gamma_{dir}\gamma_{spr} = 0.68$

Combined: $\theta = 10^0$, $n = 10$ $\gamma_{com} = 0.654$

OVERTOPPING TEST RESULTS

The results from the wave overtopping tests showed the same general trend as the wave run-up results. Both directional waves and shortcrested seas caused a reduction in the overtopping volumes as compared with the longcrested direct wave situation. Only results from oblique wave tests are presented as similar trends were obtained when directional spreading was applied. Figures 5 and 6 below plot all measurements in dimensionless form. The dimensionless factors Q_* (dimensionless discharge volume) and R_* (dimensionless freeboard parameter) were taken from the Van der Meer formula:

$$Q_* = \frac{q}{\sqrt{gH_S^3}}\sqrt{\frac{H_S/L_0}{\tan\alpha}} = Q_0 \exp\left(-\frac{b}{\gamma_\theta}R_*\right) = Q_0 \exp\left(-\frac{b}{\gamma_\theta}\frac{R_C}{H_S}\frac{\sqrt{H_S/L_0}}{\tan\alpha}\right) \qquad (3)$$

where q is the average overtopping rate, α is the slope angle, L_0 is the deep water wave length, b and Q_0 are dimensionless coefficients, R_C is the freeboard and γ_θ is a correction coefficient for oblique wave attack. Figure 6 shows that there is relatively good agreement between longcrested direct wave test results. The HMRC values are in general slightly higher than the 2D test results but are within the range of normal variations about the main trend. Figure 7 shows that in general that overtopping volumes reduce as the angle of wave incidence increases.

To determine the correction factor, Q_0 was determined for all model tests with 0°. Than, the factor b was calculated for each wave direction with Q_0=0.0296=const. The correction factor γ_θ was calculated in the next step by,

$$\gamma_\theta = \frac{b(\theta = 0°)}{b(\theta)}$$

By this way, the influence of wave direction on wave run-up was determined for long-crested waves. The results are given in table 2 and indicate the magnitude of reduction in

the overtopping volumes for the range of conditions tested. In addition, the standard deviations and coefficients of determinations are also given in table 2 for the coefficient *b*.

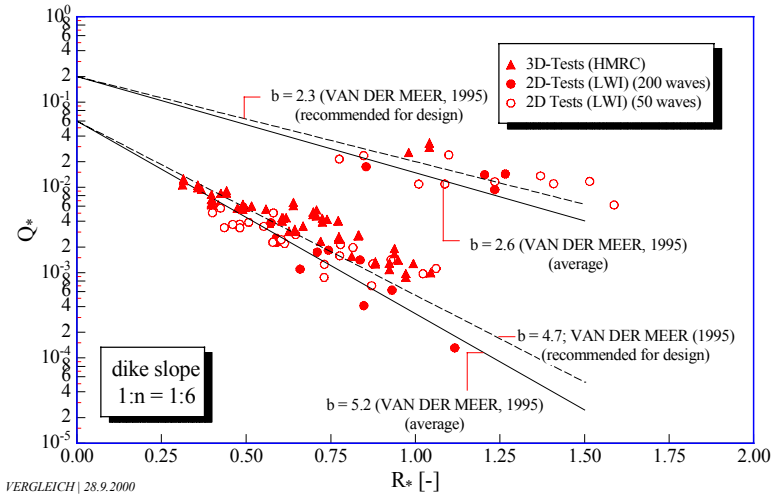


Figure 6 Comparison of test results from two different test facilities

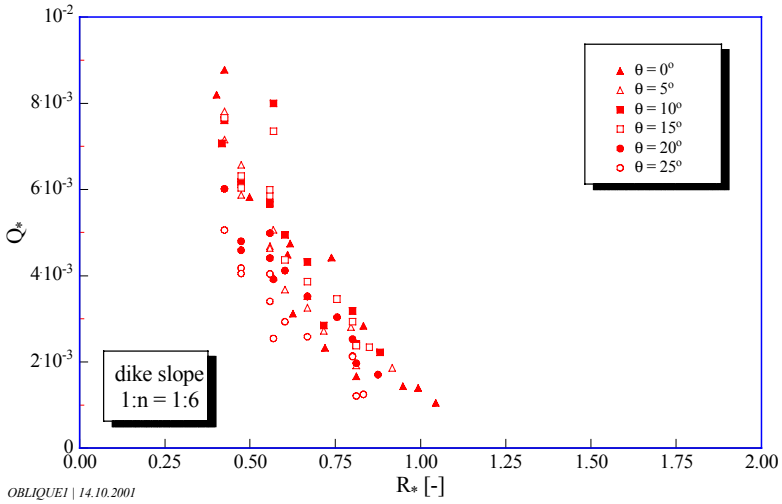


Figure 7 Influence of wave direction on overtopping volumes

θ	b	σ	r^2	γ_θ
[°]	[-]	[-]	[-]	[-]
0	2.79	±0.071	0.91	1.000
5	2.80	±0.062	0.97	0.996
10	2.80	±0.051	0.78	0.996
15	2.78	±0.049	0.95	1.004
20	3.24	±0.055	0.91	0.861
25	3.85	±0.069	0.91	0.725

Table 2: Influence of wave direction on wave overtopping for long crested waves

It can thus be concluded, that no increase in wave overtopping occurs for long crested waves. This conclusion was also found by an independent investigation at NRC / Canada (Möller et al., 2001).

CONCLUSIONS

This study has shown that wave directionality and directional spreading can have a significant influence on wave run-up heights and overtopping volumes. The general indication is that the magnitudes of these parameters are reduced which is contrary to some of the previous research in this area. However the results of this study would not be regarded as being the definitive statement on this topic but just another step to achieving a better understanding as to the nature of wave interactions with coastal structures. Needless to say much more research is required on this subject particularly in relation to 3D model tests and field monitoring of prototype structures.

ACKNOWLEDGEMENTS

The research presented in this paper was undertaken within the European Union funded research project MAST-OPTICREST (contract MAS3-CT97-0116)

REFERENCES:

Möller, J.; Ohle, N.; Schüttrumpf, H.; Daemrich, K.F.; Oumeraci, H.; Zimmermann, C. 2001. Einfluss der Wellenangriffsrichtung auf Wellenauflauf und Wellenüberlauf (Influence of the wave direction on wave run-up and wave overtopping) *Proc. 3rd FZK-Kolloquium*. Hannover. Germany

Owen, M.W. 1980. Design of seawalls allowing for wave overtopping, *Report No. EX924*, Hydraulics Research, Wallingford.

TAW, 1974. Technical Advisory Committee on Protection against Inundation. Wave Run-up and Overtopping. Government Publishing House, The Hague, The Netherlands

Tautenhain, E. et al, 1982. Wave run-up at Sea dikes under oblique Wave Approach. *Proceedings Coastal Engineering.* pp 804-810

Van der Meer, J.W. et al. 1990. Waterbeweging op taluds. Invloed van berm, rewheid, ondiep voorland en scheve lang-en kortkammige golfaanval *Delft Hydraulics H. 1256*

Van der Meer, J.W. 1993. Conceptual Design of Rubble Mound Breakwaters, *Delft Hydraulics, publication number 483*

Van der Meer, J.W. et al 1995. Wave Run-up and Overtopping at Dikes. *ASCE book on "Wave Forces on inclined and vertical wall structures"* Ed. Z. Demirbilek

Van Gent et al. 2001. Field Measurements and Laboratory Investigations on Wave Propagation and Run-up. *Proceedings of Waves 2001,* San Francisco, USA.

Proceedings of 4th International Conference On Hydrodynamics
Keynote Lecture

(2000)

The Sustainability Challenge in Coastal Engineering

Oumeraci, H.

The Sustainability Challenge in Coastal Engineering

H. Oumeraci

Leichtweiss-Institute (LWI), TU Braunschweig and Joint Coastal Engineering Research Centre (FZK)
of the University of Hannover and the Technical University of Braunschweig, Hannover, Germany

Abstract

After an outline of the general background of sustainability principles and the challenges they imply for science and technology, the possible implications for research and development in coastal engineering are discussed. For this purpose, illustrative examples from research projects led by the author are provided which include (1) assessment and reduction of uncertainties of hydraulic boundary conditions, (ii) parameterisation of structures for wave control and the description of hydraulic performance, (iii) development of innovative lower impact structures, (iv) development of innovative concepts for control of sediment transport, (v) large wave overtopping rates and their consequences and (vi) probabilistic risk analysis framework for coastal flood defences as a proper response to the sustainability challenge.

Finally, it is concluded that sustainability represents both an obligation and a challenge for the coastal engineering community which can be achieved only within an integrated probabilistic risk analysis framework and multi-national cooperation and partnership.

1 Introduction

Coastal zones, deltas and estuaries are unique and valuable areas which provide a vital transition from the marine to the terrestrial environment and are therefore favoured as habitats by humans and wild life alike. Worldwide, over 65 % of the large cities with more than 2.5 million inhabitants are located in coastal areas, deltas and estuaries, and almost 40 % of the population of our planet are living within a 100 km wide coastal strip (Table 1). From the 360 million inhabitants in the EU coastal countries, about 20 % are concentrated within a coastal strip of about 60 km width and 90600 km length. The rapid coastal population growth, which still persists in Europe and elsewhere, together with the concomitant increase of needs for infrastructures for transportation, industry, amenity, housing and other developments, has further increased the pressure exerted by human activities on the coastal zones. This development paradigm is very often expressed by an increasingly dramatic urbanisation and conversion of the coastal zone to a built environment, protected by an almost continuous and essentially man-made defence line.

Table 1: Coastal population worldwide(*)

Width of Coastal Zone	Number and Percentage of Inhabitants of Coastal Zones as Related to World Population ($5.62\ 10^9$ in 1994)	
100 km	$2.07 \cdot 10^9$	37 %
200 km	$2.75 \cdot 10^9$	49 %
300 km	$3.71 \cdot 10^9$	66 %

(*) based on figures by COHEN et al. (1997)

Faced to the large uncertainties associated with the local consequences of global climate changes (e.g. raising sea levels, increase of storminess) which still persist despite the statistical evidence of an increase in magnitude, duration and frequency of storm surges in the last decades, there is an increased need for (i) more integrated design and management approaches which explicitly take account for uncertainties and all risk aspects as well as for (ii) a periodical reassessment of the safety of the coastal defences and for maintenance, strengthening and extension strategies, including flood proofing and even removal of infrastructures in the threatened area.

Moreover, each coastal zone, delta or estuary represents a unique ecological and morphological environment which has been developed through millennia without great human inference such as industry, transportation, tourism, etc. Although still subject to controversial discussion, the figures given by CONSTANZA et al. (1997) in their efforts to valuate the services of the marine and terrestrial ecosystems of the Earth clearly illustrate the vital importance of the services of the ecosystems located within the coastal areas. The latter represent indeed only 6 % of the total planet surface, but provide almost 40 % of the value of the services of all terrestrial and marine ecosystems (Table 2). This and further ecological considerations rather suggest to stimulate the preservation of the natural coastal environment by working in harmony with nature and benefiting from its

Table 2: Valuation of marine and terrestrial ecosystems (adapted from figures given by CONSTANZA et al., 1997)

	MARINE ECOSYSTEMS		**TERRESTRIAL ECOSYSTEMS**			**ECOSYSTEMS OF PLANET EARTH**
	Open Sea	**Coast**	**Forest**	**Wetlands**	**Others**	**Total**
Area [Million ha]	33 200 (64 %)	3 102 (6 %)	4 855 (9,4 %)	330 (0,6 %)	10 138 (20 %)	51 625 (100 %)
	36 302 (70 %)		15 323 (30 %)			
Yearly value per area [US$/a/ha]	252	4 052	969	14 785	-	-
Yearly total value [Billion US$/a]	8 381 (25 %)	12 568 (38 %)	4 706 (14,1 %)	4 879 (14,7 %)	2 743 (8,2 %)	33 268* (100 %)
	20 949 (63 %)		12 319 (37 %)			
GROSS NATIONAL PRODUCT OF EARTH INHABITANTS: US$ 18 000 Billion/a						
ECOSYSTEMS OF PLANET EARTH / GROSS NATIONAL PRODUCT: $\frac{33\,268}{18\,000} = \underline{1{,}84}$						

(*) Variation of US$ 16 000 - 54 000 Billion, due to these uncertainties the mean value of US$ 33 268 Billion is rather underestimated than overestimated.

bounty, instead of decimating these unique natural resources by developments dictated by short term economics profit and competition as well as by the belief in technical deliverance from any and every problem.

An important milestone in the attempts to solve the dilemma generated by the needs for more infrastructure and concomitant protection of human life and assets on the one side, and by the needs to preserve the natural resources on the other side, was provided by Agenda 21 following the "Earth Summit" at Rio de Janeiro in 1992. Moreover, a proper strategic framework is needed which is likely to encourage any policy, institutional arrangement activity, integrated methodology and tool towards a sustainable protection of the coastal zones against erosion and flooding. Due to the uncertainties and the high complexity of the processes involved, including further reasons which will be discussed below, a sustainable protection of the coastal zones which fulfils both socio-economic and environmental development criteria and equally copes with structural and non-structural measures (managerial!) to prevent natural hazards can only be achieved within an integrated management framework based on Probabilistic Risk Analysis (PRA).

Since the whole range of issues and problems associated with an integrated PRA-based approach shown in Figure 1 cannot be properly and exhaustively addressed within a single paper, a particular focus will be put thereafter only on some illustrative examples picked up from the research activities led by the author. In this respect it is attempted (i) to implicitly examine whether the state of the art already does allow such an approach to be achieved and (ii) where necessary, to point out to the bottlenecks, uncertainties and great challenges towards the sustainable protection of coastal zones against erosion and flooding, including hard and soft structures as well as non-structural measures (Figure 1).

However, before embarking into detailed considerations and illustrative examples, it might be useful to first briefly examine what is meant with the sustainability concept and whether and how it may be applied to coastal development and protection. Moreover, what would be the major practical implications for future coastal engineering research, if sustainability is to be recognised as a useful practicable concept to guide all our future research activities.

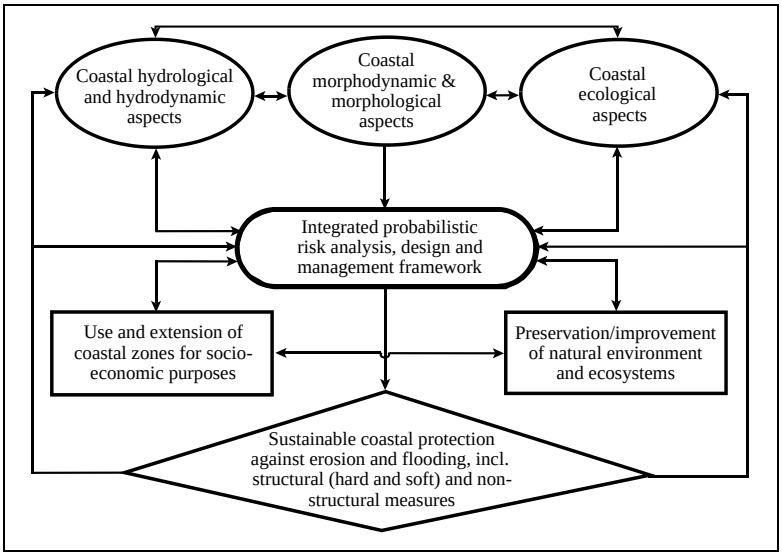


Figure 1: Integrated risk framework: a prerequisite for sustainable coastal protection

2 Sustainability: Fashion-Word or Opportunity for a Better Protection of our Coasts?

2.1 Sustainability and Implications for Research and Technology

Since the publication of the Brundtland Report (WCED, 1987) which was the first to state that:

> *"Humanity has the ability to make development sustainable to ensure that it meets the needs of the present without compromising the ability of future generations to meet their own needs"*

numerous papers and books have attempted to shed some light on a more scientific and practical definition of sustainable development, on how it can be measured, and on how it can be achieved and monitored.

The english verb "to sustain", in use since the Middle Ages, stems from the Latin verb "sustinere", and encapsules a series of meanings like to maintain, to withstand, to keep on going, to support life etc. Later, the term "sustainable development", although an oxymoron in its structure, developed to a meaningful concept and direction in the management of renewable natural resources to ensure that the rate of harvesting a resource remains below the rate of its renewal.

The concept of "sustainable development" became really popular through the "Earth Sumit" of 1992 in Rio de Janeiro where it was recommended that indicators for sustainability *"need to be developed to provide solid bases for decision making at all levels and to contribute to a self-regulating sustainability of integrated environment and development systems"* (Agenda 21, Chapter 40).

Meanwhile and despite the lack of any convincing and comprehensive scientific definition of the sustainability concept (scientific in the sense that it is free from subjective judgement!), a general implicit agreement seems to emerge among and across a number of disciplines upon the appropriate attitudes, responses and actions which are required to achieve sustainability. A further great obstacle is caused by the lack of consistent answers to a number of key sustainability issues such as

(i) the "guess" or prediction of needs of future generations,
(ii) the "measurement" of intra- and intergenerational equity,
(iii) the definition of environmental integrity in operational form,
(iv) the weighting of all these intangible aspects against the more palpable technical/economic efficiency, which still builds the core of our present design approaches.

From a coastal engineering perspective, sustainability may be defined as an *evolving process including those measures and actions at all decision levels (design, operation and management) to optimally use and protect the coastal zones by meeting given socio-economic objectives of the present generation without affecting the foreseeable needs of future generations, and while maintaining/improving the physical (hydrology/hydrodynamics and morphology) and ecological integrity of coastal zones and adjacent areas* (see also Figure 2 for sustainability principles).

Moreover, the most important of these agreements are briefly summarised thereafter by starting to recognise that:

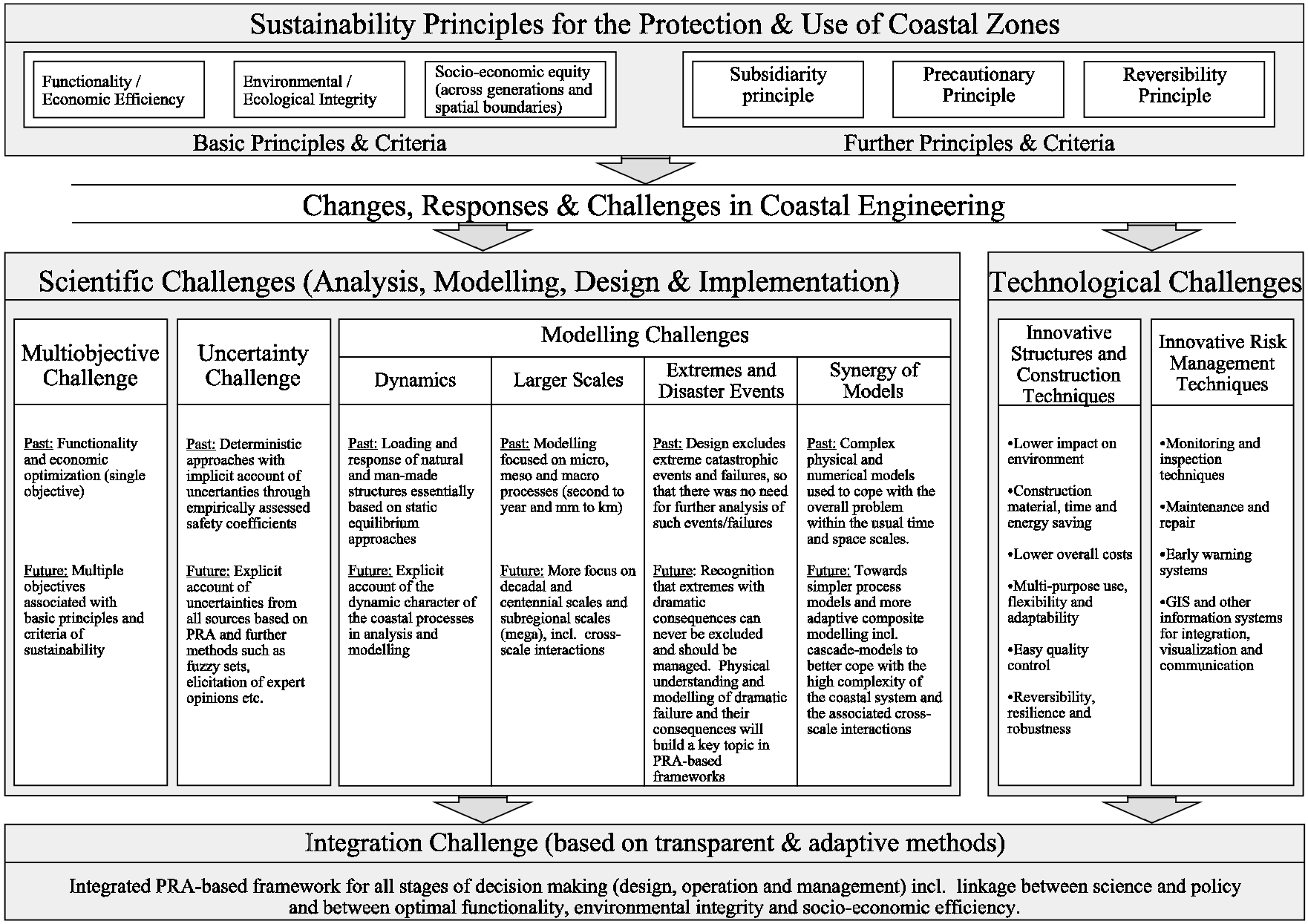


Figure 2: Sustainability principles and challenges in coastal engineering

(i) coastal systems and processes are essentially dynamic, highly complex and subject to even more complex human interferences. As a result, most of the real problems to be solved are not only interdisciplinary, but also cross-scales in both time and space. Both natural processes and human influences have an inherently high level of unpredictability, so that we need to always be aware of the limitations of our understanding and modelling tools;

(ii) the knowledge, data and models used at all stages of decision making (analysis, design, operation and management) are and will always be incomplete, as they are subject to uncertainties from diverse sources: inherent stochastic variability, lack of knowledge, human and organisation errors;

(iii) the motivations for the use and protection of coastal zones and the prioritisation of the related issues represent themselves moving targets, due to the evolving economic demands and impacts of human interventions on the one side, and to sudden dramatic changes which might result from decadal to millennial slow changes and accumulations on the other side.

Given these premises and the sustainability principles, the subsequent responses and challenges for the present and future coastal engineering generations, particularly those involved in research and development, are tentatively summarised in Fig-ure 2. The expected scientific and technological changes, responses and challenges are first discussed below in rather general terms before providing some more concrete illustrative examples in Section 3.

2.2 Expected Changes, Response and Challenges

2.2.1 Multi Objective Challenge

In the past, focus was put rather on one single objective directed towards technical performance, functionality and economic optimisation. The introduction of sustainability and the associated evolving targets necessarily require to foster and to use methods and tools which are both robust and capable of coping with multiple and evolving objectives, including multi-criteria decision theory, more advanced cost-benefit-analyses, PRA-based tools etc. (OUMERACI, 2000).

2.2.2 Uncertainty Challenge

Rather than continuing to ignore the uncertainties as a result of doubtful hypotheses or addressing them implicitly through precautionary measures (e.g. safety coefficients), one must rather foster the development and use of scientific concepts and methods that deal rationally with the generic nature of the uncertainties; i.e. they must be taken into account explicitly in a systematic and consistent manner that allows easy replication, control and updating, once new knowledge and information becomes available.

Confronting the uncertainties explicitly and systematically at all stages of decision making will also substantially help to communicate more clearly to the decision makers and general public the limitations of our prediction tools.

The main sources and types of uncertainties to be considered explicitly in future modelling and analyses (PRA, fuzzy sets, elicitation of expert opinions etc.) are briefly summarised in Figure 3.

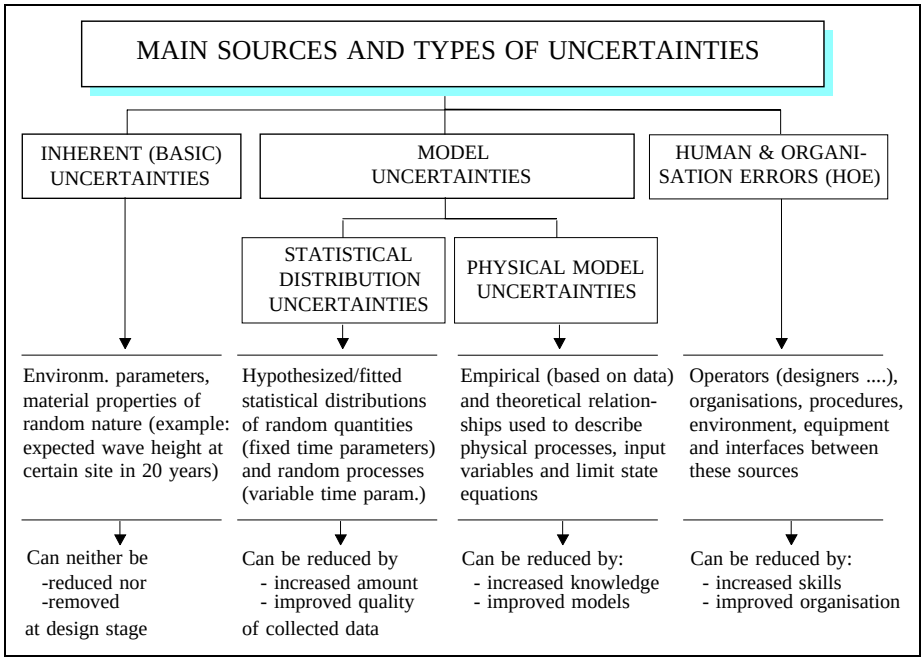


Figure 3: Main sources and types of uncertainties at different stages of decision making

2.2.3 Modelling Challenge

Many changes are necessary in the following four main directions (Figure 2): (i) towards more dynamic analysis instead of static equilibrium approaches, (ii) larger time scales (decades to centuries) and space scales (tens of kilometres), (iii) modelling of processes associated with extreme events, disastrous failures and their consequences as well as (iv) towards using the synergetic power of physical models and computations within a new more adaptive framework (composite modelling). Of course, a further great challenge in any modelling effort will also consist in coping with uncertainties.

Rather than continuing to rely solely on static equilibrium approaches and single scale approaches, new adaptive concepts based on more dynamic and cross-scale approaches must be stimulated. In fact, most coastal processes and associated human interferences not only exhibit highly non-linear dynamic behaviour, but might also be discontinuous in both space and time. Hence, the new adaptive methods must also focus on the cross-scale interactions, especially those between the slow changes reflecting decadal to centennial accumulations and the sudden dramatic changes which might result. In fact, episodic short term dramatic events such as large disastrous coastal erosion and flooding may be caused at limited spatial scale by major storm surges, but there are many underlying factors with longer term and at larger spatial scales, including climate shifts and long-term effects of constructional measures along the shore. Subsequently, we can no longer adopt the present overly simplistic modelling approaches which generally focus on short-term, while ignoring the longer-term underlying causes. Moreover, the time scales in the order of decades and centuries are very much relevant for management purposes, while the shorter-term modelling we have yet been focusing on, is rather relevant for traditional engineering purposes. Therefore, and in response to the sustainability principle associated with intergenerational equity, our future modelling efforts must be directed towards coping with a wider range of scales of processes and causes, both spatial and temporal (Figure 4).

Furthermore, the results of such multi-scale modelling is expected to add an educational benefit in the sense that it will substantially increase our understanding and awareness of the vulnerability of the coastal environment. In fact it will show that episodic disastrous events are generally the product of human interferences. This might influence our future behaviour as most of the stakeholders think that they are victims of coastal erosion and flooding, and overlook the fact that they are very often the cause.

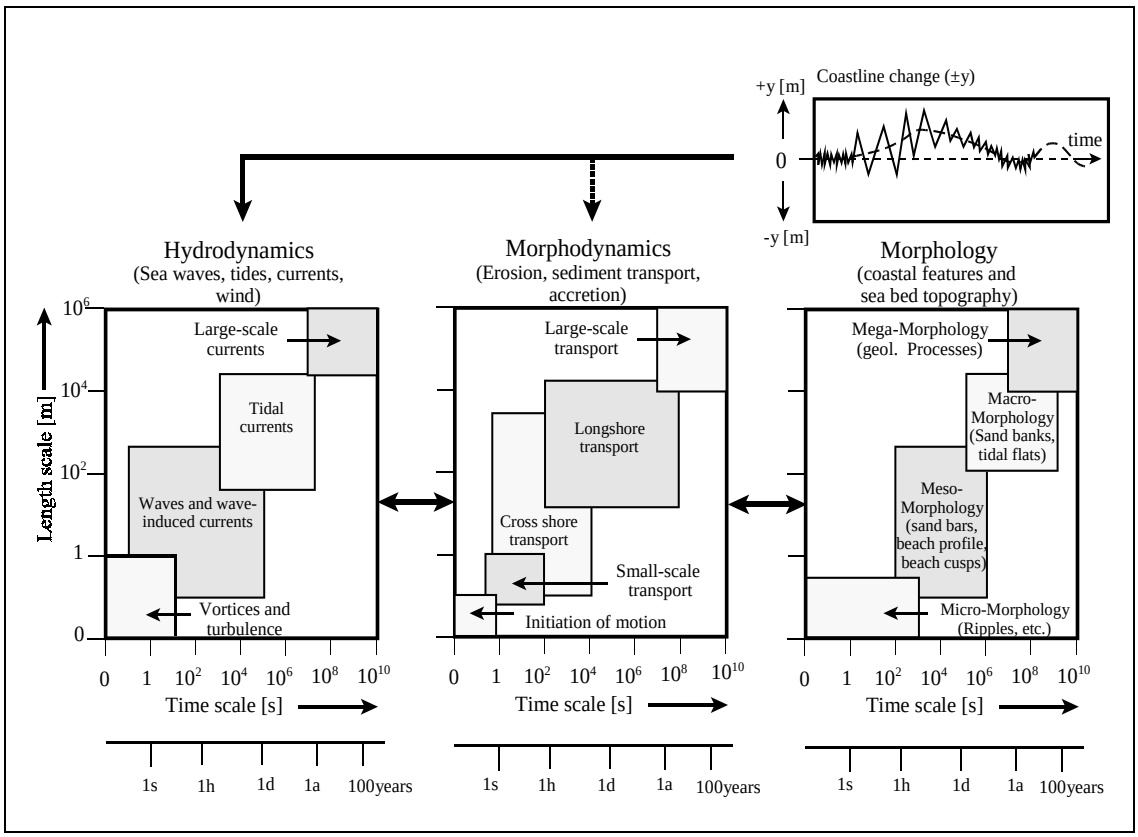


Figure 4: Range of temporal and spatial scales of coastal processes

Many suggestions for model development and application to cover the wide range of scales needed for engineering and management purposes have been made (e.g. DE BOER, 1992; DE VRIEND, 1993 and 1998; DRONKERS, 1998 and KOMAR, 1999). Generally it is recognised that moving to longer-term and larger scales necessarily requires aggregation over a wide range of scales, but also implies a shift of the model bound to consider the interactions with "new" processes. Therefore, a straightforward extrapolation from first physical principles (common in process modelling!) will certainly not be practicable, so that data gathered within long-term monitoring schemes will be indispensable for model conceptualisation, validation and verification.

The aggregation strategies yet proposed to overcome the predictability limits are very often reflected by a cascade of models at different scale and aggregation levels, each with an upward (up-scaling) and downward (down-scaling) flow of information to describe the net effects of smaller-scale processes on the larger scale ones, and the constraints imposed from the latter on to the former (DE VRIEND, 1999). In the future, considerable research efforts remain to be done to better identify the intrinsic predictability limits and uncertainties associated with the larger scales relevant for management purposes and to keep trying to enlarge the window of predictability associated with technical and scientific constraints. However, there is already a general agreement on the implications for the implementation and application of cascade models. In fact deterministic approaches do not provide any robustness of the conclusions to be drawn from the interpretation of their results; i.e. a probabilistic framework is the only alternative to explicitly cope with the uncertainties that a deterministic approach will never reveal (DRONKERS, 1998).

As a further response (i) to the challenge of scales, (ii) to the complexity of the new processes and interactions to be modelled and (iii) to the necessary trend towards an integration of modelling tools within an open hierarchical framework which should also contain further related information and processing tools (e.g. hydroconformatic system (ABBOTT, 1996)), composite modelling would also represent a logical continuation of a development toward a synergetic combination of models which already started in the 1970s (OUMERACI, 1999a). Composite modelling combines the strengths of both physical modelling and computations in a basically different and much more flexible and promising manner than in common hybrid models (Figure 5).

The principles, advantages and implications of composite modelling are thoroughly addressed by KAMPHUIS (1999) and OUMERACI (1999). Instead of a traditional complicated and very complex overall physical model, several simple and easily repeatable process models (important for statistical variability!) are used which can be built at a larger scale to minimise scale effects. The results of the first basic test series from these process models are subject to a first analysis in order to better understand the physical processes and their interactions, to identify the most relevant variables and to derive the non-linear interactions. The combination of the results from the various process models is performed through the computer by using numerical modelling, as well as empirical and theoretical relationships. Sensitivity analyses, parameter studies ("what if scenarios!") and the validation and verification of the results are performed

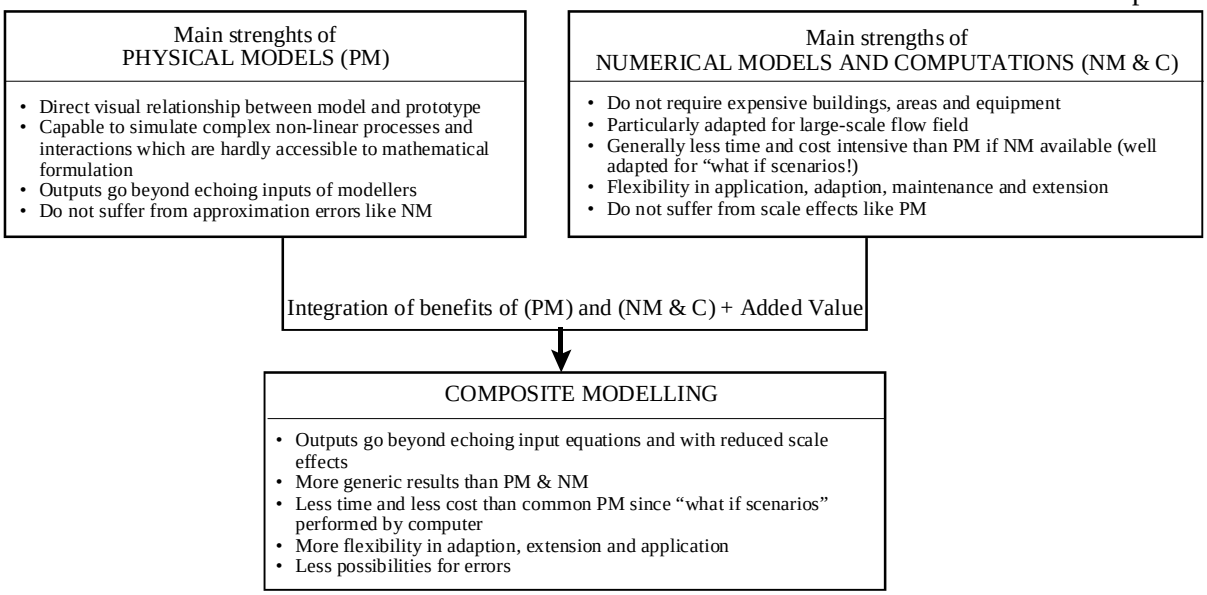


Figure 5: Integration of strengths of physical modelling and computations: Composite Modelling

in the computation phase. If the required answer cannot be obtained or is still unsatisfactory, then additional process models will be run to supplement the previous models until a satisfactory solution to the overall problem is obtained. One of the major advantages of this procedure is that a library of process modelling results will be built and used worldwide (internet!) if the required agreements are met between the various modellers on the test procedures, data formats and analysis methods. Following a previous suggestion by the author (OUMERACI, 1999), a research project is being initiated in the European Hydralab-Group to exemplarily demonstrate the feasibility of composite modelling as applied to a case study on coastal morphodynamics and to help identifying the possible implications of such a major development more precisely than shown in Figure 6.

The potential of composite modelling, together with the aforementioned cascade modelling concept, to cover the wide range of scales implied by both design and management to meet the sustainability requirements need to be further explored (OUMERACI, 1999).

2.2.4 Technological Challenges

Besides the aforementioned scientific implications, the introduction of sustainability also implies technological responses which may be directed towards two main issues:

(i) *Development and use of innovative structures and construction methods*, innovative in terms of technical performance, total costs, environmental integrity, construction time, quality control and standardisation. Further important criteria for a wider acceptance of new structures are multipurpose use, resilience and reversibility. The capability of withstanding lower frequency extreme events without leading to disastrous consequences will play an increasing role as a disaster mitigation measure. The structure properties associated with an efficient daily performance will however remain equally important.

(ii) *Development of innovative techniques to manage the remaining risk:* one of the ultimate results of a PRA-based design is the optimal risk level which is obtained by comparing the predicted and acceptable risk (see Section 3.6). The remaining risk should be managed. For this purpose, innovative plans and strategies for monitoring and inspection, maintenance and repair, early warning and evacuation must be worked out. For the effective implementation of these risk management measures, innovative techniques are urgently needed. Particularly needed are also integrated approaches which combine modern survey techniques (GPS, remote sensing etc.) and information systems (GIS, internet-based platforms etc.) to construct digital data bases, to analyse and display data from a variety of sources and to develop integrated maps for risk management purposes.

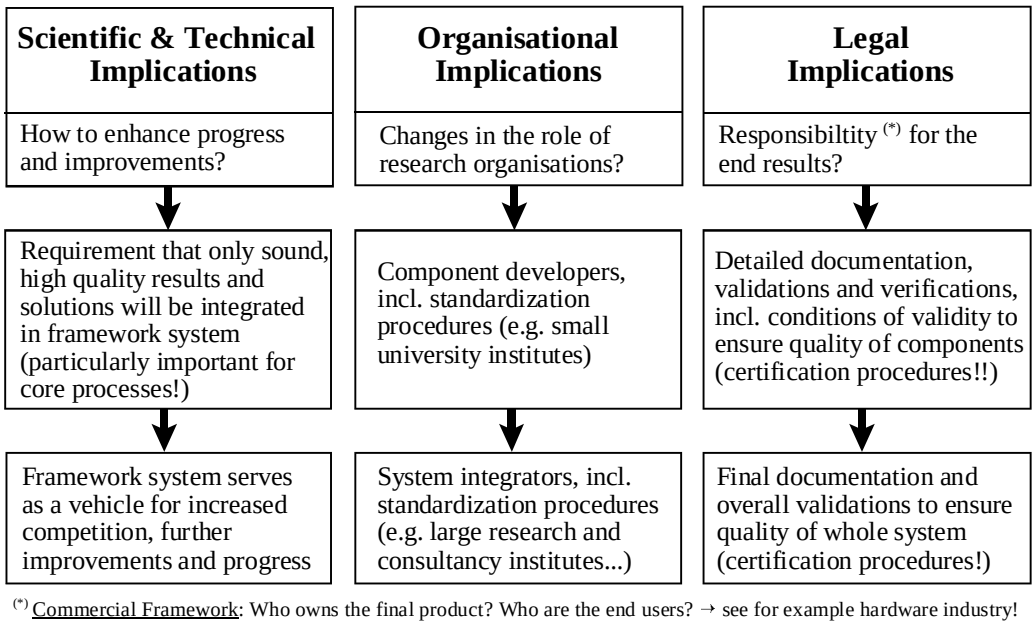


Figure 6: Possible implications of composite modelling

2.2.5 Integration Challenge

A successful implementation of coastal protection projects from the sustainability perspective requires rational methods within a robust and transparent framework. The latter must enable to consider all relevant aspects associated with the physical, ecological and socio-economic environment in an integrated manner and to explicitly account for uncertainties at all design and management levels. To cope rationally and explicitly with uncertainties, reliability-based approaches are indispensable. To bridge the gap between all the afore-mentioned aspects and to overcome the communication barrier between technical and non-technical decision makers, the risk concept must be introduced which will also help

(i) to build a sound basis for a broader design framework in which the management (monitoring, inspection, maintenance, repair, review and safety evaluation updates) constitutes an integral part of the design (OUMERACI, 2000);

(ii) to derive thresholds between sustainable and non-sustainable coastal protection. This is particularly made possible through the high level of integration needed to evaluate the acceptable risk by accounting for direct and indirect costs, as well as for intangible losses such as loss of life, environmental and cultural losses (see Section 3.6 and OUMERACI, 2000);

(iii) to get a meaningful yardstick for setting investment priorities when devicing research programmes directed towards the development of coastal protection schemes meeting sustainability principles. The reliability indices and penalty functions obtained from PRA are used for this purpose (OUMERACI et al., 2000);

(iv) to develop and to implement a new, transparent and unified safety concept for the design of coastal defences which also includes the management of the inevitable remaining risk as an integral part of the design process, and thus to provide the ultimate answer to the basic question inherent to any design: "How safe is safe enough?" (OUMERACI et al., 2000).

To exemplarily illustrate this integration challenge, a PRA framework for coastal flood defences is briefly described in Section 3.6 below.

3 Illustrative Examples for Implications in Research & Development

With the general background of the previous sections and without the intention of trying to be exhaustive, illustrative examples of key research issues related to or/and implied by sustainability are briefly described in this section. Due to the limited extent imposed by the present paper, the examples are preferably picked up from research projects led by the author. For the many other rewarding research topics which are left undiscussed in this paper, reference should be made to excellent review papers such as those by GODA (1994, 1998 and 1999).

3.1 Assessment and Reduction of Uncertainties of Hydraulic Boundary Conditions at the Design Site

The implementation of a PRA-based design of coastal protection measures implies that the uncertainties associated with the determination of design water levels and wave conditions at the design site should be reliably assessed. In fact, wave conditions with the associated water levels belong to the most decisive input parameters for any design. Small errors in estimating design waves may lead to much larger errors for the output (wave loads, wave overtopping, structure stability, etc.). Among the main findings of the EU/MASTIII project PROVERBS (OUMERACI et al. 2000) on probabilistic design of breakwaters: (i) the uncertainties of the wave loads (which even outpace those associated with the soil parameters) still represent the major uncertainty in the entire design process, and (ii) most uncertainties still originate from the errors in predicting wave transformation from deep water towards shore which provides the local wave parameters just in front of the structure. Assuming a normal distribution and defining the uncertainty of a variable x by the coefficient of variation $\sigma'(x) = \sigma_x / \overline{x}$ (σ_x=standard deviation and $\overline{x}$=mean value), very approximate orders of magnitude of the uncertainties of incident wave parameters derived from wave hindcasting and calibrated by field measurements are given in Table 3, where H is the wave height, T the wave period and θ the incident wave angle (KAMPHUIS, 1999).

Table 3: Uncertainties of wave parameters (see KAMPHUIS, 1999)

Coeff. of Variation σ'_x	Σ'_H	σ'_T	σ'_θ
Deepwater waves	0.3	0.3	0.9
Shallow water waves	0.45	0.3	1.0

In the most detailed paper yet available on uncertainties of design wave heights (GODA, 1994a), the various sources of uncertainties have been systematically identified and some formulae and orders of magnitude are given for some categories

of uncertainties. Nevertheless, much remains to be done, especially with respect to (i) the uncertainties of shallow water waves, including wave breaking, and (ii) the joint probability of water levels and waves.

(a) Uncertainties in Shallow Water Wave Prediction

Caution is particularly recommended when using test results of wave transformation in shallow water obtained with regular waves. In fact, the wave height of regular waves are much more affected by shoaling than the significant wave height H_s of irregular waves (Figure 7).

The prediction of shoaling coefficient K_s of significant wave height H_s by linear wave theory leads to a coefficient of variation of $\sigma'_{ks} \approx 0.08$. The same σ'_{ks} value can be obtained for the maximum wave height H_{max} within a wave spectrum when using a non-linear shoaling approach (OUMERACI and MUTTRAY, 1999).

A comparison of measured and calculated breaker indices $\gamma_b = H_b/h_b$ using the GODA formula is shown in Figure 8 for regular and irregular waves.

The obtained coefficients of variation σ_γ' shown in Table 4 are in the same order as those suggested by GODA (1994 a) with σ_γ' = 0.05 to 0.13 for bed slope 1 : 100 to 1 : 10. Considering these orders of magnitude one should also keep in mind that the uncertainties in reflection analysis to determine the incident wave height H_i in laboratory testing may

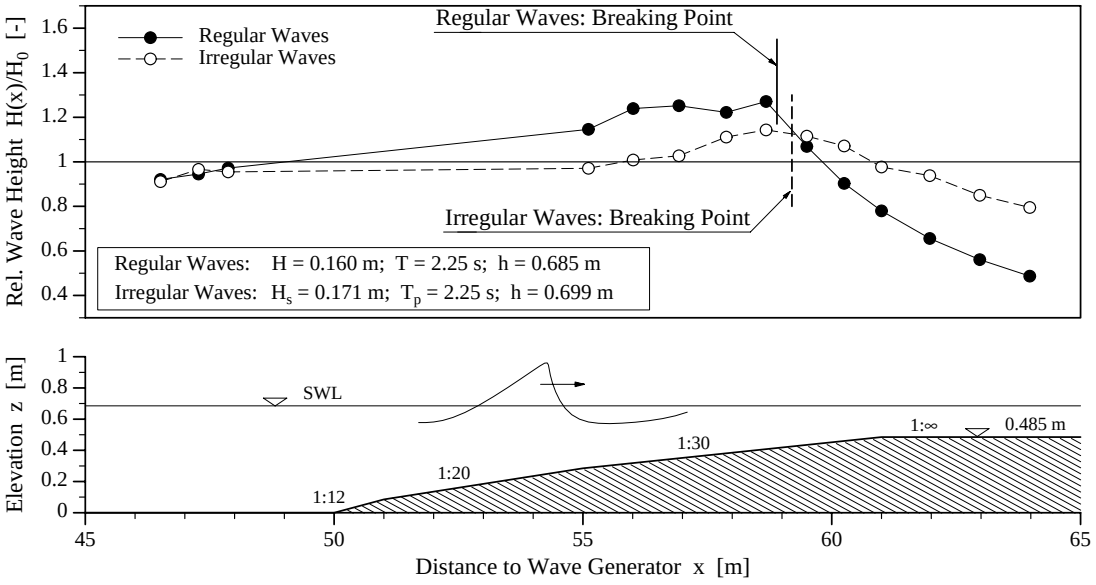


Figure 7: Transformation of regular and irregular waves in shallow water (OUMERACI and MUTTRAY, 1999)

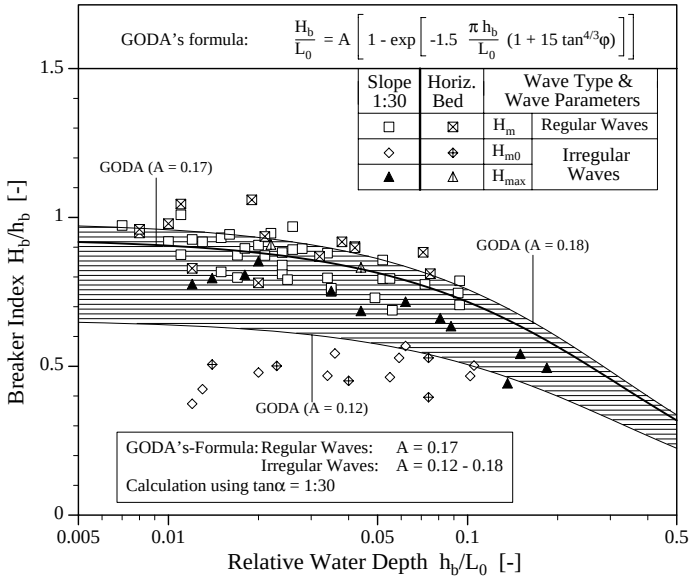


Figure 8: Measured and calculated breaker indices (OUMERACI and MUTTRAY, 1999)

amount to $\sigma'_{Hi} \approx 0.05$ - 0.15, depending on the wave generation and absorption techniques used. The uncertainty related to the reflection coefficient K_r may even reach values up to $\sigma'_{Kr} \approx 0.3$ (OUMERACI and MUTTRAY, 1999).

A further important issue is the threshold at which research to improve the accuracy of design waves should be stopped. In fact, the uncertainties of wave heights may diminish the benefits of research effort in improving the accuracy beyond a certain threshold. GODA (1994b) suggested for instance a limit corresponding to a coefficient of variation of about 5 % as a reasonable value. In this respect, the concept proposed by GODA (1994b) to judge the order of magnitude accuracy and the research efficiency with regards to the final accuracy is highly recommended as a departure basis.

Table 4: Uncertainties in breaking wave heights (OUMERACI and MUTTRAY, 1999)

		Breaking Point	$\overline{\gamma} = H_b/h_b$ [-]	σ_γ [-]	$\sigma'_\gamma = \sigma_\gamma / \overline{\gamma}$ [%]
Regular Waves	H_m	on 1:30 Slope	0.850	0.078	9.3
		on horiz. Bed	0.916	0.077	8.3
Irregular Waves	H_{mo}	on 1:30 Slope	0.483	0.064	13.3
		on horiz. Bed	-	-	-
	H_{max}	on 1:30 Slope	0.700	0.108	15.5
		on horiz. Bed	0.807	0.035	4.3

(b) Joint Probability of Storm Water Levels and Waves

Disastrous coastal erosion and damages to sea defences are often caused by unfavourable combinations of water levels and waves during storms. Therefore, the development of more appropriate and practical approaches to predict such extreme conditions becomes a key issue in any PRA-based design of coastal protection. To obtain homogeneous data sets for water levels, it is essential to distinguish between (i) astronomical tidal components which are deterministic and which may change due to human interferences (dredging, closure of estuaries etc.), and (ii) the meteorological forcing components which represent the stochastic surge part ("wind setup") of the actually measured water levels (Figure 9).

Attempts to describe the joint probability of extreme water levels and waves do generally not explicitly include the distribution of wave periods (Figure 10). In some circumstances however, wave periods can be as important as wave heights in predicting structure responses such as wave overtopping, especially when waves are limited by depth. Therefore, future approaches must explicitly include the variability of wave periods. The joint dependence between wave heights and periods can also be provided by considering the variability of wave steepness which may represent a more robust

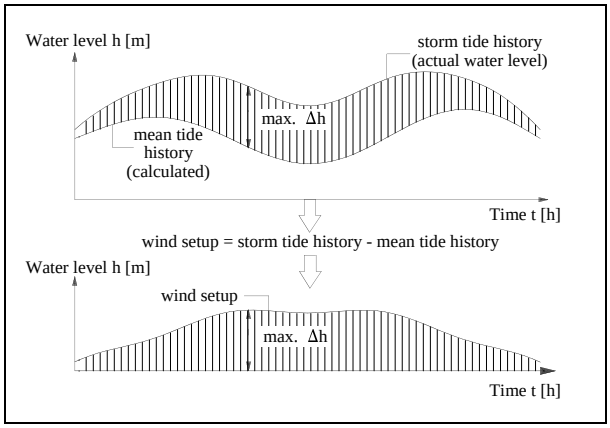


Figure 9: Surge and astronomical tidal levels (Principle sketch)

variable than the wave period for statistical calculation.

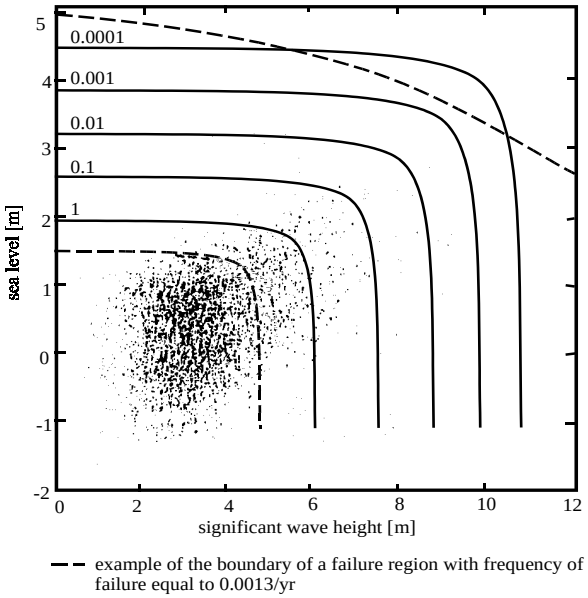


Figure 10: Joint distribution of extreme water levels and waves (DE RONDE et al., 1995)

Moreover, the future prediction methods should also enable (i) explicit consideration of additional non-simultaneous data and information, (ii) easy assessment of uncertainties and of their combined effect on the result, (iii) long-term simulation to produce extreme values of water levels, of wave heights with their associated periods and of their combination. Research towards the development of such methods are underway in Europe (e.g. OWEN et al., 1997; OUMERACI, 2000).

3.2 Parameterisation of Structures for Wave Control and Hydraulic Performance Description

Numerous concepts and structure types are available for wave attenuation. However, the practicing coastal engineer and manager faced with the problem of making quickly a first choice are still missing a systematic overview of the most relevant structure types/concepts, together with the basic differences between them, especially in terms of hydraulic performance at large, i.e. also including the required information which allow to identify possible impacts, detrimental effects, suitability and adaptability for multi-purpose use etc. Such an issue becomes particularly urgent because the choice will not, like in the past, solely or almost exclusively be dictated by the wave damping efficiency, but also by other criteria associated with a sustainable use and protection of coastal zones (Figure 2).

A first attempt towards the development of such a systematic overview may consist in the parameterisation of the existing types of coastal structures as shown in Figure 11. Using only five parameters associated with the structure (structure width B, height h_s and porosity ε, as well as distance h_2 between sea bed and lower end, and distance h_1 between upper end and still water level) and water depth h, it is possible to parameterise most of the existing structures.

For the description of the associated hydraulic performance in simple terms, a first departure basis is to use the fact that the incident wave energy E_i is generally converted into reflected (E_R), dissipated (E_D) and transmitted (E_T) wave energy:

$$E_i = E_R + E_D + E_T \quad (1)$$

Using the fact that wave energy is proportional to the square of wave height, Equation (1) can also be expressed in terms of reflection (K_R), dissipation (K_D) and transmission (K_T) coefficients:

$$1 = K_R^2 + K_D^2 + K_T^2 \quad (2)$$

If only the hydraulic performance in terms of wave damping is of interest, then a description such as given qualitatively in Figure 12 would be useful, because it clearly illustrates the selective response to the periods of the incident waves. The control of wave period is also expected to become a major issue in the future, because focus was yet rather put on the control of wave heights and wave directions (see Section 3.3). A further useful aspect is the description of the effect of variation of the most relevant parameters on structure performance while keeping all other parameters constant (Figure 13). Although the performance curves drawn in Figure 13 are based on very rough approximations, they provide a clear idea about the value of the means needed to quickly explore the sensitivity of the relevant parameters.

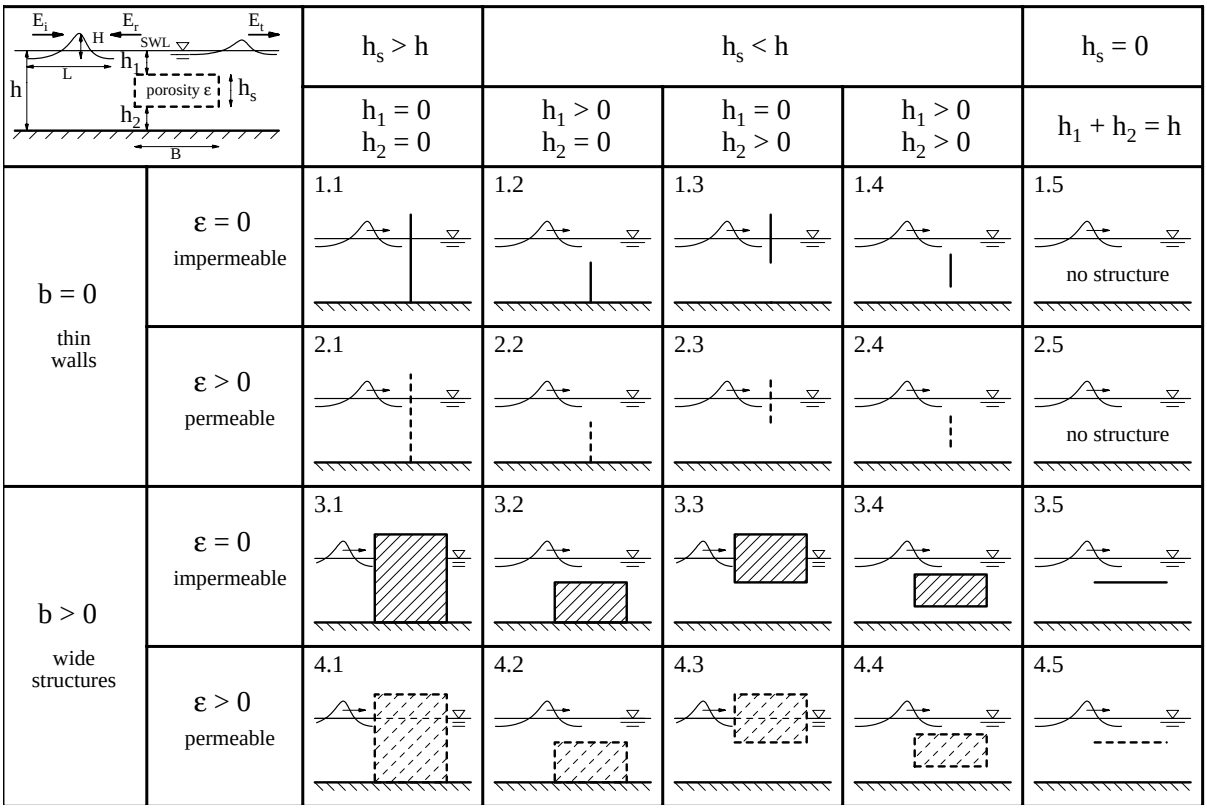


Figure 11: Tentative parametrisation of coastal structures (Adapted and extended from OUMERACI and MUTTRAY, 1999)

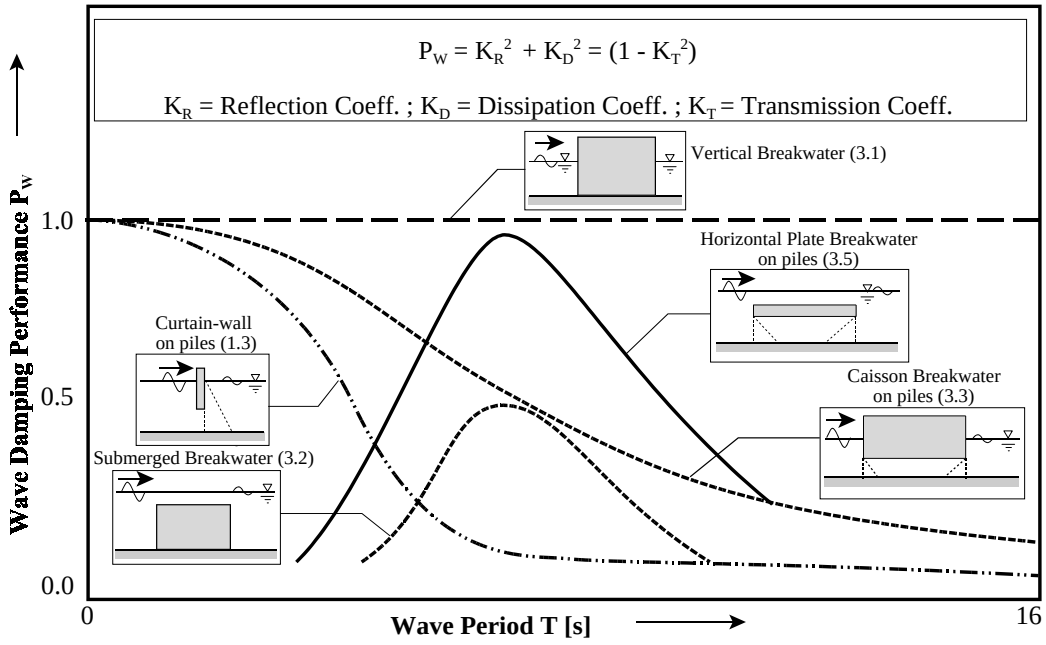


Figure 12: Wave damping performance (qualitativ sketch only!))

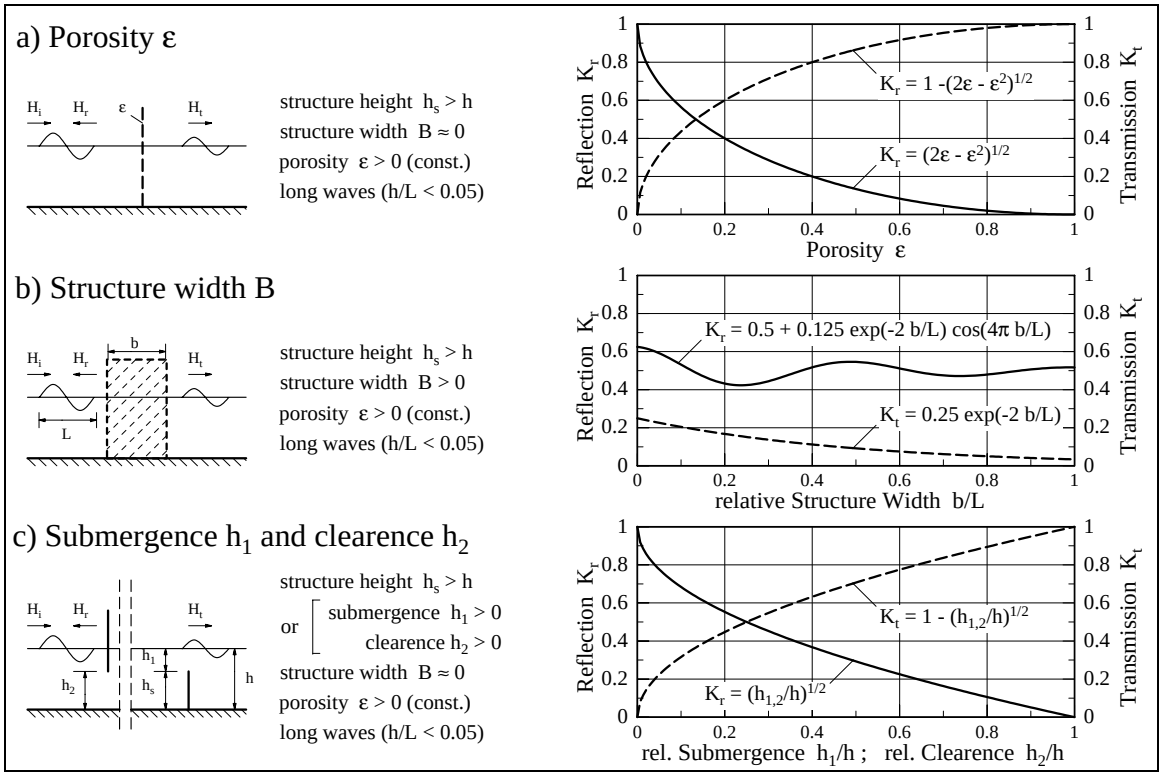


Figure 13: Effect of porosity, structure width, submergence height and clearance on wave reflection and transmission (OUMERACI and MUTTRAY, 1999)

The ultimate step towards a full description of the functioning of each structure type shown in Figure 11 is to find the most relevant parameter which governs each of the converted energy components in Equation (1). In the case of a single perforated wall for non-overtopping and non-breaking (H_i/h = 0.125 - 0.4) wave conditions, a reflection number (RN) combining incident wave height, water depth and wall porosity, defined as $RN=(H_i/h)^{0.65}/\varepsilon^{0.95}$, was found to be the most suitable. In fact, it has a strong correlation with the reflected, dissipated and transmitted wave energy (Figure 14).

3.3 Development of Innovative Lower Impact Structures

In the past, the development and use of coastal structures was rather directed towards achieving a maximum attenuation of wave heights in the sheltered area while completely or partially ignoring further important aspects of the hydraulic performance such as the control of wave periods, splash height and spray generation, etc. Moreover, less attention was given to the detrimental effects (wave reflection, degradation of water quality in the sheltered area and of the natural marine landscape, down coast erosion etc.), and to further important criteria such as multi-purpose use (wave energy generation, recreational activities etc.) and reversibility, thus making any optimisation in terms of sustainable protection impossible.

In the future, the proper sheltering of harbour and other facilities, as well as the proper protection of threatened coasts and new reclaimed areas (e.g. artificial islands) against wave attack requires the development of lower impact innovative structures to optimally meet the sustainability principles.

A first typical example of such an attempt is the perforated caisson breakwater which was first developed by JARLAN around 1960 and first constructed in "Baie de Comeau", Canada in 1962. This innovative structure with a single dissipating chamber combines indeed the main advantages of both traditional rubble mound breakwaters (less reflection and more dissipation) and vertical breakwaters (less construction material and time). As illustrated by Figure 15, the Jarlan type structure (one chamber system) has a much lower reflection coefficient than a vertical impermeable wall, but the response is very selective with respect to the frequency of the incident waves.

A substantial improvement of the dissipation and reflection properties is achieved through the introduction of two further porous walls resulting in a multi-chamber system. The new concept has the advantage not only to further decrease wave reflection, but also to keep it at its lowest level over the full range of relative periods of incident waves and of practical B/L-ratios (B = total chamber width and L = local wave length).

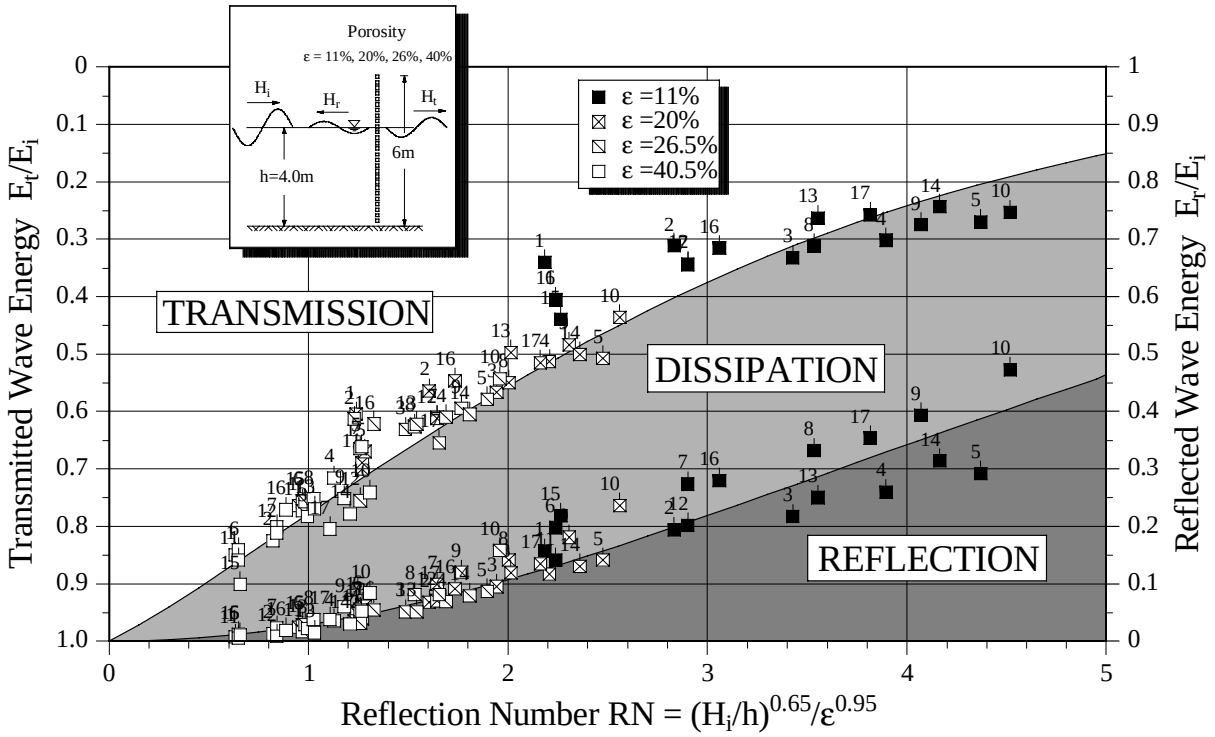


Figure 14: Hydraulic functioning of a single perforated wall under non-overtopping and non-breaking wave conditions (Adapted from BERGMANN and OUMERACI, 1999)

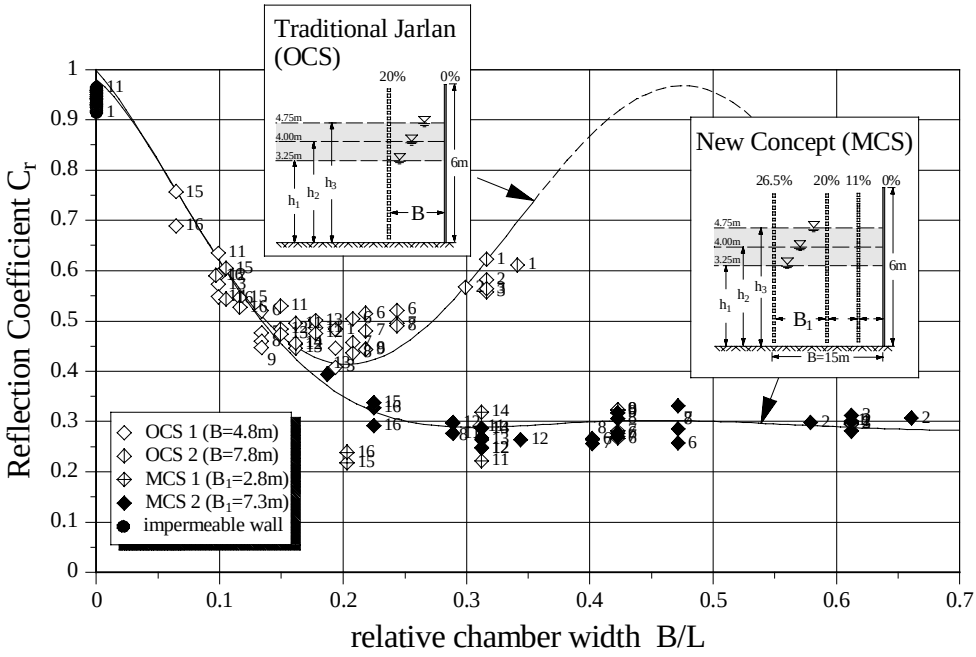


Figure 15: Jarlan breakwater type vs. new multi-chamber breakwater with respect to functionality (Adapted from BERGMANN and OUMERACI, 2000)

Due to the strong interaction between surface elevation, wave reflection and forces at the walls, an almost similar behaviour is also observed for the comparison in terms of total horizontal shoreward wave force F^{+}_{total} on the overall structure which is obtained through superposition of the simultaneously recorded resultant wave force on each of the walls (Figure 16). F^{+}_{total} on the y-axis is made dimensionless by $F^{+}_{0\%}$ which represents the horizontal wave force on a plain vertical wall (ε=0%: reference structure) under the same incident wave conditions. As illustrated in Figure 16, a strong reduction of total wave force (and thus a strong increase in the overall stability of the structure!) is obtained which can be explained by the phase lag between the wave forces on each of the walls composing the multi-chamber system (for further details see BERGMANN and OUMERACI, 2000). Moreover, a substantial reduction in wave run-up, wave overtopping, splash and spray height is also achieved. Therefore, this new multi-chamber caisson system is ideal not only in harbour construction (quay wall and breakwater), but also for the protection of reclaimed sea fronts and artificial islands. In fact, it can easily be adapted to incorporate promenades and further facilities for recreational and other purposes (e.g. wave power generation). A further innovative concept for such applications is presented at this conference by two companion papers (HAYAKAWA et al., 2000 and OUMERACI et al., 2000).

In typical situations, however, where detached breakwaters instead of sea walls are preferred for coastal protection, submerged structures (very often called "artificial reefs") represent a much “softer”, and thus a much more promising alternative, especially for the protection of such stretches of coast which are frequently used for recreational purposes. There are many reasons why submerged structures have not widely been used in the past. Among these reasons three are noteworthy: (i) excessively wide crown of traditional structures required to achieve significant wave damping, (ii) difficulties to cope with changing water levels associated with tides, and thus to control the submergence depth, and (iii) insufficient understanding of the underlying physics for the control of wave periods. Recently, the introduction of sustainability principle has stimulated - and will continue to stimulate - the research efforts towards more understanding of the functioning of artificial reefs (Figure 17) and towards subsequent development of better and innovative lower impact structures.

For the improvement of the understanding of the underlying non-linear physical processes, modern measuring observation and visualisation techniques (PIV), as well as more sophisticated techniques for the analysis of non-stationary and non-linear wave signals such as Hilbert Spectrum techniques must be used (OUMERACI and BLECK, 2000). The Hilbert Spectrum is similar, but more powerful than wavelet transform, as it enables to localise precisely in time the instantaneous frequency - even for the largest wave component with energy spreading over wide time and frequency ranges (HUANG et al., 1998).

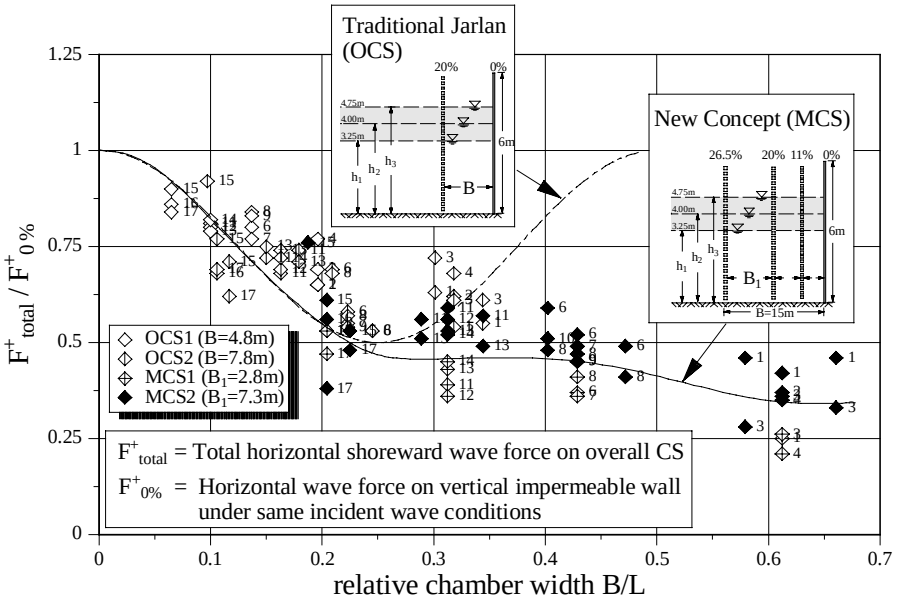


Figure16: Jarlan breakwater type vs. new multi-chamber breakwater with respect to total wave forces (Adapted from BERGMANN and OUMERACI, 2000)

One of the candidate directions towards the development of innovative submerged structures is the understanding and optimisation of filter systems as suggested by KOETHER et al. (2000). This new submerged permeable system also makes use of dissipating mechanisms resulting from the combined interactions of a series of successive walls with optimised parameters (porosity, distance, submergence depth) - although in a different manner -, and may therefore be considered as an extension of the emerged multi-chamber concept mentioned above (Figure 15). A brief illustration of the hydraulic performance of such submerged filter systems is given in Figure 18. It shows the differences between (i) single submerged walls with different porosities and submergence depths and (ii) submerged filter systems with one and two chambers. The highest increase in hydraulic performance occurs for the transition from using a single wall to a system with two walls (increase of energy dissipation from 30 to 75%). Further increase of the number of walls would result in a relatively small increase in energy dissipation. A further aspect which is not shown in Figure 18 and which is expected to become increasingly important in the future is - beside the control of the set-up - the control of the wave periods behind the reef. Figure 19 exemplarily illustrates how the same incident wave is transmitted behind a submerged filter system for two submergence depths. Beside other parameters, the submergence depth seems to play a dominant role for the shape of the transmitted waves (see also Figure 12 in KOETHER et al., 2000). Given the result in Figure 19, it is clear that not only the height, but also the period of the transmitted wave may in some cases be equally important for the description of the hydraulic efficiency. Such situations occur for instance when the reef is used principally to control sediment transport or to reduce wave overtopping at a sea wall located behind the reef.

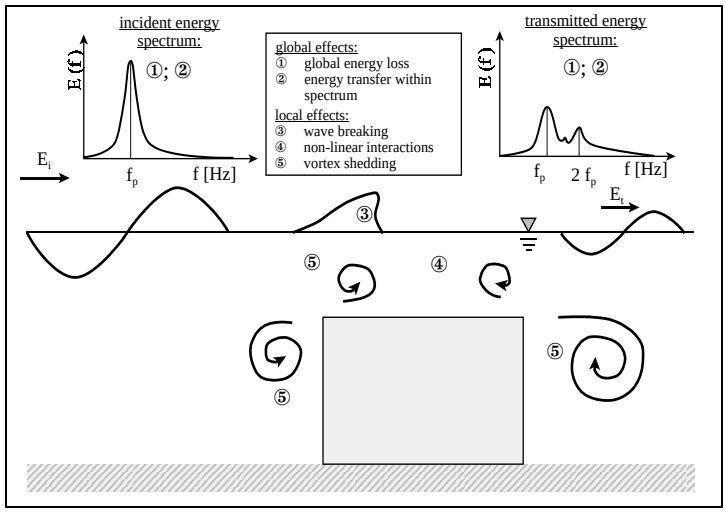


Figure 17: Hydraulic functioning of artificial reefs (principle sketch)

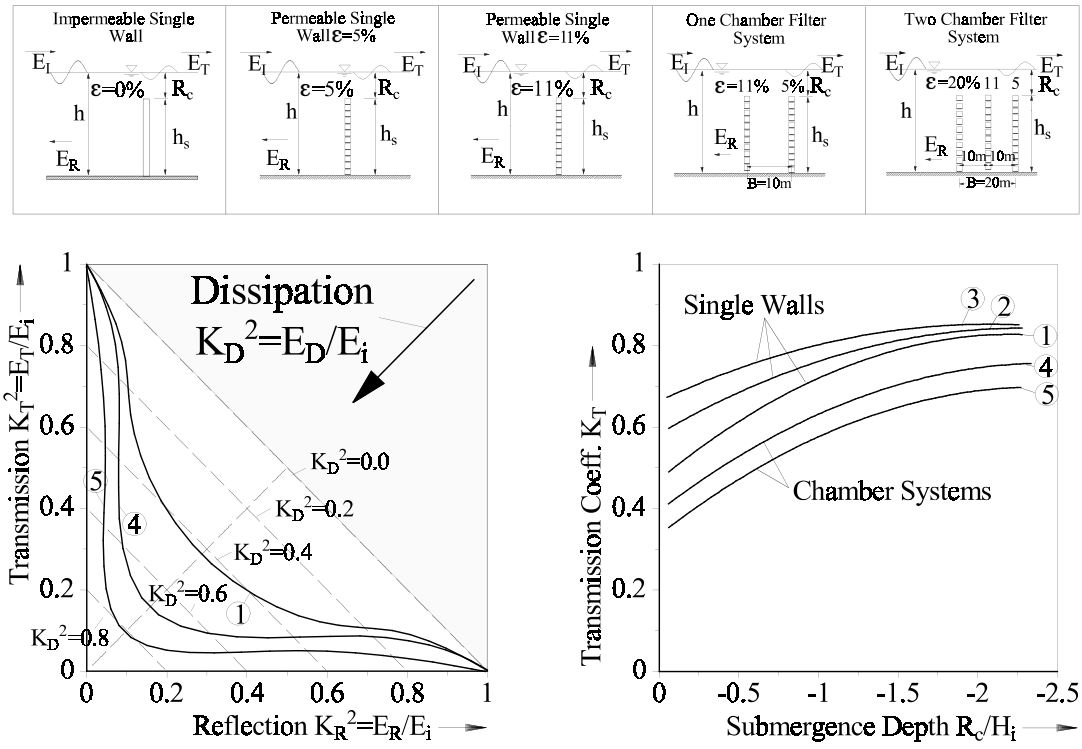


Figure 18: Hydraulic performance of various submerged walls and filter systems (for more details refer to KOETHER et al., 2000)

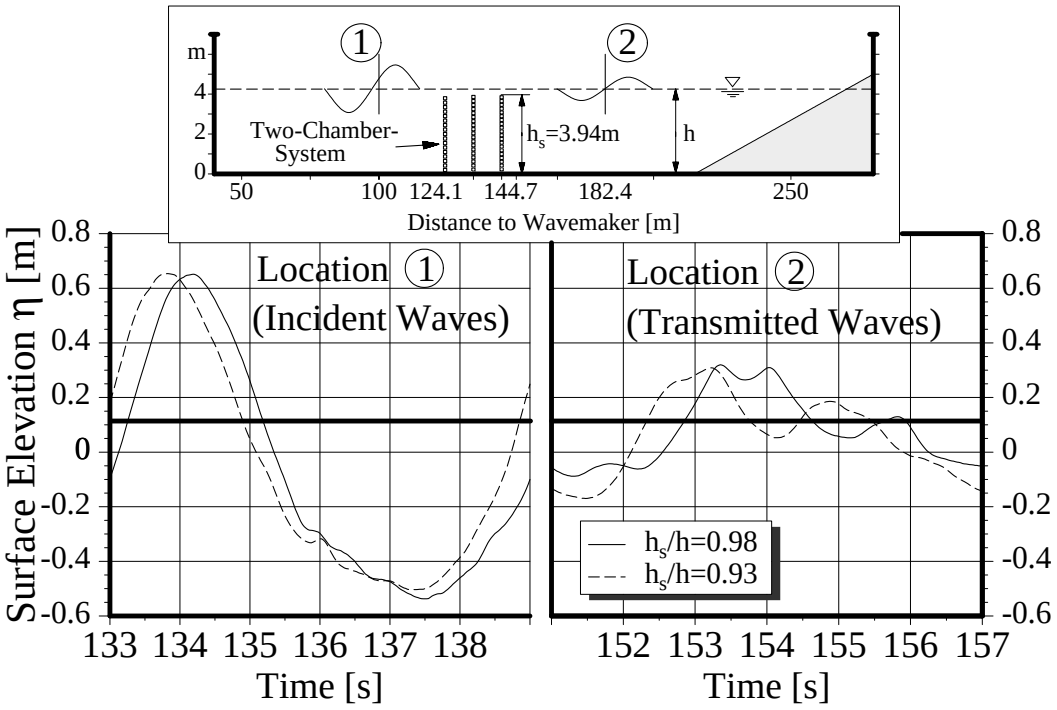


Figure 19: Incident and transmitted waves in case of a submerged two chamber system

3.4 Development of Innovative Concepts to Control Sediment Transport

About 20 % of the world coastline (ca. 500,000 km) consist of sandy coasts among which 70 % (ca. 70,000 km) are threatened by permanent erosion. As a response to this threat, "hard" and "soft" protection concepts are complementarily or exclusively used. “Hard” structures such as groins, breakwaters and sea walls interfere with the cross and/or longshore sediment transport to protect the coatal stretch of interest, but have very often detrimental effects on the adjacent coastline (lee erosion) and the foreshore (scour in front of sea walls). In contrast, "soft" methods such as foreshore, beach and dune nourishment are intended to achieve the protection of the eroded stretch through compensation of the sediment deficit by supplying the missing quantities repeatedly from an external source. To achieve an optimal use of the existing concepts and their combination, and to enable the development of new protection concepts, it would be necessary (i) to develop a systematic classification of the types of coastal erosion protection problems and (ii) to improve the understanding and modelling of the processes likely to cause these problems, and of their interactions with possible counter measures.

Types of Coastal Erosion Problems: For designers and coastal managers to select the proper concept for the protection against coastal erosion, it is essential that the types of erosion problems are well identified and understood. A systematic classification is therefore needed which not only accounts for the effects of the erosion, but rather for the main causes (and thus for the relevant time and space scale!) and the orders of magnitude of the recession/erosion rate of the site under consideration. To briefly illustrate the usefulness and the difficulties associated with such a classification, four types of coastal erosion problems are given in Figure 20, showing two types of natural erosion and two types of man-made erosion. While natural erosion can have both a long-term/permanent and a short-term temporary character (Figure 20 A, B), man-made erosion has generally a long-

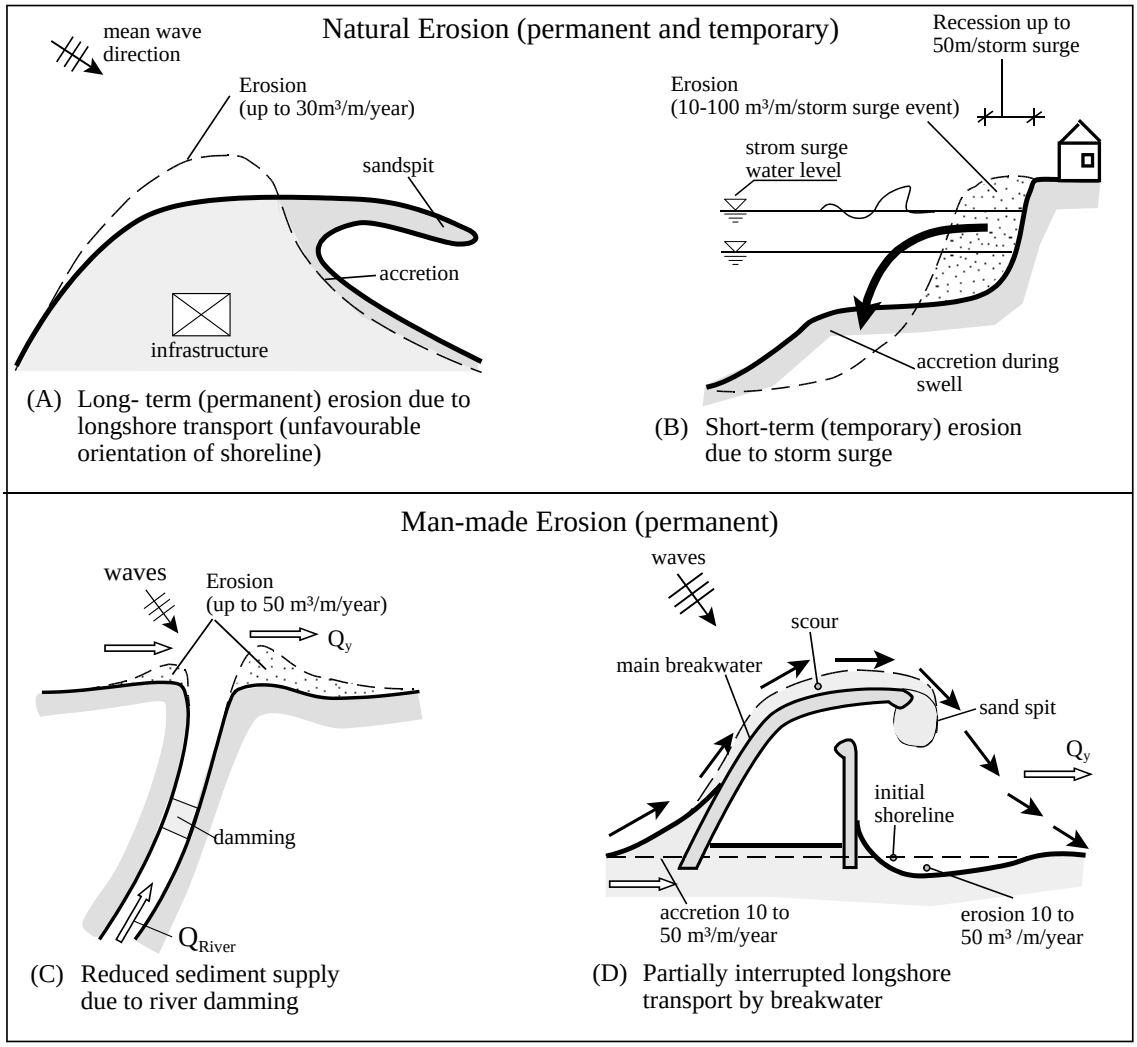


Figure 20: Types of coastal erosion problems (principle sketch)

term/permanent character (Figure 20 C, D). Although the effect on an infrastructure built too close to the shoreline by temporary (Type B) or permanent (Type A) erosion may in principle be the same in both cases (loss of infrastructure), the concept to be selected for the solution of the problem will be quite different (Figure 20). These two typical cases also well illustrate the dilemma of protection against erosion. In fact, in both cases a protection would generally not be needed, if infrastructures were not built too close to the recessing shoreline.

Type B-erosion in Figure 20 represents a short-term event (1 to 2 days) which may result in a rather temporary or (partly) permanent recession, depending on whether the stretch of coast under consideration is stable or unstable over years. The unstable case is characterised by a long-term sediment loss within the considered stretch which may have a natural cause (e.g. unfavourable shoreline configuration in Figure 21a) or be due to human interventions (e.g. man-made structures in Figure 20 D). Such unstable stretches over long-term are characterised by an accelerated transport rate ($\delta Q/\delta y > 0$), thus resulting in a yearly sediment deficit $(\Delta Q_y)_{AB}$, irrespective of the causes which initiated them (Figure 21e). Both storm waves and moderate waves (corresponding to the yearly average conditions) contribute to this deficit, but the relative contributions are still not well understood.

Principle of Protection Against Erosion: To ensure a long term stability of a permanently eroded stretch of coast AB, the yearly sediment deficit $(\Delta Q_y)_{AB}$ must be compensated (Figure 21e). To achieve this goal two basically different alternatives exist: (i) generation of accretion through artificial "trapping" of the advected sediment within the eroded stretch and (ii) direct compensation through importation of the missing sediment quantity from external sources. The first alternative which is generally implemented through building "hard" structures is always accompagned by detrimental effects (down coast erosion, etc.) for the neighbouring areas (inter regional equity principle not meet!). The challenge then consists in achieving the best compromise between an "insufficient" protection (Figure 21c) and an "exaggerated" protection (Figure 21d) towards the rather asymptotic goal in Figure 21b. This asymptotic or "ideal" solution can be achieved by using "soft" protection methods such as beach nourishment which usually also serves for recreation, but has the drawback that the nourishment must be repeated at certain time intervals (twice to three times a decade). One of the most challenging task in line with the sustainability principles will therefore consist in the development of new structures or/and new combinations of existing concepts to approach at

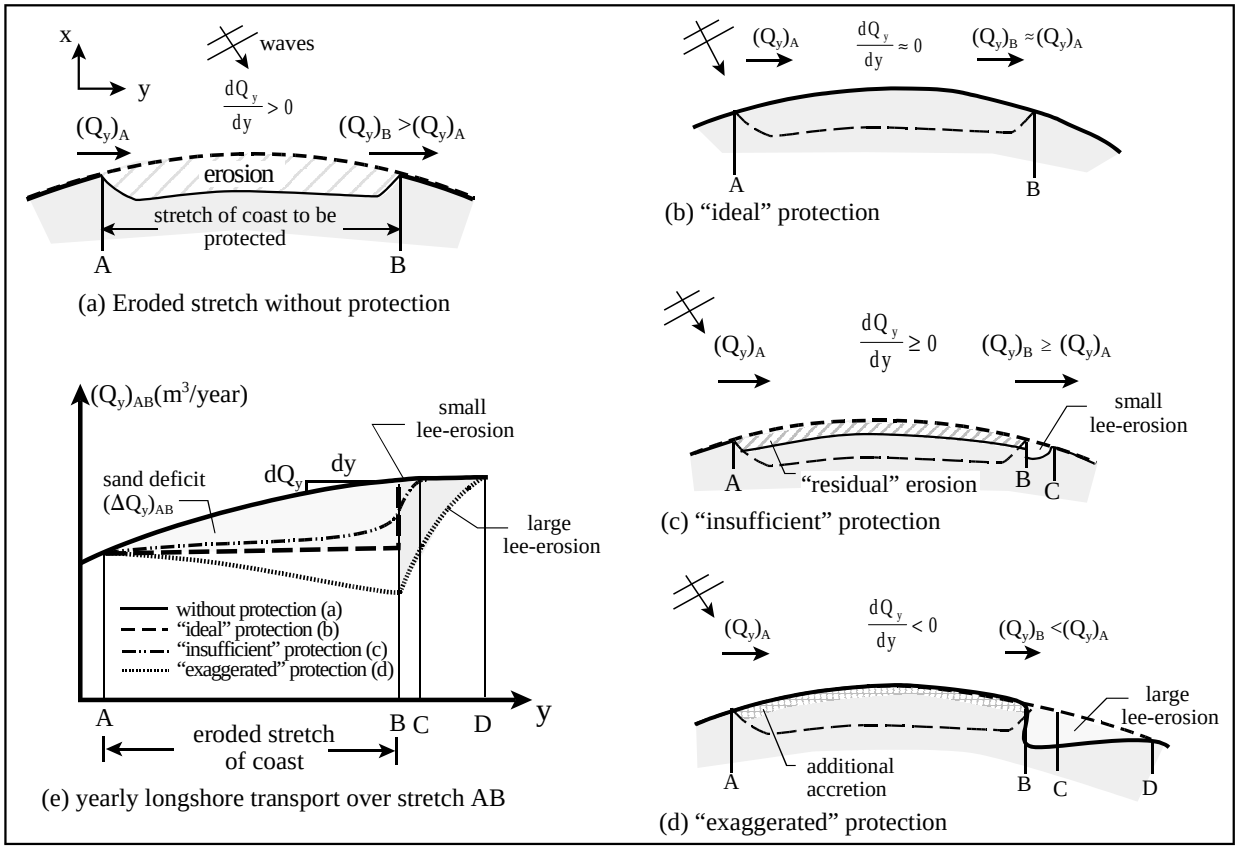


Figure 21: Principle of protection against coastal erosion

lowest total costs the "ideal" protection in Figure 21b. Beside innovative artificial reefs (Figure 17) which enables to tune cross-shore transport, new permeable groin systems may also be developed to control longshore transport and tune down coast erosion (Figure 22). In fact, through a proper selection of the permeability and other system characteristics (groin lengths and heights, distance between groins etc.), it would be possible to tune the longshore current in such a way that optimal flow conditions are generated in the groin fields and behind the last groin (controlled damping of longshore currents, reduction of turbulence intensity near the bed, elimination of large-scale vortices and rip-currents etc.). Extensive hydraulic model testing supported by prototype measurements have recently been performed to study systematically the hydraulic functioning of permeable groins (TRAMPENAU and OUMERACI, 2000).

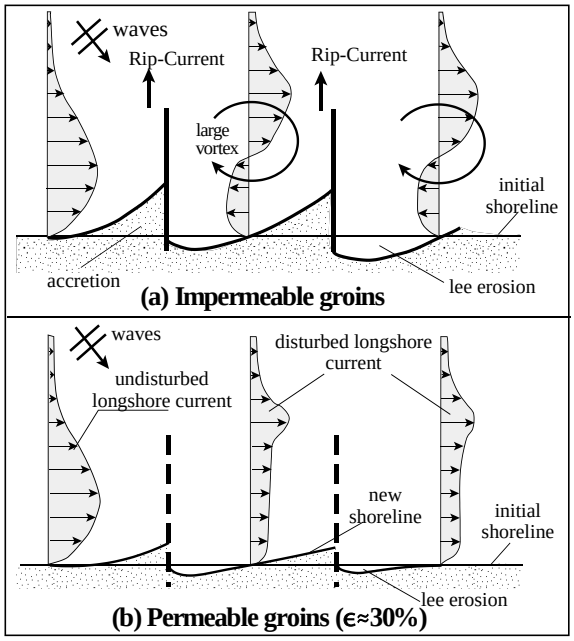


Figure 22: Impermeable vs. permeable groins

A prerequisite for the development of new concepts to control both cross and longshore sediment transport is an improved understanding and modelling of the most relevant transport processes in the surf and swash zone (Figure 23).

Although suspended load represents the dominating transport mode, no reliable formulae are yet available for the prediction of the distribution of sediment concentration c(z) over the entire water depth and along the entire transport width. Generally, Equation (3) which represents a solution of the diffusion equation is adopted:

$$\bar{c}(z) = c_0 \exp(-az) \qquad (3)$$

However, the existing empirical relationships to determine the bed concentration c_o and the damping coefficient a provide results which largely differ from each other. Moreover, they also suffer from a lack of generalisation as they often do not sufficiently and properly account for the most relevant hydrodynamic and morphodynamic influencing parameters (PETERS and OUMERACI, 2000). For the surf zone, new generic formulae based on large-scale testing of beach profile changes under storm wave conditions have been derived (for more details refer to PETERS and OUMERACI, 2000).

3.5 Coping with Large Wave Overtopping and its Detrimental Effects

It seems very unlikely that within the next decades the climatologists will come up with reliable models to predict the local specific consequences of climate changes such as possible increase of storm surges and sea level. In fact, there will always be a great uncertainty in assessing the extreme water levels and the associated waves which represent the key input to any design and safety assessment of coastal protection, especially with respect to the optimisation of crest levels of coastal defences such as sea dikes. In this context of large uncertainties, the best way forward will be - besides adopting a PRA-based framework that explicitly accounts for these uncertainties (see Section 3.6)- to develop novel structures and reinforcement methods of the existing defences that can even withstand extreme wave overtopping conditions without leading to disastrous damage (e.g. dike breaching). This shift of focus, from sufficient crest level of defence structures to cope with extreme water levels and associated wave conditions, towards developing more robust and resilient constructions that can work under environmental loads exceeding the design conditions, requires among others an improved knowledge and modelling of the physical processes and mechanisms likely to lead to disastrous damages (e.g. dike breaching).

In the past, wave overtopping of coastal structures has been addressed in terms of predicted time averaged overtopping rate as compared to some tolerable overtopping rates for functional and structural safety. However, time averaged overtopping quantities rarely represent suitable parameters to describe structural or functional safety. Therefore, the available admissible average overtopping rates must be questioned. Very recently, some attempts have been made to address overtopping in terms of individual overtopping volume (per wave) by proposing a relationship between individual and average overtopping quantities based on the as-

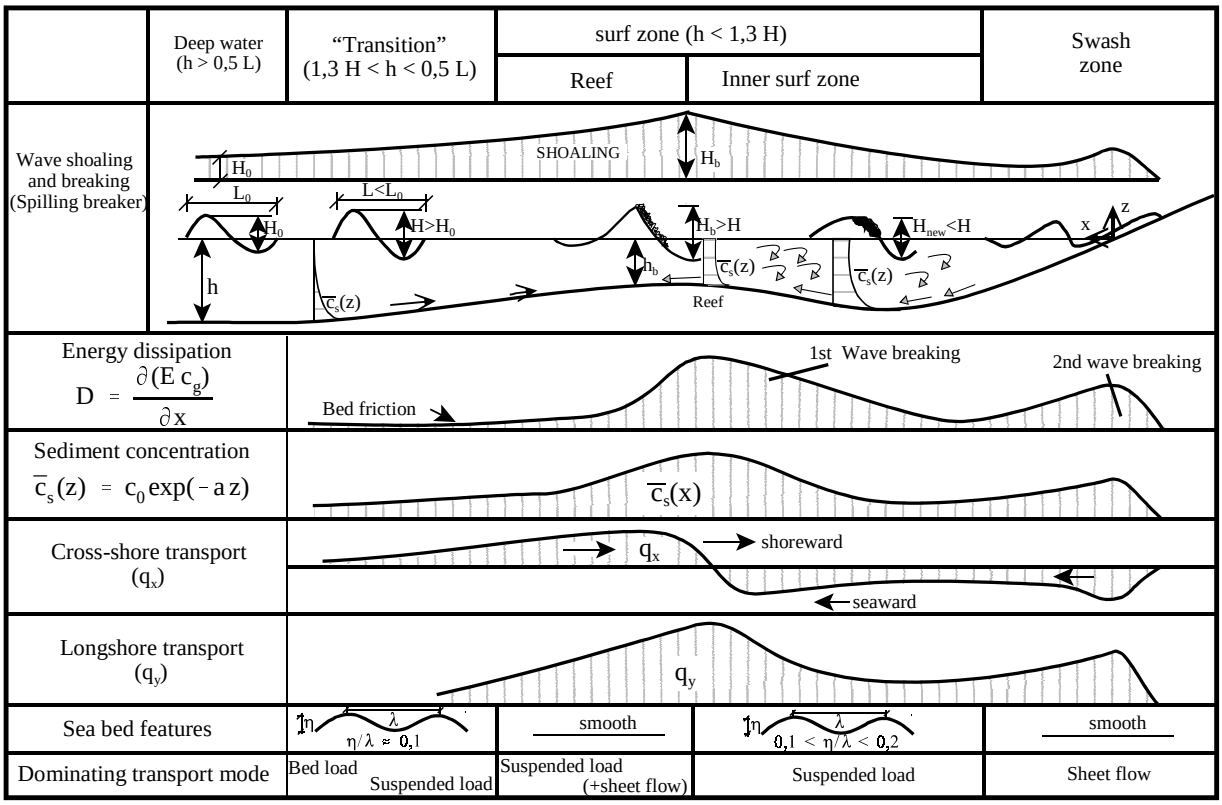


Figure 23: Hydrodynamic and morphodynamic processes on sandy coasts

sumptions of a Rayleigh distribution of the number of overtopping waves and a Weibull distribution of the individual overtopping volumes (FRANCO and FRANCO, 1999). Although such relationships, which also account for the type and shape of the defence structure, are valuable to translate the traditional average quantities into individual maximum overtopping rates, future research should rather be directed towards the full description of the flow field associated with wave overtopping. A first attempt in this direction has been made by SCHÜTTRUMPF and OUMERACI (1999) who have been performing an extensive small- and large-scale study to describe the detailed flow field associated with the overtopping of sea dikes (Figure 24). This also includes numerical modelling using the VOF-concept.

In fact, the knowledge of the detailed flow field associated with wave overtopping will enable to derive any type of loading (pressure, flow velocity and shear stress at any location) which is relevant for structural (stability, infiltration, erosion etc.) and for functional (traffic, pedestrians and other operations on and behind the structure) safety, including spray generation which also may affect both structural (corrosion etc.) and functional (visibility, etc.) safety of coastal infrastructures (ports, airports and other urban facilities).

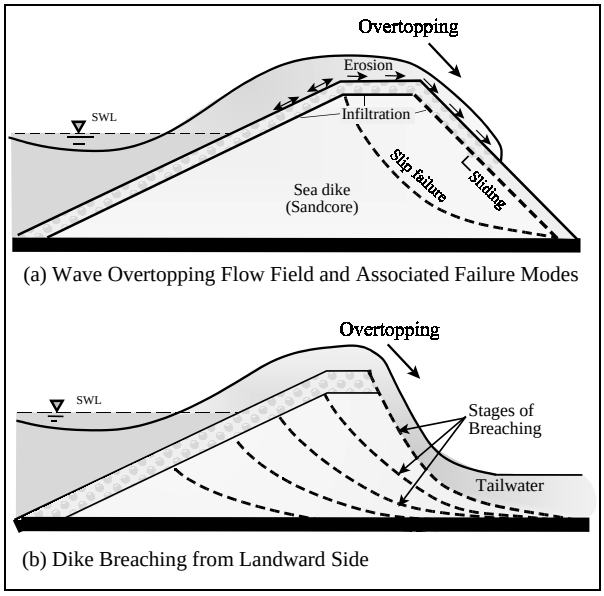


Figure 24: Wave overtopping and effects on dike stability (Adapted from SCHÜTTRUMPF and OUMERACI, 1999)

The effects of wave overtopping are various and strongly depend on the type of defence structure under consideration and its usage, including the operations and installations on and behind it. For a sea dike, for example, the possible failure modes are shown in Figure 24a, but the most dramatic effect is dike breaching from the leeward

side (Figure 24b). In fact, most of the dike breaches which occurred during the devastating storm surges of 1953 in the Netherlands and 1962 in Germany were initiated from the leeward side by wave overtopping. Breach initiation and breach growth still represent one of the issue associated with the largest uncertainties when assessing flood wave propagation and its devastating effect in the protected area. The large experience available in dam engineering with dam-break flood wave models cannot be simply extrapolated to coastal flood defences, due to several reasons such as (i) the initial conditions of the flood wave which interacts with the breach growth, (ii) the limited breach width along the defence line, and (iii) the 3D-character of the flood wave in a coastal plain etc. Therefore, substantially new knowledge towards the physical understanding and proper modelling of the breaching process must be generated before embarking into the modelling of flood wave propagation and its effects on typical obstacles in the protected areas. A European research project on this issue, entitled "Probabilistic risk analysis and tools for coastal flood defences", is being initiated by the author (OUMERACI, 2000). This is extremely important as large parts of coastal Europe are prone to erosion and flooding by storm surges and as coastal floods with the most devastating damages arises from breaching of dikes and embankments.

A further important research issue is the effect of shallow foreshore on wave overtopping. Very often the natural wave spectra in such shallow foreshores are double or multi-peaked, so that the question arises on which characteristic wave heights and wave periods of the multi-peaked-spectra are most suitable to describe wave overtopping. Results of ongoing experimental investigations (OUMERACI et al., 2000) show that the wave period $T_{m-1,0}$ is more relevant than the peak period T_p of the entire spectrum (Figure 25). This might be explained by the fact that the longer waves in the spectrum (negative spectral moment m_{-1}) have more influence on wave overtopping than shorter waves. A more systematic examination of the influence of the lower frequency components (e.g. surf beat) on wave overtopping is needed.

A further increasingly important issue which might be candidate for future research in the framework of sustainable use of coastal zones and which is more or less related to wave overtopping is the generation of spray, its inland transportation, dispersion and deposition. In fact, spray can be transported by storms up to 30 km inland and flux of spray salt up to 400 $\mu g/m^2/s$ might result. Large quantities of salt water dispersed over wide coastal areas may indeed have detrimental effects in short term such as (i) disturbance/stoppage of traffic, (ii) electric power supply, (iii) port and airport operations as well as in long term such as (i) salt corro-

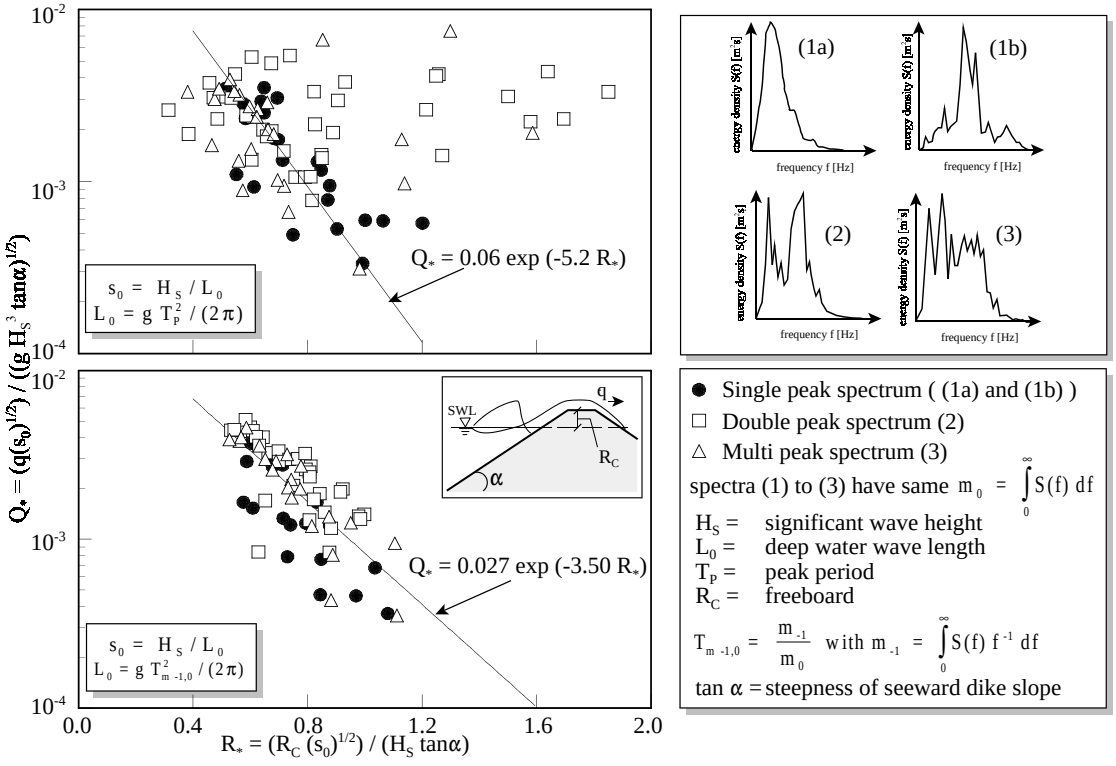


Figure 25: Effect of natural double and multi-peaked spectra on wave overtopping

sion of buildings and other facilities and (ii) damage to agriculture and environment (HASHIDA et al., 1996). The research challenge associated with this issue is twofold:

(i) development of reliable prediction models of spray generation, inland transportation and deposition as a function of meteorological (wind velocity and direction etc.), hydraulic (water levels, and waves) and morphological (foreshore and shore topography, type of structures) inputs which will enable to generate maps for spray penetration depths and salt concentration in coastal inland.

(ii) Based on the quantitative information and the physical insight gained from field data, laboratory and numerical models, innovative shapes and crowns of coastal structures (Figure 26) must be developed to reduce the height of wave splash and spray generated at structure fronts (HAYAKAWA et al., 2000).

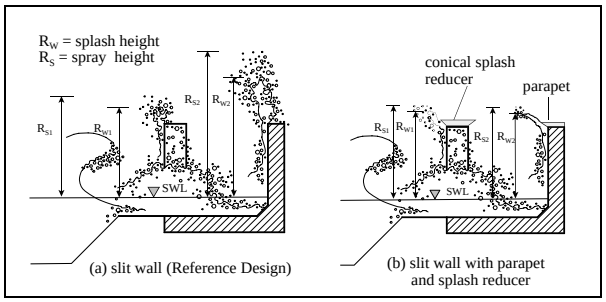


Figure 26: Reduction of splash and spray height through constructional measures (Adapted from OUMERACI et al., 1998)

3.6 PRA-Based Design Framework: A Response to the Overall Sustainability Challenge

To meet the sustainability principles and criteria shown in Figure 2, an integrated conceptual design framework based on probabilistic risk analysis (PRA) seems to be the sole alternative (see also Section 2.2.5). Such a conceptual framework has for example been suggested by the author for the design of coastal flood defences in (northern) Europe which is briefly outlined below for illustration. For further details reference should be made to OUMERACI (2000).

Based on the results of a completed European research projects on "Probabilistic design tools for vertical breakwaters (PROVERBS)" (OUMERACI et al. 2000a), the conceptual PRA-based design framework for coastal flood defences illustrated by the simplified representation in Figure 27 has been developed. It particularly shows that the management of the remaining risk, including monitoring, inspection, maintenance, repair, warning and emergency strategies, must be an integral part of the entire design process. In fact, no rational risk management and no design optimisation are possible without the knowledge of the remaining risk or risk level. Therefore, the strategy to be adopted for the assessment of this remaining risk is made more clear in Figure 28.

To predict the flood risk R_f^c (defined as the product of the calculated flooding probability P_f^c and the subsequent expected damage E(D)) in the protected area, the probability of failure of each defence components and its contribution to the flooding probability P_f^c, as well as the damages and losses to be caused by this flooding must be assessed, including the explicit consideration of all types of uncertainties as shown in Figure 3. For this purpose, the following aspects must be addressed: (i) improved knowledge of the hydraulic boundary conditions (joint water level and waves, wave transformation from deeper water to the defence structures, wave loading etc.), (ii) reliable prediction of the relevant failures and their interaction which may result in flooding and (iii) simulation of the flood wave propagation resulting from a dike breach and its potential damages in the protected area. In this respect, one of the most challenging issue will consist in the physical understanding and modelling of the breach development and its effect on the initial conditions for the resulting flood wave by considering a breach initiated from both the seaward (direct wave attack) and the landward (overtopping, infiltration and piping) side.

To assess the acceptable (target) flood risk P_f^t (defined as the target flooding probability P_f^t times the acceptable resulting damages and losses A(D)), it is necessary to develop a general methodology on how to integrate direct and indirect economic losses and intangibles losses such as human injury, human losses, environmental and cultural losses within an advanced ALARP (**A**s **L**ow **A**s **R**easonably **P**racticable) framework for the evaluation of acceptable risks by using decision theory, cost-benefit-analysis, probabilistic and uncertainty modelling (OUMERACI, 2000).

The risk $\Delta R = R_f^c - R_f^t$ is obtained as a difference between the predicted risk R_f^c and the target risk R_f^t which is then expressed as a risk level or risk scale $G = \Delta R/R_f^t$ by relating the risk ΔR to the target risk R_f^t. The risk scale G can be expressed in terms of any penalty functions for costs, human injury and loss of lifes, environmental losses etc. For G = 0 the optimum design is obtained, while G=-1 (no risk at all!) represents an unachievable goal, but also a goal with a high penalty for overdesign (Figure 28).

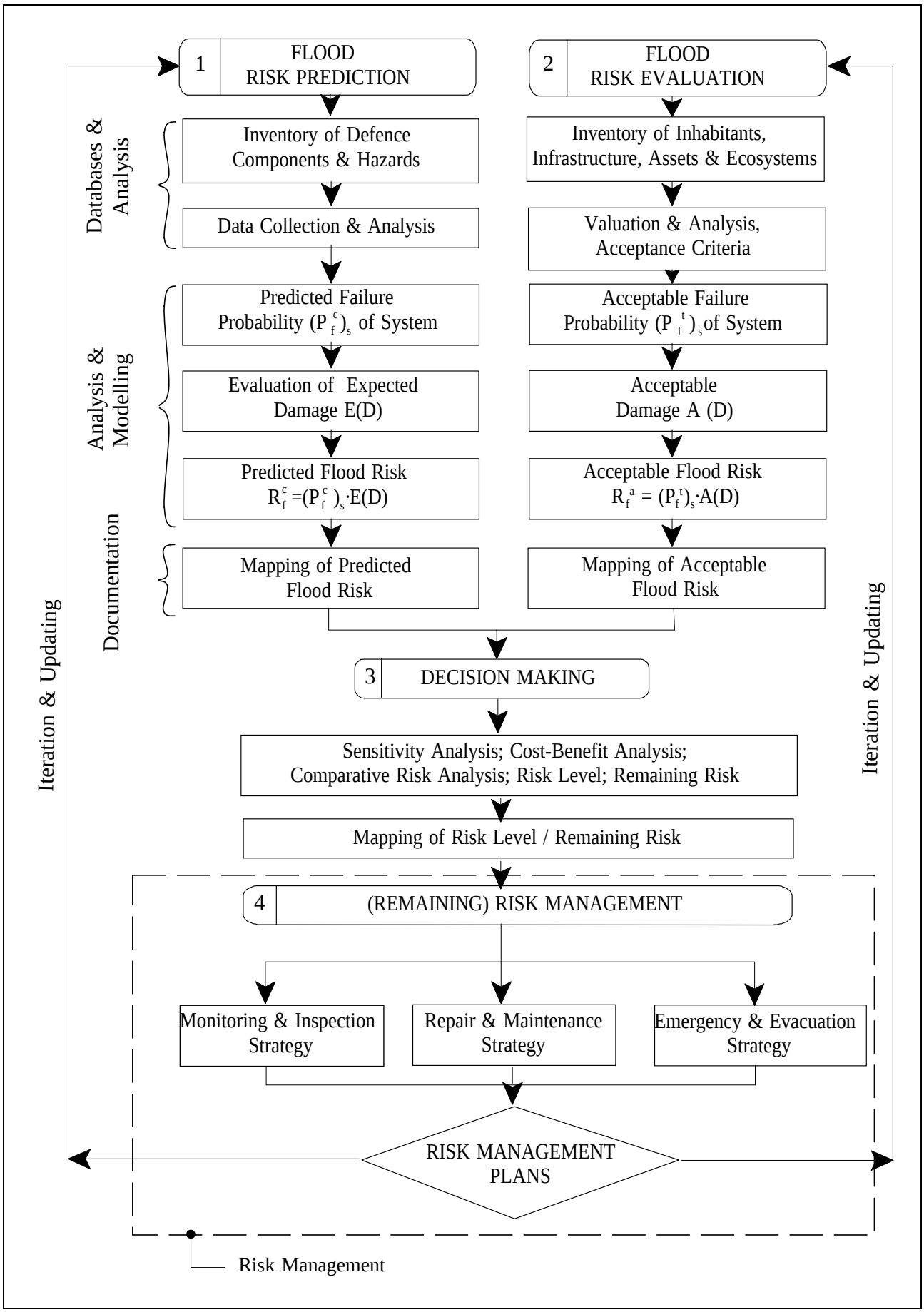


Figure 27: Probabilistic risk analysis framework for the design of coastal flood defences (OUMERACI, 2000)

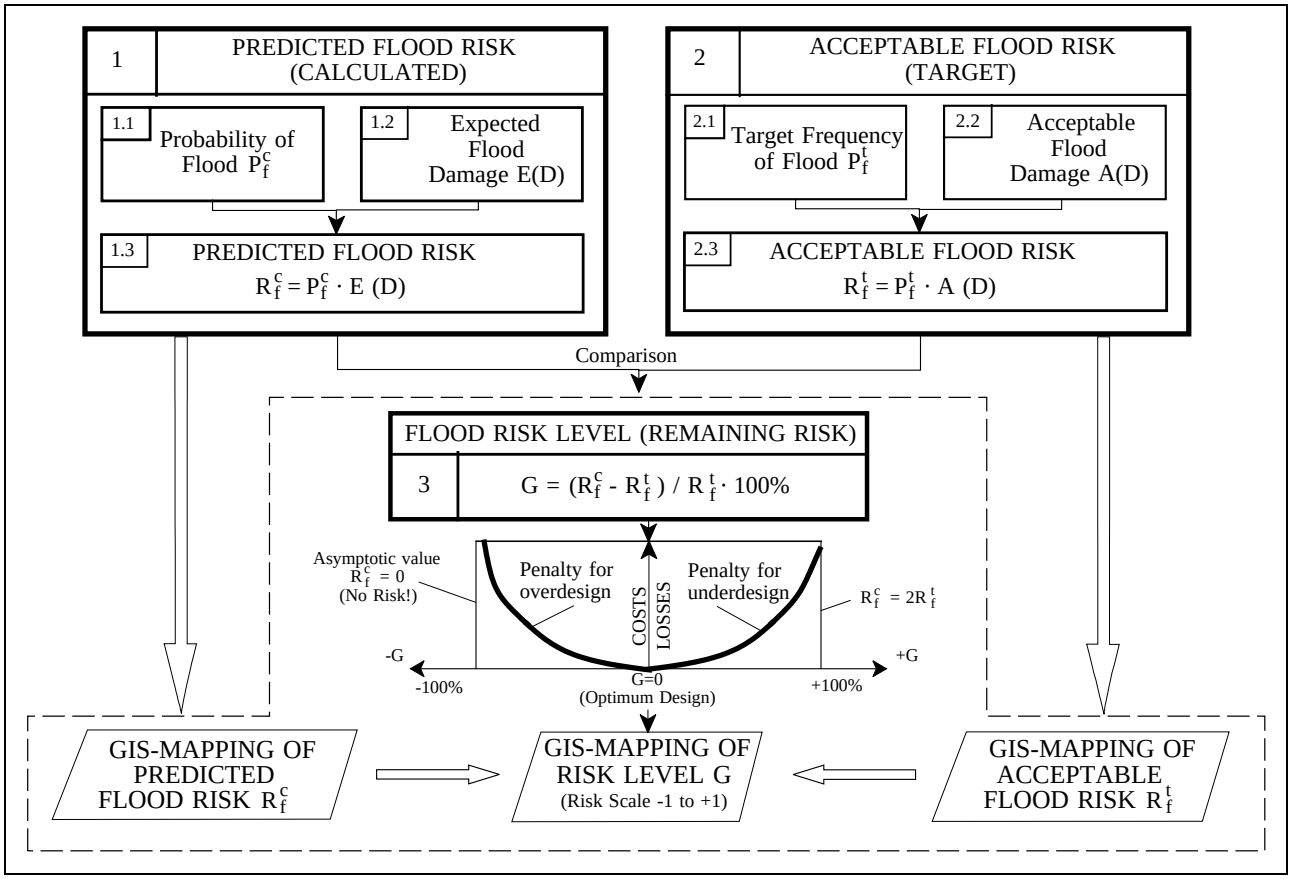


Figure 28: General methodology for the assessment of coastal flood risk level as a basis for sustainable flood protection (OUMERACI, 2000)

4 Concluding Remarks

If we accept the premise that the fundamental purpose of coastal engineering research is to improve the quality of life, health and safety by providing the best means to ensure both coastal protection (against erosion and flooding) and optimal use of the coastal resources while preserving - or even enhancing - the natural ecosystems, then sustainability is much more than a vague fashion word. It is both an obligation and an overall challenge. Now the challenge is laid out to the coastal engineering community and we must act immediately and coherently. If a scientific coherent response is not "immediately" forthcoming, policymakers and public at large will go on running their own course without provision of sufficient and adequate scientific inputs.

In fact, isolated research efforts, stimulated by the conservatism of national/regional safety cultures typify the past and present situation in coastal engineering worldwide -with some emerging exceptions such as in Europe which is now entering into its 5th framework of multinational joint research. Sustainability requirements, when well-under-stood, have indeed the power to ignite the awareness of the coastal engineering community worldwide that time is ripe for a synergetic multi-disciplinary and multi-national partnership. Such partnership will indeed enable to forge the transition to a more integrated, systematic, and transparent framework for design and management based on a probabilistic risk analysis and a physically, ecologically and socio-economically sound ground to meet sustainability principles. Admittedly, there is still a long way to go and there are still many high mountains to climb, but the prospective methodologies and tools that would result within such a PRA-framework are expected to substantially help moving sustainable design and management in coastal engineering from an academic debate into the realm of concrete work, performance and return: this is the overall sustainability challenge coastal engineers will be facing within this new century.

5 Acknowledgements

First, I would like to express my appreciation to Professor Goda for the privilege and honor to prepare this invited paper. Most of the ideas, visions and illustrative examples presented herein are based upon inputs from completed, ongoing and planned research projects supported by the Euro-

pean Community, the German Research Council (DFG) and the Federal Ministry for Science, Education, Research and Technology (BMBF /Germany). I gratefully acknowledge this support as well as the contributions of my co-workers and other partners to these research projects.

References

ABBOTT, M.A. (1996): From modelling to hydroinformatics. Advances in Hydro-Science and Engineering, Vol. I.

BERGMANN, H.; OUMERACI, H. (1999): Hydraulic performance of perforated structures. Proc. 5th Intern. Conf. Coastal and Port Engineering in Developing Countries 1 (COPEDEC) Cap Town, South Africa, pp 1340 - 1349.

BERGMANN, H.; OUMERACI, H. (2000): Performance of new multi-chamber systems vs. conventional Jarlan caisson breakwaters, Proc. Conf. Genie Cotier, Caen/France (forthcoming).

COHEN, J.E. et al. (1997): Estimates of coastal populations. Science, Vol. 278, Nr. 5341 p.1.

CONSTANZA, R., et al. (1997): The value of the world's ecosystem services and natural capital. Nature, Vol. 387, 15 May, pp 253 - 260.

DE BOEUR, D.H. (1992): Hierarchies and spatial scales in process geomorphology: a review. Geomorphology, Vol. 4, pp 303 - 318.

DE RONDE, J.G.; DILLINGH, D.; PHILIPPART, M.E. (1995): Design criteria along the Dutch Coast. Proc. Intern. Workshop on Water Related Problems in Low Lying Coastal Areas (Hydrocoast'95), Bangkok, pp. 138 - 154.

DE VRIEND, H.J,; CAPOBIANCO, M.; CHESER, T.; DE SWART, H.E.; LATTEUX, B. and STIVE, M.J.F. (1993): Approaches to long term modelling of coastal morphology: a review. Coastal Engineering, Vol. 21 pp. 225 - 269.

DE VRIEND, H.J. (1999): On the role of laboratory experiments in morphological predictions. Proc. HYDRALAB Workshop. (Ed. Evers, K.V. et al.) pp. 39 - 48.

DRONKERS, J. (1998): Summary and conclusions of Session on "Predictability for long-term coastal evolution: is it feasible?" Proc. 3rd MAST Conference, Lisbon, pp. 301 - 303 (Eds: Barthel, K.-G., et al.).

ELING, B. (1999): Development of criteria to measure the sustainability of coastal protection measures. Dipl.-Ing. Thesis TU Braunschweig, Leichtweiss-Institut (in German) (108 p.).

FRANCO, C.; FRANCO, L. (1999): Overtopping formulas for caisson breakwaters with non breaking 3D waves. J. Waterway, Port, Coastal and Ocean Eng. ASCE, Vol. 125, No. 2, pp 98 - 108.

GODA, Y. (1994a): On the uncertainties of wave heights as the design load for maritime structures. Proc. Intern. Workshop on wave barriers in deep waters. Yokusaka, Port and Harbour Research Institute (PHRI), pp. 1 - 18.

GODA, Y. (1994b): A plea for engineering-minded research efforts in harbour and coastal engineering. Proc. Intern. Conf. Hydroport'94, Yokosuka/Japan, pp.1-21.

GODA, Y. (1998): An overview of coastal engineering with emphasis on random wave approach. Coastal Engineering Journal, Vol. 40, No 1, pp. 1 - 21.

GODA, Y. (1999): Numerical simulation of ocean waves for statistical analysis. MTS-Journal, Vol. 33, No. 3, pp. 1 - 14.

GRAFF, J. van de (1996): Use of structures in coast protection. Proc. Intern. Conference on Ocean Engineering COE'06, Madras, pp 461-468.

HASHIDA, M.; MATSUNUGA, N.; IRIE, I. (1996): Landward transport of spray generated from a wave absorbing sea wall. ASCE, Proc. 25th Intern. Conf. Coastal Eng. Vol. 1. pp. 1022 - 33.

HAYAKAWA, T.; KIMURA, K.; TAKAHASHI, S.; MUTTRAY, M.; KUDELLA, M.; OUMERACI, H. (2000): Wave splash height on high mound composite breakwater. Proc. 4th Intern. Conf. Hydrodynamics.

HUANG; N. E.; SHEN, Z.; WU, M. C.; SHIH, H. H.; ZHENG, Q.; YEN, N.-C. and LIU, H.H. (1998): Empirical mode decomposition and the Hilbert Spectrum for non-linear and non-stationary time series analysis. Proc. Royal Soc. London A, Vol. 454, pp. 903 - 995

KAMPHUIS, J. W. (1999): Marketing Uncertainty. Proc. COPEDEC V, Cap Town, pp. 2088 - 99.

KOMAR, P.D. (1999): Coastal change-scale of processes and dimensions of problems. Proc. Coastal Sediments'99, ASCE, pp. 1 - 17.

KOETHER, G.; BERGMANN, H.; OUMERACI, H. (2000): Wave attenuation by submerged filter systems. Proc. 4th Intern. Conf. Hydrodynamics.

OUMERACI, H. (1999): Strengths and limitations of physical modelling in coastal engineering - Synergy effects with numerical modelling and field measurements. (Keynote lecture) Proc. HYDRALAB - workshop. (Ed. Evers, K.V. et al.) pp. 7 - 38.

OUMERACI, H. (2000): A probabilistic risk-analysis framework for the design of coastal flood defences. (Keynote lecture) VI Journées du Genier Cotier, Caen, 26 pp.

OUMERACI, H.; BLECK, M. (2000): Artificial reef: Hydraulic performance. LWI-Progress-Report (in German).

OUMERACI, H.; KORTENHAUS, A.; ALLSOP, N.W.H.; DE GROOT, M.B.; CROUCH, R.S.; VRIJLING, J.K.; VOORTMAN, H.G. (2000): Probabilistic Design Tools for Vertical Breakwaters. Forthcoming Book, Balkema, pp. 300 (in preparation).

OUMERACI, H.; KUDELLA, M.; MUTTRAY, M.; KIMURA, K.; HAYAKAWA, T. (1998): Wave run-up and overtopping on a high mound composite breakwater. LWI-Res. Rep. No. 831, Leichtweiss-Institut, TU Braunschweig, pp 88 + Annexes.

OUMERACI, H.; MUTTRAY, M. (1999): Design wave parameters in front of structures with different reflection properties. LWI-Research Report, TU Braunschweig, pp. 75 (in German).

OUMERACI, H.; SCHÜTTRUMPF, H.; SAUER, W.; MÖLLER, J. and DROSTE, T.(2000b): Physical model tests on wave overtopping with natural sea states. 2 D model tests with single, double and multi peaked natural wave energy spectra. LWI-Research-Report No. 852, TU Braunschweig.

OWEN, M.; HAWKES, P.; TAWN, J.; BORTOT, P. (1997): The joint probability of waves and water levels: a rigorous but practical new approach. Proc. MAFF Workshop, Keele, U.K. pp. B4.1 - B4.10.

PETERS, K. and OUMERACI, H. (2000): Suspended sediment concentration in the surf zone of sandy coasts - New formulae (in German). Die Küste, pp 50 (in preparation).

PIONKOWITZ, T. (1998): Elements and methods of integrated coastal zone management - Application to a case study in the Baltic Sea. Dipl.-Ing. Thesis, TU Braunschweig, Leichtweiss-Institut (in German) (140 p).

SCHÜTTRUMPF, H.; OUMERACI, H. (1999): Wave overtopping at sea dikes. Proc. HYDRALAB Workshop, Hannover, Pub. Forschungszentrum Küste (FZK), pp. 327 - 334.

TRAMPENAU, T. and OUMERACI, H. (2000): Hydraulic performance of permeable groins. (in German). To be submitted to the journal “Die Küste”, pp.40.

WCED (1987): Our Common Future. World Commission on Environment and Development (Brundtland's Commission. Oxford University Press, U.K.

Proceedings of International Workshop
Advanced Design of Maritime Structures in the 21st Century

(2001)

Experience made using the Hannover Wave Flume: Selected Examples

Oumeraci, H.

Experience made using the Hannover Wave Flume: Selected Examples

H. Oumeraci
Leichtweiss-Institute, Technical University Braunschweig & Forschungszentrum (FZK), Hannover/Germany

ABSTRACT: First, the pivotal role of hydraulic model testing and the synergetic effects with numerical modelling and field measurements are discussed. In order to underline the importance of large-scale model testing as a necessary tool to overcome scale effects, a brief overview of possible scale effects in coastal hydraulic modelling is then provided. Third, the experience made using the Large Wave Flume in Hannover, in service since 1983, is illustrated through selected examples on surf zone morphodynamics, rubble mound breakwaters, breaking wave forces in deepwater and effects of wave overtopping. Finally, some visions with respect to the future role of large-scale facilities are briefly outlined.

1 ROLE OF HYDRAULIC SCALE MODELLING AND SYNERGY WITH OTHER METHODS

Coastal and harbour engineers need models (i) to understand and predict the future behaviour of a prototype system, for instance in order to minimize the penalties for errors (consequences in the model much less dramatic than in prototype!) or (ii) to hindcast and understand the past in order to improve the present and future behaviour. In both cases there is a need to simulate an unkown reality; i. e. there is a need for hydraulic scale models, (called hereafter physical models (PM)) or/and for mathematical/numerical models (NM). But in both cases field measurements (FM) are additionally needed, since models are only a simplified representation of physical reality (Fig. 1). FM are, however, hardly suitable to develop a deep understanding of the processes and prediction models (too much variables, non controllable conditions and too expensive!). Thus, FM are essentially appropriate for the generation of reliable data to be used in PM and NM for initial and boundary conditions, model validation and verification, but also for monitoring as a part of a maintenance plan. NM is particularly suitable for the study of large-scale processes and systematic parameter studies, but generally less for local highly complex and nonlinear dynamic processes.

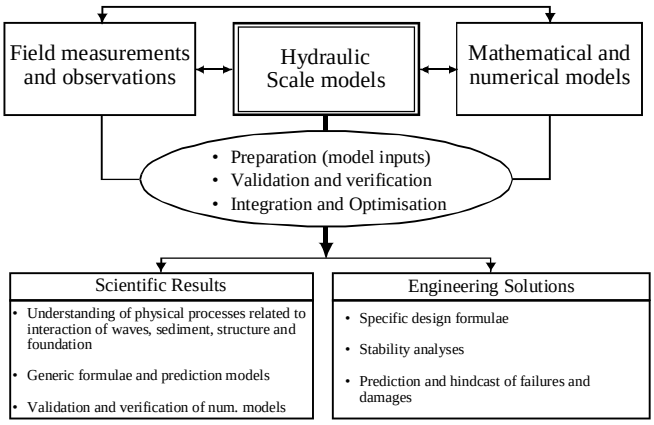


Figure 1. Pivotal role of scale modelling as a research and design tool

Therefore, PM will, even in the far future, still play a central role in both research and design. In fact, physical processes in coastal engineering are generally very complex, highly transient, and nonlinear, and thus hardly amenable to mathematical analysis. A variety of further reasons supporting this statement are developed in detail by Oumeraci (1999).

In basic research where the ultimate goal is the development, validation and verification of generic concepts and models, it is generally necessary to make use of the synergetic combination of all three

means (PM, NM, FM). For engineering applications, the selection of one or more methods strongly depends on the degree of complexity and nonlinearity of the problem to be simulated as well as of the size and importance of the project, including its ecological, social and economic impacts (Fig. 2).

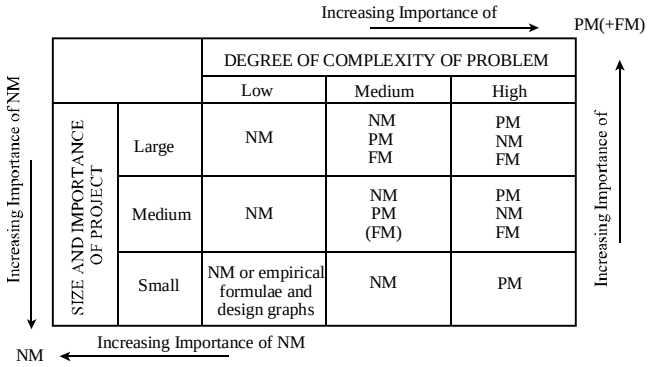


Figure 2. Application matrix for numerical (NM), physical (PM) modelling and field measurements (FM)

As shown in Figure 2, the synergy effects of the three methods increase with the complexity and importance of the project. In particular, the more complex and the more nonlinear the problem is, the more PM, together with NM and FM, will be required.

Although physical modelling is and will always remain a powerful research and design tool, it also has a number of limitations among which scale and laboratory effects are certainly the most important (Oumeraci 1999). Primarily to overcome scale effects, large wave facilities such as those illustrated in Figure 3 emerged in the last decades. To underline the importance of such large facilities, a brief overview of scale effects is provided below.

2 SCALE EFFECTS IN COASTAL HYDRAULIC MODELS

In contrast to laboratory effects, which have nothing to do with similarity laws, 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 under laboratory conditions the driving factors such as waves, currents, etc., as well as from the solid boundaries like wave paddles, side walls, etc., which do not exist as such in prototype. Since laboratory effects also exist for

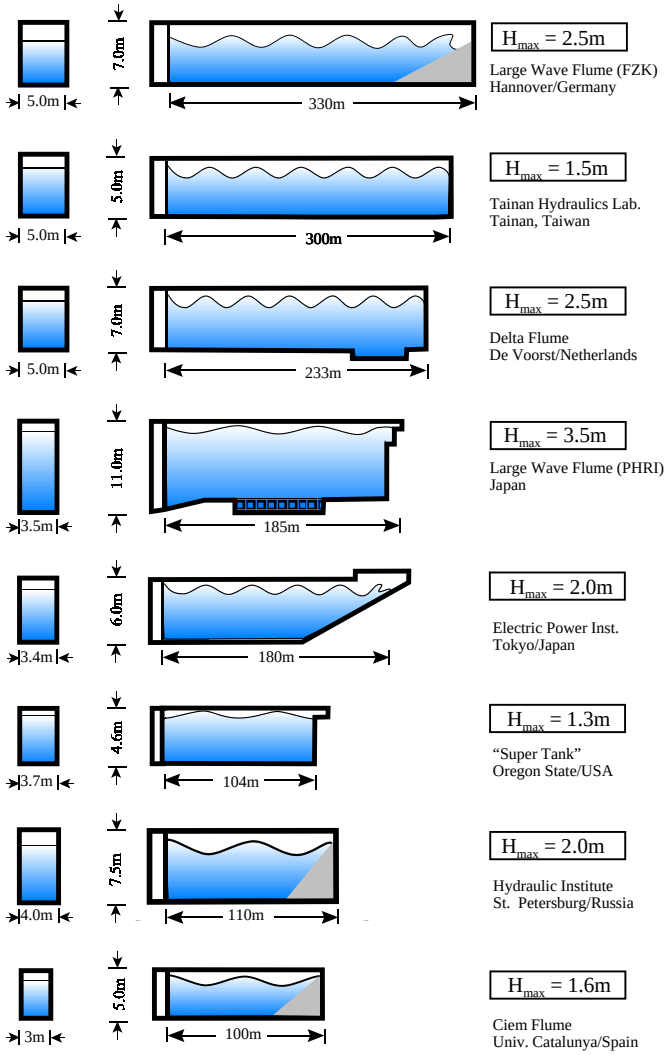
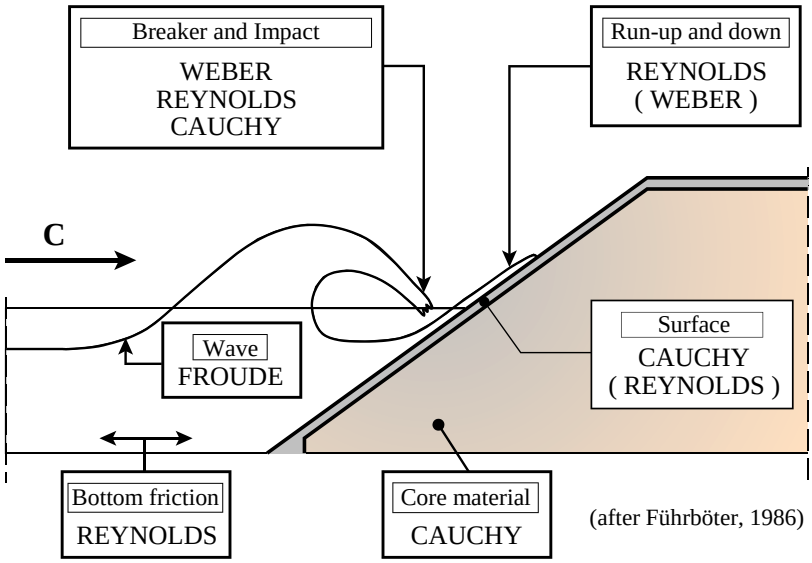


Figure 3. World largest wave flume facilities for coastal engineering

large scale models, a considerable effort is still needed to better understand and reduce these effects, despite the relatively recent developments in wave generation and active wave absorption techniques.

Since wave motion is primarily governed by gravity forces, most scale models in coastal engineering are run according to Froude's similitude, i. e. all other forces such as friction, elasticity and surface tension forces are neglected although they might take considerably exaggerated values in the model. The errors which would result from these exaggerations and dissimilarities are called scale effects; i. e. they always occur in scale models, but strongly decrease with the size of the model approaching the prototype scale (Fig. 4).

In order to discuss scale effects in coastal hydraulic model it is appropriate to distinguish between short and long wave models as well as between structure and sediment transport models (Oumeraci 1999). In contrast to long wave model $\left(c = \sqrt{g\,h}\right)$, which are



Force	Model Law	Scale		
		1 : 1	1 : 10	1 : 100
Gravity	FROUDE	1	1	1
Friction	REYNOLDS	1	1 : 31.6	1 : 1000
Elasticity	CAUCHY	1	1 : 10	1 : 31.6
Surface Tension	WEBER	1	1 : 100	1:10000

Figure 4. Scale effects in modelling wave loading and response of sea dikes

generally distorted, short wave models ($c = (gT/2\pi)\cdot\tanh(2\pi h/L)$) cannot be distorted.

In the following, only a very brief review on scale effects is given. More details and references are provided by Hughes (1993) and Oumeraci (1999). For short wave models, most of the scale effects originate from the dissimilarity of bottom friction and wave transmission through porous structures, but surface tension effects may also be important, if the wave period is smaller than $T = 0.35$ s and the water depth 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 in wave reflection, refraction, diffraction and harbour resonance phenomena, whereas scale effects in wave transmission still remain appreciable (Oumeraci 1999).

For structure models, generally used to reproduce the wave load, response and stability of coastal and offshore structures, the aforementioned considerations for short wave models are also valid in principle. In addition, however, the scale effects strongly depend on the type of the structure investigated (rubble-mound structures, vertical breakwaters, etc.) as well as on the objective of the study (wave load, stability, etc.).

In the case of rubble mound breakwaters, the most critical scale effects are mainly due to the dissimilarity of the internal flow field, because in common small-scale models, viscous effects dominate (Reynolds number related to grain size of core material smaller than $Re = 3\cdot10^4$). This, of course, will also seriously affect a number of other processes such as the uplift pressure on the crown wall, wave run up and overtopping, wave transmission and reflection, and possibly also the forces on the armour units.

In the case of vertical breakwaters and similar monolithic structures subject to breaking waves, the most serious scale effects will arise from the incorrect reproduction of the impact load, mainly due to the dissimilarity of air entrainment/ entrapment in the breaker. Although methods have been suggested for the correction of such effects (e.g. Kortenhaus & Oumeraci 1999) large-scale model testing near prototype scale still remain the best alternative.

For sediment transport models such as those used to study beach and dune profile changes during storm surge, scour in front of coastal structure, etc., it has been shown, that quantitative results can hardly been obtained from common small-scale models, because the four similitude criteria as described by Oumeraci (1994), can never be fulfilled simultaneously. Here again the best alternative remains the use of scale models approaching prototype scale.

3 SELECTED STUDIES PERFORMED IN THE HANNOVER WAVE FLUME

3.1 *The Hannover Wave Flume of the Forschungszentrum Küste (FZK)*

The Large Wave Flume (LWF) of Hannover, completed in 1983 and supported by the Deutsche Forschungsgemeinschaft (DFG), constitutes the main wave facility of the Forschungszentrum Küste (FZK), a joint Coastal Research Centre of both Universities Hannover and Braunschweig. The flume has an effective length of 307 m, a depth of 7 m and a width of 5 m (Fig. 5). Regular waves, irregular waves, solitary waves and single breaking waves in deep water using Gaussian wave packets can be generated by a piston type wave generator with an upper flap and a power of 900 kW. A maximum stroke of ± 2.0 m of the paddle ($v \approx 1.7$m/s) superimposed by upper flap movements of ± 10 degree can be achieved. An online wave absorption control system allows to generate wave trains unaffected by re-reflections at the paddle over almost any time duration.

The measuring techniques available include among others wave gauges, 2D – and 3D - current meters, pressure transducers (load cells), Transducers for pore-pressure and soil pressure, displacement meters and accelerometers, wave run-up step gauges, integrated weighting systems for wave overtopping, optical back-scattering sensors (OBS) and a newly developed ultrasonic backscatter device (called hereafter ASAP-sensor) to measure vertical profiles of suspended sediment concentration in the presence of air bubbles, a computer controlled bottom profiler to automatically survey morphological changes as well as video and underwater cameras. A movable carriage on which the bottom profiler and other instruments can be mounted allows to perform measurements at any location along the flume during tests (Fig. 9).

Experience has already been made using the wave flume for a variety of basic and applied research projects including particularly:

(i) *rubble mound breakwaters*: wave-induced pore pressure and inside the structure and interaction 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 dynamic response of the structure.

(iii) *sea dikes and revetments*: breaking wave impacts, wave run-up and overtopping, stability of revetments and failure modes caused by overtopping.

(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 dynamic response of pipes on movable sea bed.

(vi) *beach and dune stability*: profile development during storm surge, including measurement of suspended load; effect of beach replenishment schemes and low cost geo-textile structures for dune protection.

(vii) *submerged wave absorbers for coastal protection*: reflection and wave damping performance of single and multi-layer of submerged permeable wall effect on beach profile development during storm surge.

Due to the limitations imposed by the length of the paper, only few selected examples of the above mentioned studies can be briefly outlined below. Other examples will be presented at the workshop.

3.2 *Surf Zone Morphodynamics*

The prediction of the development of beach and dune profiles during storm surge is an important issue for the planning of protective counter-measures, particularly including the optimisation of artificial nourishment as an environmentally acceptable method and the design of sand container

Figure 5. Large Wave Flume in Hannover: (a) General view from the A2-Motorway (b) Cross-section

as a low cost protection. On the other hand, suspended load which constitutes the dominating transport mode in the surf zone is extremely difficult to predict, due to the high temporal and spatial variability of the hydro- and morphodynamic processes involved. In addition, serious scale effects in modelling sediment transport do not allow any quantitative conclusions to be drawn from the results of common small-scale models. Therefore, a large number of national and European research projects have been conducted in the Large Wave Flume of Hannover, which allows to conduct experiments at or nearly prototype scale on the two aforementioned issues. An integrated experimental set up used to study the distribution of suspended sediment concentration over the water depth and along the entire surf zone is shown in Figure 6 (Peters 2000).

Beside the efficient integration of fixed measuring devices (27 wave gauges, 12 transducers for pore pressure, 2 NSW-current meters) as well as vertically and horizontally movable devices mounted on an instrumental carrier (1 wave gauge, 3 ADV-current meters, 6 OBS-sensors and 1 ultra sonic backscatter profiler for sediment concentration and 1 bottom profiler), there are two further innovative features, which are worth to be mentioned in the experimental set up shown in Figure 6.

The first innovative feature is concerned with the measurement of concentration of suspended sediment in the surf zone , which has always been one of the most difficult tasks in coastal morphodynamics. Suction tube methods, although continuously refined and successfully used in the laboratory, have not proven very efficient for field application in the surf zone. In this case, optical backscatter sensors (OBS) have won more recognition. However, the optical signal from the reflected light, which depends on the sand grain surface poses serious calibration problems in the case of mixed grain size suspension (Battisto 1999). In addition, the signal is very sensitive to air bubbles and identifies the latter as sediment particles. A further drawback of this method is that many OBS-sensors are necessary to obtain a concentration profile over the water depth. To overcome these difficulties, Leichtweiss-Institute initiated the development of a new sensor by the neighbour Institute for Electrical Measurement and Basics for Electrotechnics called ASAP (acoustic sand and air bubble sensitive profiler). In contrast to other acoustic profilers, it uses six frequencies (0.67 to 6 MHZ) and a standard inversion algorithm in order to reduce the error of sand concentration measurements in the presence of air bubbles. This permits a simultaneous measurement of the concentration of suspended sand, the grain size and the air bubble concentrations. It is able to measure an instantaneous concentration profile throughout a depth up to 50 cm above the sea bed. For further technical details see Schat (1997). The ASAP-sensor was successfully tested in the field (surf zone) near the Island of Sylt (Schat 1997) as well as in the Large Wave Flume of Hannover (LWF). A temporal development (15 minutes) of the sediment concentration profile measured in LWF by Peters (2000) is shown together with simultaneous

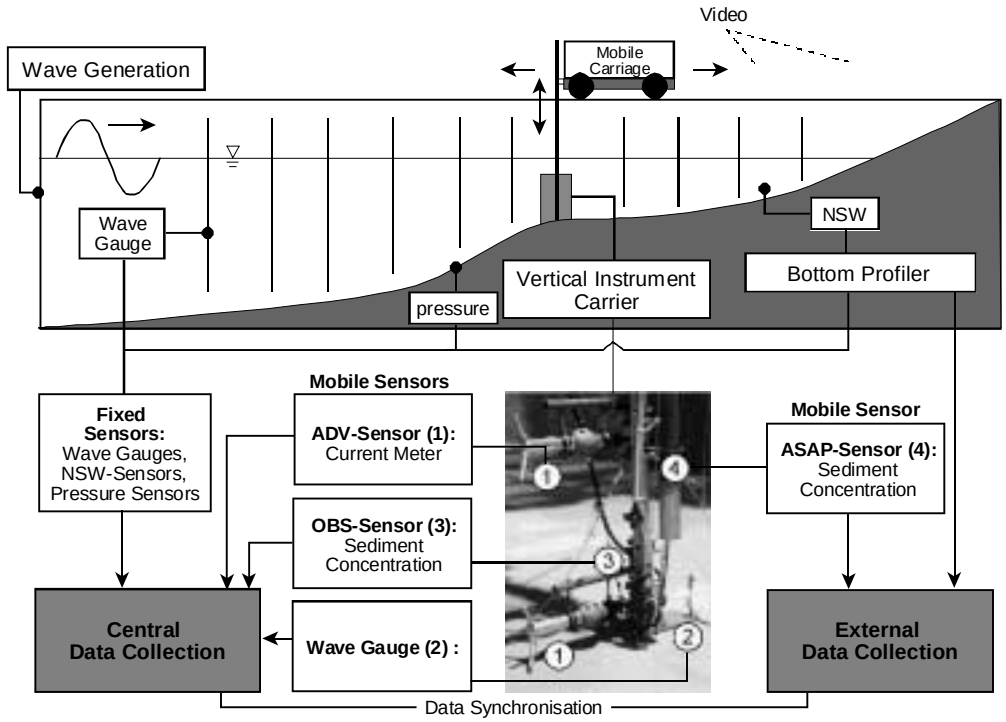


Figure 6. Measurement strategy for beach morphodynamic studies (Peters 2000)

horizontal velocity (10 cm above sea bed) in Figure 7.

From Figure 7 a time series of sediment concentration at any depth (up to 50 cm above the ASAP sensor) can be extracted in order to better illustrate the temporal and spatial variability of the sediment concentration (Fig. 8).

A further innovative feature in the experimental set up of Figure 6 is the bottom profiler mounted on a movable carriage (Fig. 9).

After a comparative analysis of acoustic, optical, radar and mechanical sensors to survey bottom profile under water and under dry conditions, a decision was taken in favour of the development of a mechanical system, due to considerations of accuracy, robustness reliability and accuracy (Berend et al. 1997). The mechanical sensor in Figure 9 can cope with bottom elevation from 0 to 6 m and can operate under dry conditions (before and after tests) as well as under water (during tests) with the same accuracy (± 10 mm). A PC installed on the movable carriage allows to visualize and to check on line the accuracy of the ongoing data acquisition. The profiler can be used for surveying bottom and beach profiles as well as scour development in front of coastal structures. Based on the measurement strategy shown in Figure 6 and the innovative techniques used in the LWF, not only a number of artificial nourishment and other protection schemes for beach and dunes have been optimised for practice (Dette et al. 1998), but also new formulae have been developed within the scope of basic research project. The most recent example for the latter are the formulae developed by Peters (2000) in his PhD-Thesis for the prediction of the time averaged concentration c_s(g/l) over the water depth, which are valid along the entire surf zone:

$$\bar{c}_s(z) = c_0 \exp(-az) \tag{1}$$

$$a = \frac{1}{h} \exp\left\{0.396 \left(\frac{h}{H_o}\right)^{2.74} \left(\frac{H}{H_o}\right)^{-2} \left(\frac{H_o}{w_s T}\right)^{0.211}\right\} \tag{2}$$

$$c_o = \rho_w \exp\left\{4.159 \left(\frac{h}{H_o}\right)^{-1} \left(\frac{H}{H_o}\right)^{1.897} \left(\frac{H_o}{w_s T}\right)^{-0.137}\right\} \tag{3}$$

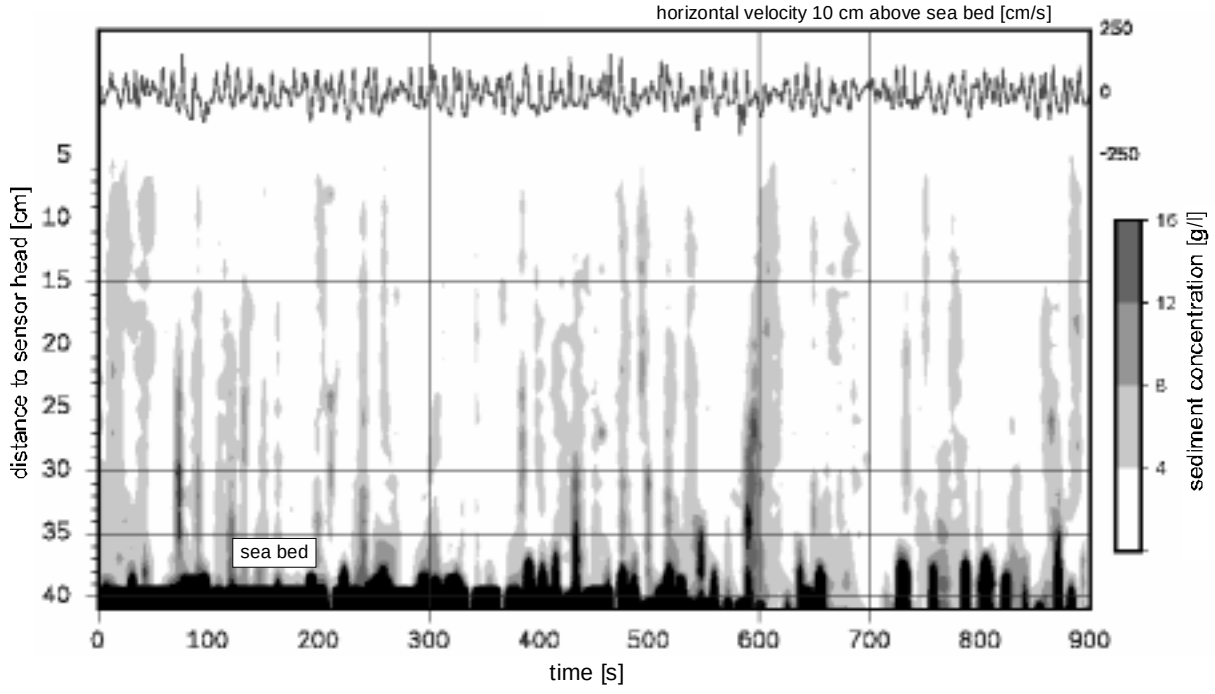


Figure 7. Temporal development of sediment concentration (Peters 2000)

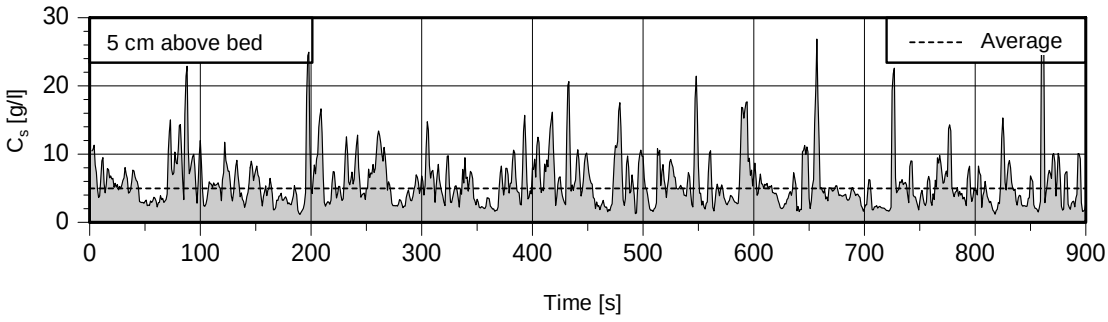


Figure 8. Time series of sediment concentration 5 cm above sea bed (Peters 2000)

Where a is a decay parameter (m^{-1}), c_o the reference concentration at the profile bed (g/l), h = h(x) the local water depth along the entire surf zone (m), H_o and H the significant deepwater wave height and local significant height at depth h(x), T the mean wave period (s), ρ_s the water density (kg/m^3) and w_s = the sink velocity of the sand grains (m/s).

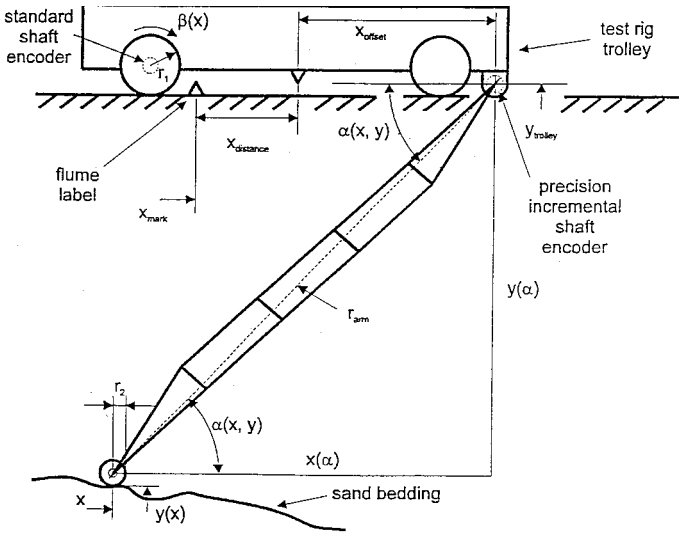


Figure 9. Mechanical bottom profiler (Dette et al. 1998b, Berend et al. 1997)

3.3 *Rubble mound breakwaters*

Generally, the hydraulic stability of the armour can be studied with sufficient engineering accuracy by using common small-scale models. However, beside the structural integrity of the armour units, it is also important for a reliable breakwater design to have a good knowledge of

(i) the internal flow field and its interaction with the external flow;
(ii) the wave field in front 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.

Due to the serious scale effects associated with the internal flow (see Section 2), common small-scale model testing is inappropriate, so that the use of large-wave facilities becomes indispensable. Therefore, a research strategy has been developed to systematically investigate in the Large Wave Fume of Hannover the hydraulic processes involved in the five domains defined in Figure 10, including the wave field at the structure toe (domain 1), the wave run-up and run down on the seaward slope (domain 2), the flow field and the wave damping inside the breakwater (domains 3 and 4) and the wave transmission behind the breakwater (domain 5).

The experimental set up used for this purpose is shown in Figure 11. The Reynolds number related to the grain size of core material (crushed stones $d_{50} \approx 4$ cm) was larger than 10^5. The underlayer is made of crush stones of $d_{50} = 12$ cm, whereas the armour layer is composed of 40 kg Accropodes. Water depths in the flume between 3.5 m and 4.9 m were used. Regular waves with height up to H = 1.8 m and periods 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 Figure 11, a total of 30 wave gauges were used, including three run-up gauges on the slope of the armour layer, the underlayer and the core as well as five wave gauges to measure the internal water level fluctuations. For the measurement of the wave pressure at the boundary of the different layers and of the pore pressure inside the core, a total of 34 pressure transducers were installed. More details on these measurement techniques are given by Oumeraci & Partenscky (1991).

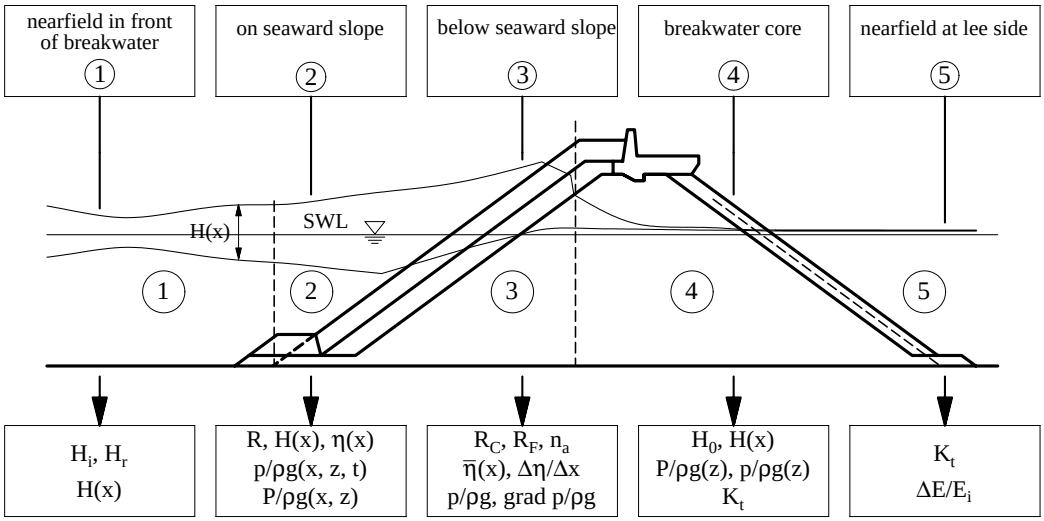


Figure 10. Research strategy for rubble mound breakwaters in the Large Wave Flume (Muttray 2000)

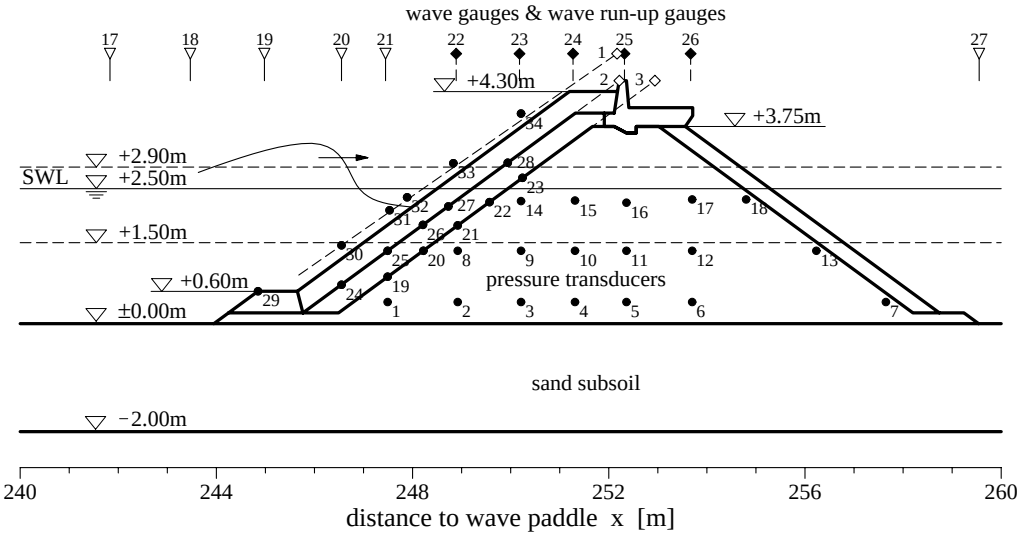


Figure 11. Experimental set-up for rubble breakwater model (Muttray 2000)

Based on the research strategy and the experimental set-up shown in Figures 10 and 11 respectively, new results and formulae have been derived for each of the five domain indicated in Figure 10 (Muttray 2000):

(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 incident (H_i) and reflected (H_r) waves.

(ii) *Domain 2*: run-up and run down (R), water level fluctuations η(x) and wave height development (H(x)) on the slope and inside the structure, pressure distribution along the slope as well as wave energy dissipation on and inside the structure.

(iii) *Domain 3*: maximum set up and set down at and inside the structure, run-up within each layer, in- 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.

Fore more details on the newly developed formulae to describe the aforementioned 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 the processes , which cannot be properly reproduced in common small-scale models and therefore necessarily need large-scale model testing. The first example is concerned with the evaluation of wave energy dissipation at and in the breakwater, which is shown in Figure 12.

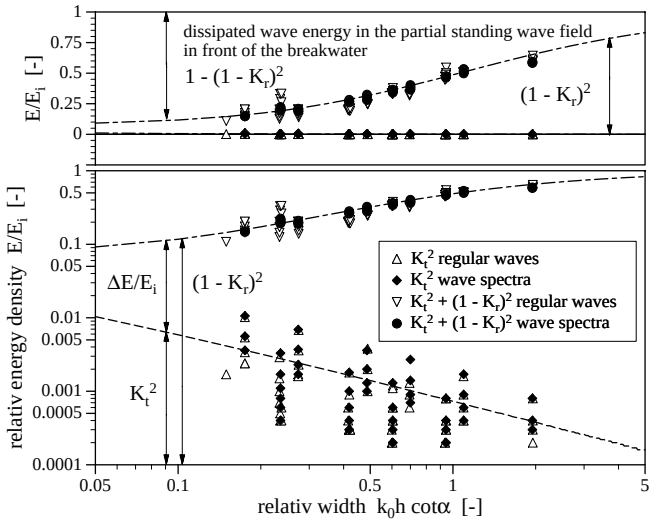


Figure 12. Wave energy dissipation at and in the breakwater (Muttray 2000)

The relative contribution of each layer to the overall dissipation can also be determined. It has been shown that the energy dissipation must be determined 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 lee side, which leads to the dissipated energy ΔE as related to the incident wave energy E_i:

$$\frac{\Delta E}{E_i} = (1 - K_r)^2 - K_t^2 \qquad (4)$$

instead of the commonly used formula $\Delta E/E_i = 1-(K_r^2+K_t^2)$, which assumes a linear superposition of the incident and reflected (progressive) waves and which is thus valid only for a reflection coefficient $K_r = 0$ and $K_r = 1$, but not for a partial standing wave field as it actually occurs in front of a rubble mound structure. In Equation (4), K_r and K_t are the reflection and transmission coefficient, respectively. As a result, the transmitted wave energy has been found less than 1%, the energy of the partial standing waves in front of the breakwater varies between 10 and 65%, while the dissipated energy is between 9 and 65%.

The second example is concerned with the wave-induced pore pressure distribution inside the breakwater. Based on the detailed measurements of the pore pressure and the internal water level fluctuations (Fig. 11), new formulae have been derived to describe the internal pressure field as a function of the incident wave parameters. An example is shown in Figure 13 for H =1.06 m and T = 5 s with a water depth at the toe h = 2.49 m.

It is seen that in the two first layers of the breakwater the pressure gradient are very high and internal wave breaking occurs. From the isolines of the pressure gradients the internal flow field can be calculated.

3.4 *Breaking wave forces on structures in deep water*

Proper wave breaking generation in deep water, generally caused by wave-wave-interaction, and correct reproduction impact loads which would result, are both very important issues for the prediction of extreme wave loads on offshore and other structures in deep water during storm. As mentioned in Section 2, breaking wave impacts can properly be investigated only at large-scale. Therefore, an empirical technique, based on the so called Gaussian wave packets developed at the Technical University of Berlin has been implemented in the Large Wave Flume of Hannover

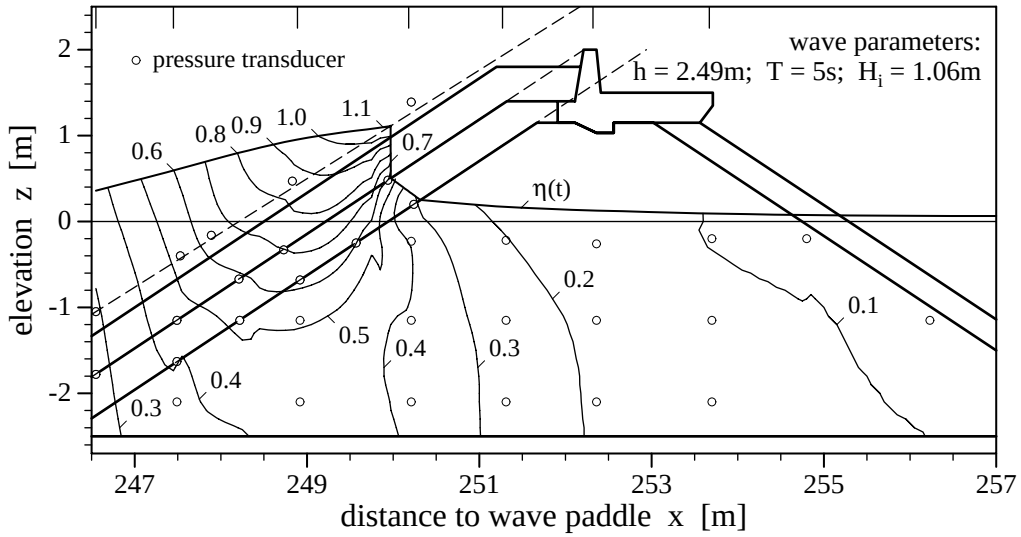
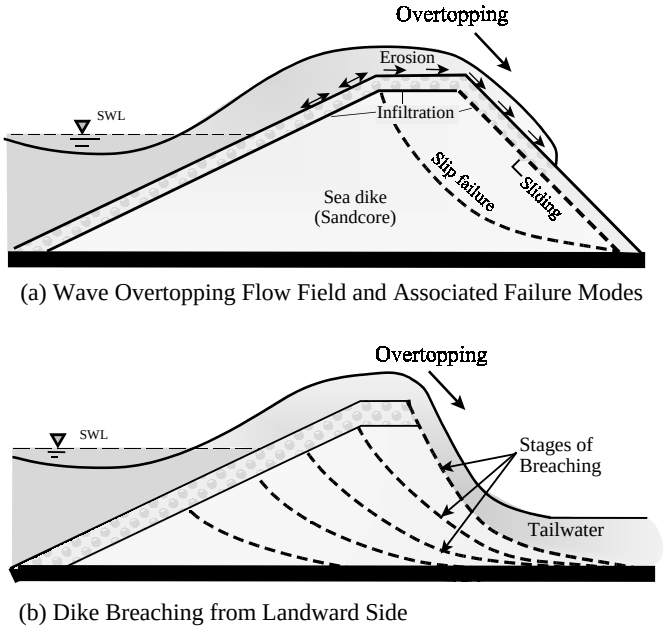


Figure 13. Wave-induced pore pressure field (Muttray 2000)

to generate transient wave trains. These trains can converge at any selected location along the flume, thus resulting in a single breaking wave up to about 3 m height at that location. For further detail on this technique, reference can be made to Bergmann 1985, Clauss & Kühnlein (1997), and Clauss & Steinhagen (1999). Such technique allows to have a much better control on the distance between the breaking point and the structure, and thus on the prevalent loading case as seen for instance from Figure 14 for the wave loading on a slender cylindrical pile (D = 0.70 m) tested in the LWF by Wienke et al. 2000. More details on the newly developed measuring and analysis techniques are given by Wienke (2001).

3.5 *Effects of Wave Overtopping Flow on Coastal Structures*

The effects of wave overtopping are diverse and strongly depend on the type of coastal structure under consideration and its usage, including the operations and installations on and behind it. For a sea dike, for example, the possible failure modes due to overtopping flow are shown in Figure 15a, which can induce a more dramatic effect, namely dike breaching initiated from the leeward side (Fig. 15b).



(a) Wave Overtopping Flow Field and Associated Failure Modes

(b) Dike Breaching from Landward Side

Figure 15. Effect of wave overtopping on sea dike stability (Adapted from Schüttrumpf & Oumeraci 1999)

In fact, most of the dike breaches, which occurred during devastating storm surges of 1953 in the Netherlands and 1962 in Germany, were initiated

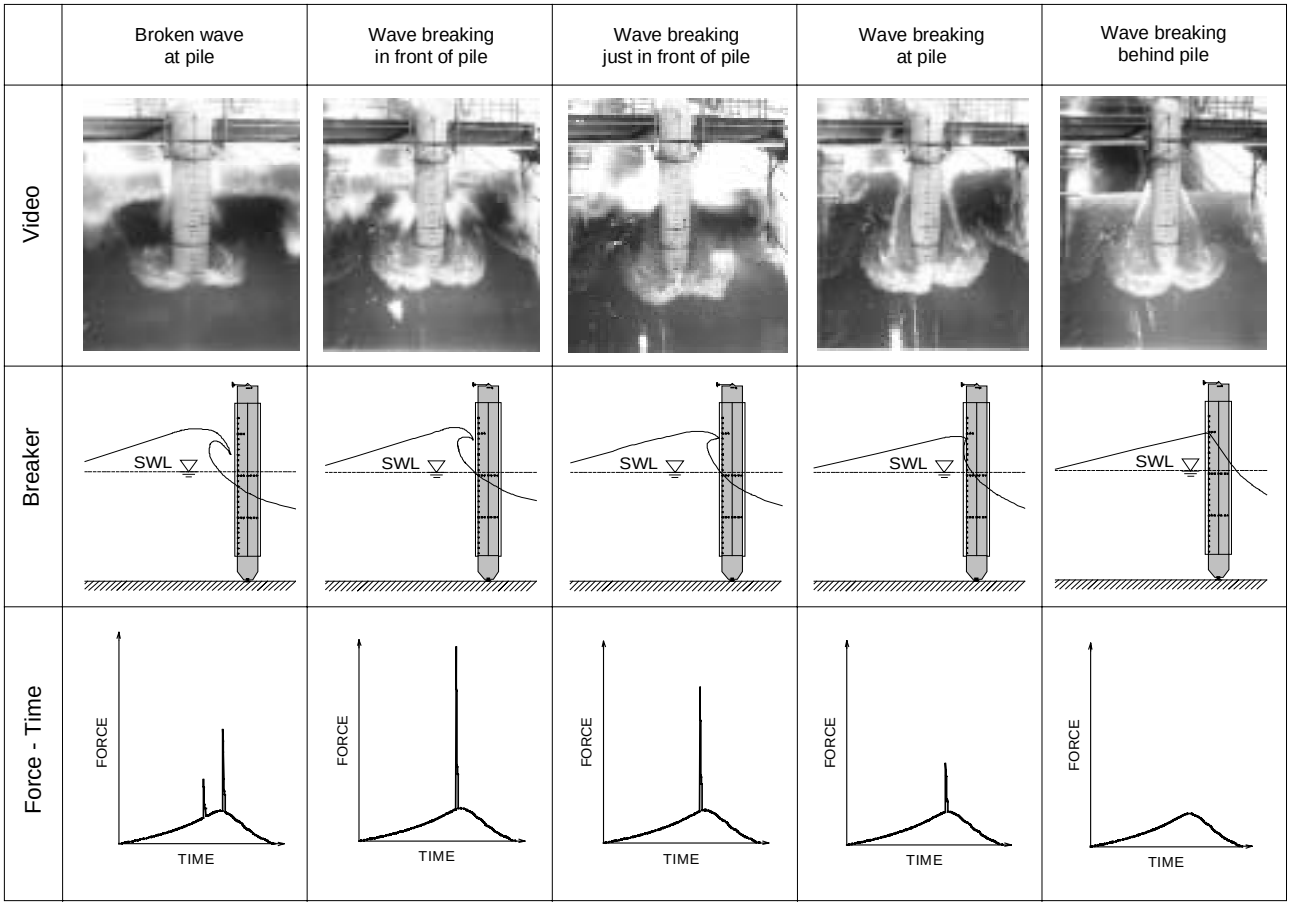


Figure 14. Wave loading cases on cylindrical pile in the Large Wave Flume (Wienke et al. 2000)

from the leeward side by wave overtopping. Breach initiation by overtopping flow and breach growth still represent one of the issues associated with the largest uncertainties when assessing flood wave propagation and its devastating effect in the protected area. Due to the infiltration and other geohydrodynamic and soil dynamic aspects involved, but also – even to a lesser extent- due to possible scale effects associated with the overtopping flow (Schüttrumpf 2001) large-scale model tests are under way to describe the flow field and the failure modes as illustrated by Figure 15a.

Further interesting large-scale model tests on wave overtopping were performed last year at a scale 1:2.75 for the rehabilitation of a historical seawall with a complex geometry which has been built in 1858 to protect the city on the island of Norderney, Germany. Due to the variation of the height and location of the tidal ebbdeltas 2 km offshore from the island, the seawall became more exposed to wave action, thus resulting in an increase of the wave load and overtopping. Therefore, one of the main objective of the tests was to investigate the wave overtopping performance of the seawall under the new exposure conditions to waves and to propose proper alternatives for the reduction of wave overtopping. The main results related to this aspect is summarized in Figure 16 showing the efficiency of six alternatives to reduce overtopping as compared to Alternative 0 (Existing situation!).

Further discussions of these alternatives and other results on the impact loading and uplift pressure of the revetment are given by Schüttrumpf et al. (2001).

4 CONCLUDING REMARKS AND PERSPECTIVES

The experience made over 20 years by using the Large Wave Flume of Hannover has shown that large-scale model testing plays an important role in both basic and applied research. Moreover, it is an indispensable tool to investigate a number of hydraulic and geohydraulic processes where serious scale effects are expected when using common small-scale model testing (sediment transport and coastal morphodynamics, wave-induced flow in porous structures, wave impact loading of structures, etc.)

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, including field measurements for validation and verification to what is called “Composite Modelling”. Since “Composite Modelling” is essentially based on the division of a complex traditional overall physical model into

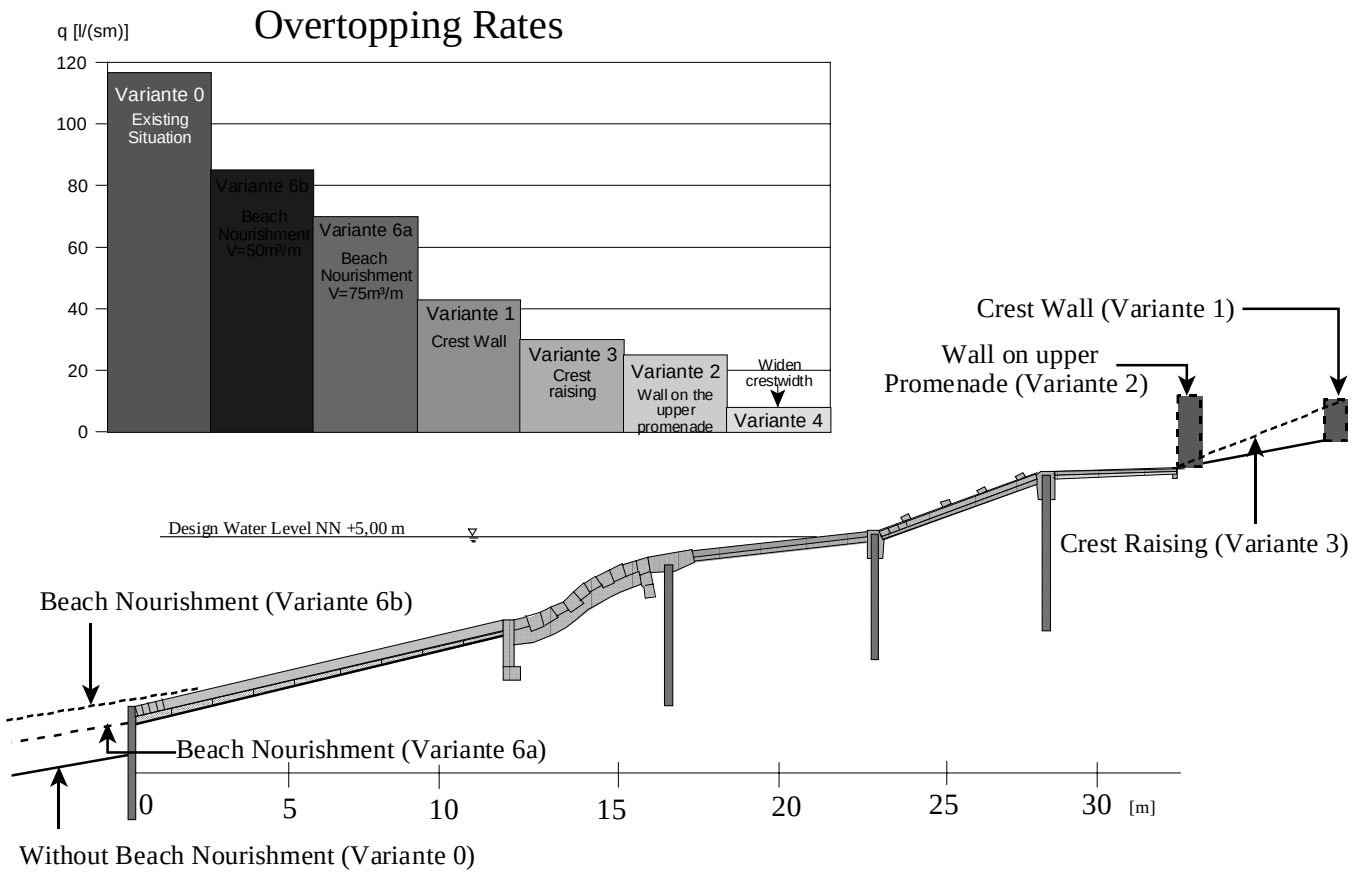


Figure 16. Alternatives to reduce wave overtopping at the seawall of Norderney (Schüttrumpf et al. 2001)

several simple and easily repeatable process models which can be built at a large scale to minimize scale effects, it is expected that large-scale testing will even play a much more important role in the future. A further step forward in order to minimize the laboratory effects associated with the 2D-character of the existing large wave flumes and to allow the investigation of coastal hydrodynamic and morphodynamic processes along a large coastal strip with negligible scale effects is to build a large coastal engineering wave basin (water depth over 2.0 m, wave height over 1.0 m, many hundred metres in length and more than 100 m in width). It should also allow the generation of waves with oblique currents, including a proper sediment cycling system as well as a proper wind generation system.

5 ACKNOWLEDGEMENTS

First, the author would like to express his thank and appreciation to Dr. Takahashi from PHRI for his invitation to prepare this paper. 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 and Technology (BMBF) and the European Community. This support and the co-workers, who contributed to these projects, are gratefully acknowledged.

6. REFERENCES

Battisto, G.M.; Friedrichs, S.T.; Miller, H.C. & Resio, D.T. 1999. Response of OBS to mixed grain size suspensions during Sandy duck '97. Proc. Coastal Sediments Conf. Hauppauge: 297-312.

Berend, O.; Schmidt-Koppenhagen, R. & Dursthoff, W. 1997. Measurement of sand beach profile in the Large Wave Flume. Proc. 7th Intern. Offshore and Polar Engineering Conference, Hawai, USA.

Bergmann, J. 1985. Gauss-sche Wellenpakete – Ein Verfahren zur Analyse des Seegangsverhaltens meerestechnischer Konstruktionen. PhD-thesis, Techn. Univ. Berlin (D83).

Clauss, F.C. & Kühnlein, W, 1997. Simulation of design storm wave conditions with tailored wave groups; Proc. 7th Offshore and Polar Eng. Conf. (ISOPE), Hawaii, USA: 228-237.

Clauss, F.C. & Steinhagen, U. 1999. Numerical simulation of non-linear transient waves and its validation by laboratory data; Proc. 9th Intern. Offshore and Polar Eng. Conf. (ISOPE), Brest, France: 368-375.

Dette,H.; Peters, K. & Newe, J. 1998a. Large Wave Flume experiments '96/97 on equilibrium profiles with different beach slopes. LWI-Report No. 825, Leichtweiss-Institute, TU Braunschweig, 36 p. + Annexes.

Dette,H.; Peters, K. & Newe, J. 1998b. Large Wave Flume experiments '96/97 on beach and dune stability LWI Report No. 830. Leichtweiss-Institute, TU Braunschweig, 31 p. + Annexes.

Hughes, S. 1993. Physical models and laboratory model techniques in coastal engineering. World Scientific Publ.

Kortenhaus, A. & Oumeraci, H. 1999. Scale effects in modelling wave impact loading of coastal structures. Proc. of Hydralab workshop on "Experimental research and its synergy effects with mathematical models"; Hannover, Germany: 285-294.

Le Mehauté, B. 1965. Wave absorbers in harbours. Report No. 2-122, US Army Waterways Exp. Station, Vicksburg, USA.

Muttay, M. 2000. Wellenbewegung an und in einem geschütteten Wellenbrecher – Laborexperimente im Großmaßstab und theoretische Untersuchungen. PhD-Thesis, Leichtweiss-Institute, TU Braunschweig: 281 p.

Oumeraci, H. & Partenscky, H.W. 1991. Wave-induced pore pressure in rubble mound breakwaters – Results and data from large-scale model tests. Res. Report TPB3/91/01, Franzius-Inst., Univ. Hannover, Germany, 60p.

Oumeraci, H. 1994. Scour in front of vertical breakwaters. Review of scaling problems. Proc. Intern. Workshop on wave barriers in deep water. Port and Harbour Res. Inst., Yokosuka, Japan: 267-307.

Oumeraci, H. 1999. Strengths and limitations of physical modelling in coastal engineering; Proc. of Hydralab workshop on "Experimental research and its synergy effects with mathematical models"; Hannover, Germany; Eds. Evers, K.V. et al.: 7-38.

Peters, K. 2000 Morphodynamik in der Brandungszone sandiger Küsten - Konzentration suspendierter Sedimente – PhD-Thesis Leichtweiss-Institute, TU Braunschweig, 165 p. + Annexes.

Schat, J. 1997. Multifrequency acoustic measurement of concentrations and grain size of suspended sand in water. J. Acoust. Soc. Am 01(1): 209-217.

Schüttrumpf, H. & Oumeraci, H. 1999. Wave overtopping at sea dikes. Proc. of Hydralab workshop on "Experimental research and its synergy effects with math. models"; Eds. Evers, K.V. et al.: Hannover, Germany: 327-334.

Schüttrumpf, H. 2001. Wellenüberlaufströmung bei Seedeichen. PhD-Thesis Leichtweiss-Institute, TU Braunschweig, 120 p.

Schüttrumpf, H.; Oumeraci, H.; Thorenz, F.; Niemeyer, H.D. & Grüne, J. 2001. Untersuchungen der Belastung der historischen Deckwerkskonstruktion auf Norderney. Paper in German, submitted to Hansa, Vol. 138.

Wienke, J.; Sparboom, U. & Oumeraci, H. 2000a. Breaking wave impact on a slender cylinder. Proc. 27th Intern. Conf. of Coast. Eng., ASCE, Sydney, Australia; (in press).

Wienke, J.; Sparboom, U.; Oumeraci, H.; Irschik, K. Grüne, J. & Schmidt-Koppenhagen, R. 2000b. Experiments of breaking waves acting on a slender vertical cylinder. Hansa (137) No. 2: 44-46.

Wienke, J. 2001: Druckschlagbelastung schlanker zylindrischer Pfahlbauwerke durch brechende Wellen -theoretische und großmaßstäbliche Modell-untersuchungen. PhD-Thesis, Forschungszentrum Küste, TU Braunschweig, 110 p.

Proceedings 2nd Hydralab-Workshop. Hannover

(1999)

Prototype Scale Tests on Wave Overtopping of Dykes

Richwien, W.; Weissmann, R.

PROTOTYPE SCALE TESTS ON WAVE OVERTOPPING OF DYKES

by

Werner Richwien[1], Roland Weißmann[2]

Wave overtopping is a loading case of sea dikes, which influences the dike stability. Case histories, intensive analytical investigations, small scale laboratory tests and soil mechanical analyses demonstrated that wave overtopping may initiate a damaging process of the dykes ending with their failure. Two consequences should be considered. The first effect of overtopping discharge is the erosion of the soil at the dike surface. The second consequence is the infiltration into the slope. Both of them are initiated simultaneously with the wave overtopping. And both may cause damages in the slope protection, but within different time scales.

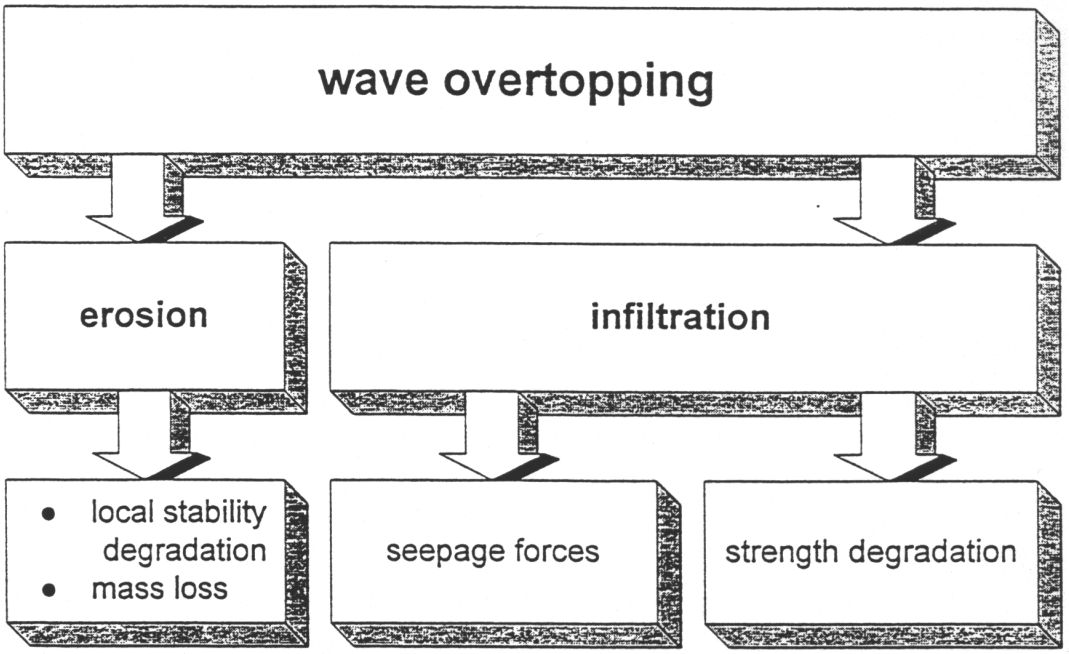


Fig. 1: Effects of wave overtopping

Our previous experiment results demonstrated that most of the soils used for this purpose together with the armouring vegetation are capable of withstanding the erosion forces due to overtopping. Nevertheless some local stability degradation and mass loss may occur, starting from local erosion points.

[1] Prof. Dr.-Ing., Universität Essen, Institut für Grundbau und Bodenmechanik, Fels- und Tunnelbau, Universitätsstraße 15, D 45141 Essen, Germany
[2] Dipl.-Ing., Universität Essen, Institut für Grundbau und Bodenmechanik, Fels- und Tunnelbau, Universitätsstraße 15, D 45141 Essen, Germany

The other consequence of wave overtopping, infiltration of water into the slope, can reduce the stability of the slope protection within a few minutes. Infiltration causes seepage in the slope. The result of this process are seepage forces and an increase in load of the slope. Simultaneously, there is a significant decrease in soil strength, it's a popular saying that the dyke becomes "weak".

Infiltration results in an increase in loading forces, while the resistance of the soil decreases. This might end in a sliding of the upper layer of the inner slope. As mentioned before, this process might occur within a few minutes of wave overtopping. This process is only the first step to the failure of the dyke. It is the starting point for intensive erosion when overtopping continues or a second event occurs before the damaged slope can be repaired. The most critical zone for the sliding is the lower third of the slope height, initiating cracks and sliding up to the crest. In dependence to the weakening of the material there are more or less great deformations of the slope surface before sliding occurs.
Knowing the type of soil and its strength degradation as well as the direction of the seepage forces (like in Fig.2), a time-dependent safety factor and the deformation caused by the infiltration can be calculated.

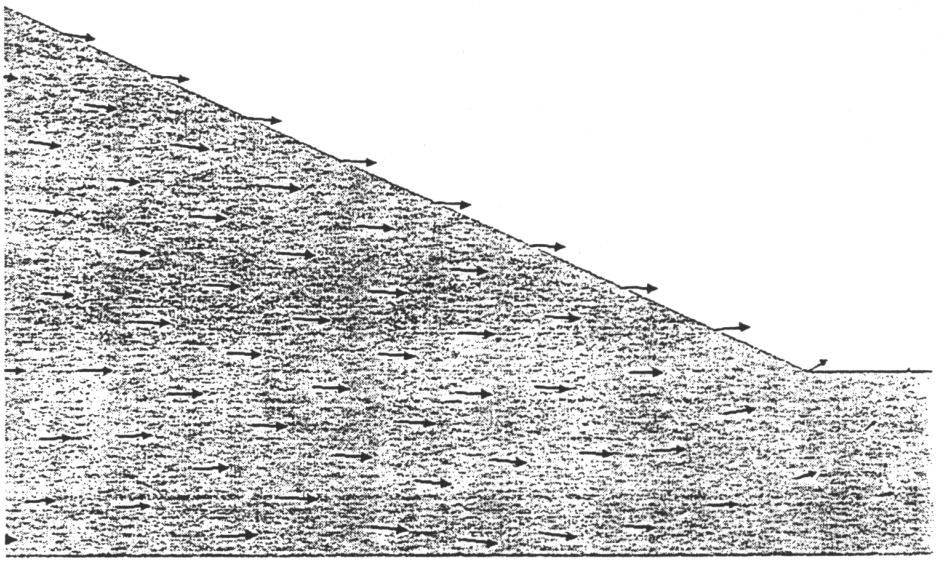


Fig. 2: Seepage forces

A possible failure mechanism of the protection layer out of Klei is the sliding parallel to the slope. In this case the safety factor can be calculated as in Eq. 1.

$$\eta = \frac{C+T}{G_{II}+S_{II}} = \frac{\frac{c'}{\cos\beta \cdot z_s \cdot \gamma'} + \tan\varphi' \cos\beta + i \cdot \frac{\gamma_w}{\gamma'} \cdot \sin(\alpha-\beta) \cdot \tan\varphi'}{\sin\beta + i \cdot \frac{\gamma_w}{\gamma'} \cdot \cos(\alpha-\beta)} \qquad \text{Eq. 1}$$

The acting forces are shown in Fig. 3.

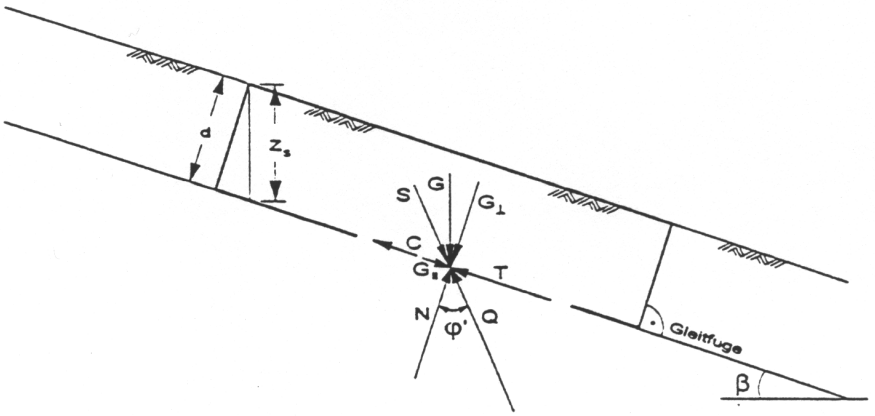


Fig. 3: Equilibrium in the slope

As a result of the calculation of the safety factor η you can get such a chart like Fig. 4. For a given seepage direction read off the factor of safety of the slope directly. In Fig. 4. the safety factor η of a slope under seepage force is given for each direction of the force in dependence on the cohesion c´. In the middle of the chart there is a circle with the safety factor η = 1. The dike fails if the safety factor is lower then one. The safety factor for each direction of the seepage force could be read off from the chart, if you measure the distance in seepage direction between the zero point of the chart to the drawn safety lines due to the cohesion. In this case, for a cohesion of c´= 4 kN/m², a slope angle β = 18.435°, φ = 20 ° and a hydraulic gradient i = 0.4 the slope is safe.

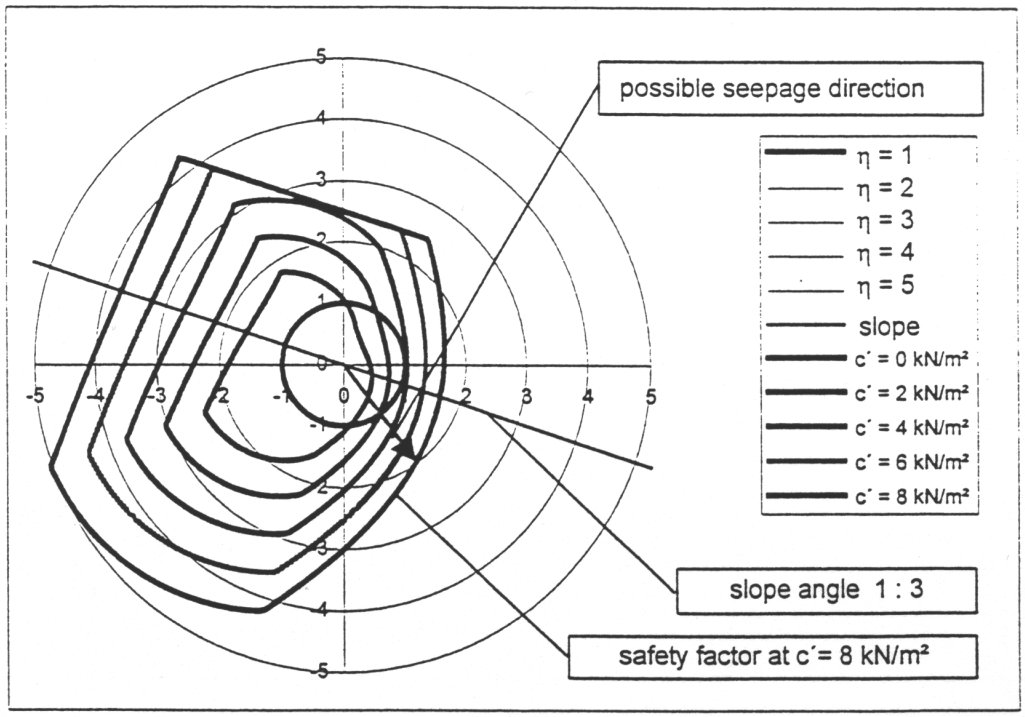


Fig. 4: Safety factor of a slope under seepage force

Also in the drawn example in Fig. 4 the safety factor is greater then one. In this given seepage direction a cohesion c´= 2 kN/m² is enough to satisfy the equilibrium equation. For this failure mechanism the safety factor can be calculated as shown in Eq. 1.

For investigations in other failure mechanism more detailed information on the discharge quantities and the related development of seepage forces are required. And of course we need a verification of our analytical findings. These are the reasons why we suggested four years ago to run prototype scale tests, in which we can investigate the process of infiltration, the development of seepage forces and the initiation of the slope sliding.

At present, we hopefully expect that the planed prototype scale tests will be performed starting in the middle of this year in the wave channel in Hanover. This will be a project together with the colleagues from the Leichtweiss-Institut of Braunschweig University. The tests will be conducted in two phases, in phase I the Leichtweiss-Institut will check their parameters of the wave run up and the overtopping discharge at an impermeable asphalt dike. In phase II the impermeable crest and land side of the model dike in the wave channel will be replaced into a permeable protection layer out of clay. In this phase both institutes, the Leichtweiss- Institute and the Institute of foundation and soil mechanics Essen, are collecting their data. The first research phase in the wave channel will take 4 month, the second phase 5 month. In Fig. 5 the geometry of the dike model is shown.

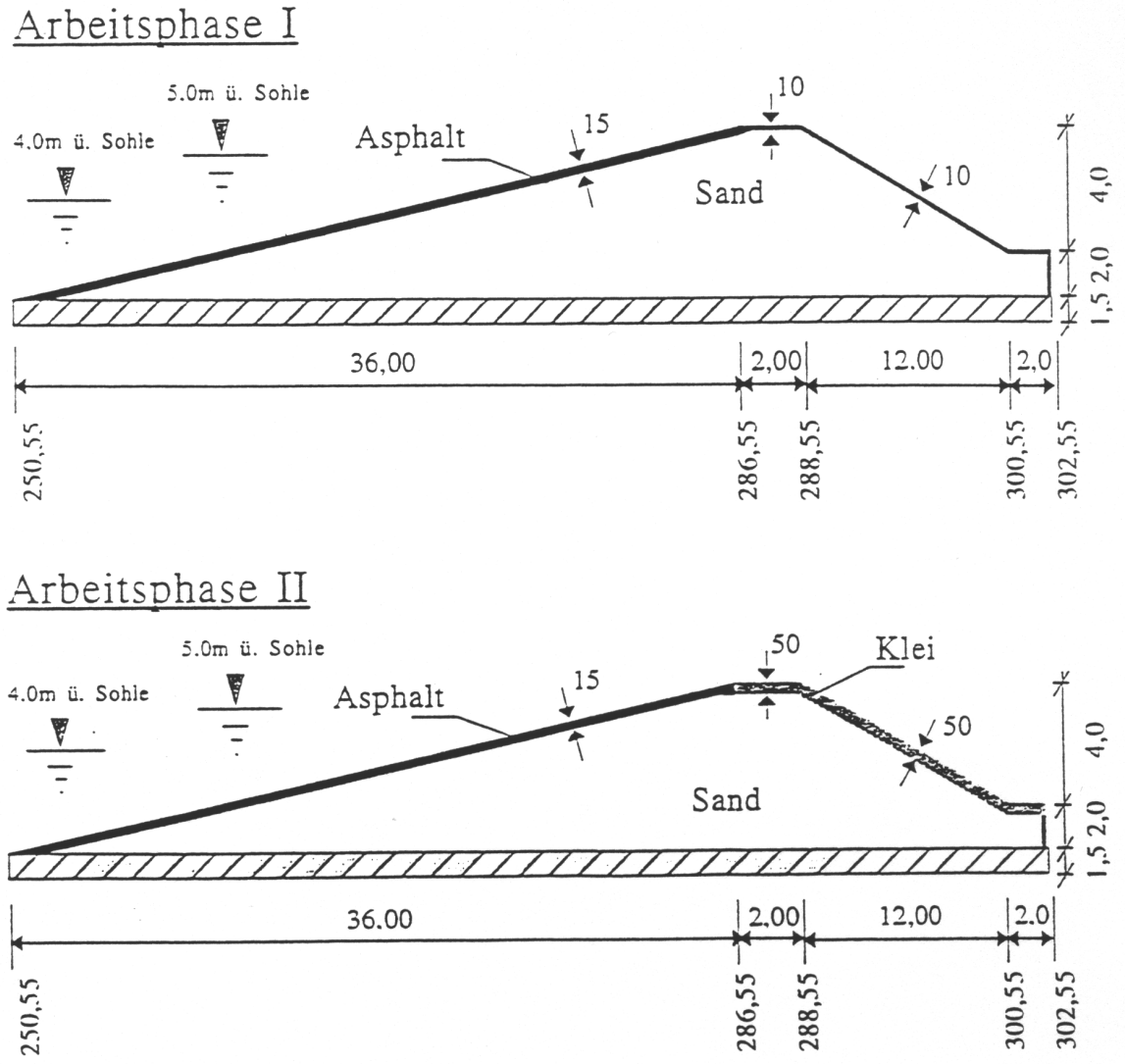


Fig. 5: Geometry of the dike model in phase I and phase II

The test set up has been discussed several times with other experts, who concern the research project. We have decided to place a slope protection in the wave channel, using three different types of soil, and to investigate carefully the development of infiltration and seepage forces during overtopping by means of tensiometers and moisture content recordings. The planed arrangement of the measuring instruments is shown in Fig. 6.

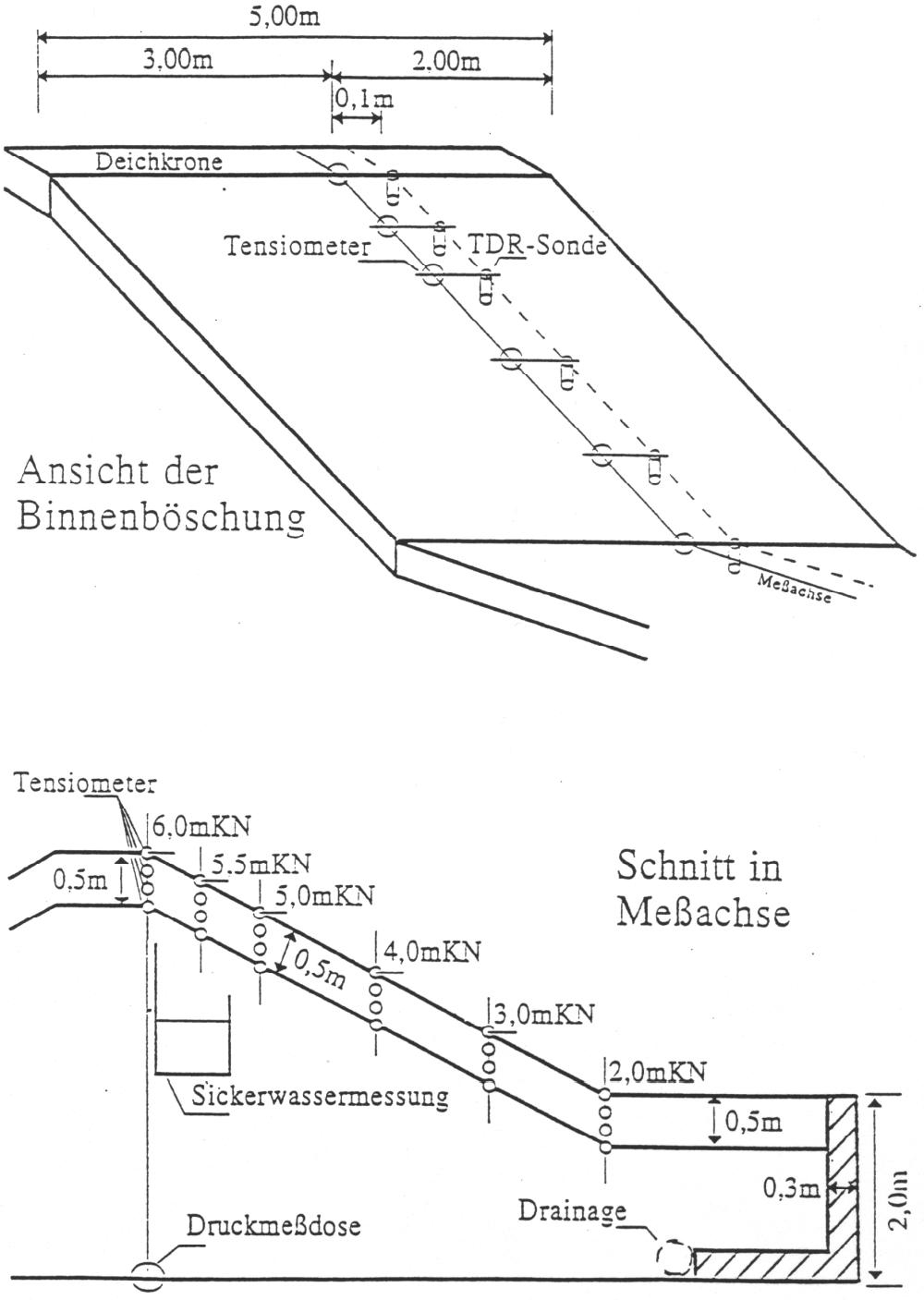


Fig. 6: Measuring instruments in the slope

More attention will be paid to the deformation of the slope prior to the failure. We expect creep as a preliminary stage of failure and we want to determine the starting point of the slope failure. We are also interested in the soil properties and the seepage forces at this state.

The point we had to discuss mostly during the planing phase was the choice of the type of soil. It is clear, each soil used in the tests has its own characteristics. These specific soil properties with respect to overtopping have to be understood as parameters within a deterministic design model against wave overtopping.

Thus the purpose of the prototype scale tests is to confirm the existing design models or to provide a solid experimental base to improve them. Expectedly we are able to present first results at the HYDRALAB – Workshop in 2000.

Proceedings 2nd Hydralab-Workshop. Hannover

(1999)

Wave Overtopping at Seadikes

Schüttrumpf, H.; Oumeraci, H.

WAVE OVERTOPPING AT SEADIKES

by

H. Schüttrumpf[1.] and H. Oumeraci[1.]

1. Introduction

In the past much research work has been performed on wave run-up and wave overtopping. The main objective was to determine the design-wave run-up (e.g. $R_{u2\%}$ = run-up level exceeded by 2% of the incident waves) and the design-wave overtopping rate (e.g. q = average overtopping rate or V = overtopping volume per wave). Hydraulic model tests at smaller scale (2D and 3D) and larger scale (2D) as well as field measurements were performed taking into account many influencing parameters like roughness, berm, foreshore, angle of wave attack, double peak spectra. Nevertheless, several questions still remain unsolved.

A number of dike failures in the past (e.g. 1953 in the Netherlands, 1962 and 1976 in Germany) occurred on the rear side of seadikes caused by wave overtopping. Sliding of the inner slope is initiated by erosion and affected by infiltration. To describe the influence of wave overtopping on the soil mechanic processes and the associated failure mechanisms, large scale model tests are required. The paper provides an overview of the failure modes for seadikes and discusses the related research needs and the present research carried out within a project supported by the German Research Council (DFG-OU 1/2-1) and a project founded within the MASTIII-framework by the European Union (OPTICREST[2.] MAS3-CT97-0116). Research needs are derived from the failure modes and the analysis of dike failures induced by wave overtopping. It is shown that an average overtopping rate does not represent a suitable criterion for the design of the inner slope of seadikes and the effect of the overtopping water on the geotechnical failure mechanisms requires more emphasis.

2. Dike failures on the rear side of seadikes

From a failure analysis (OUMERACI & SCHÜTTRUMPF, 1997) it is obvious that several dike failures occurred on the landward side of seadikes. A first detailed description of the failure

---

1.) Technical University of Braunschweig, Leichtweiß-Institute for Hydraulics, Beethovenstr. 51a, 38106 Braunschweig, Tel.: (+49) 531 391-3930, Fax: (+49) 531 391-8217, E-mail: H.Schuettrumpf@tu-bs.de and H.Oumeraci@tu-bs.de

2.) Optimisation of crest level design

mechanisms is given by WOEBCKEN (1924) for the storm surge of 1825. WOEBCKEN reported that the seaward slope was partly destroyed, but very heavy destructions occurred on the rear (landward) slope of seadikes due to overtopping waves. Before 1825 severe storms destroyed large parts of the german coast with enormous land losses (e.g. storm surges of 1362 and 1634), but the observed breaching mechanisms were not documented. However, it seems that the crest level was to low, so that the dikes were rather overflowed than overtopped by waves. For the storm surge of 1916, WOEBCKEN reported that infiltration due to overtopping waves was responsible for the dike failures in the Zuider Sea / The Netherlands (HORN, 1916). In 1953 a very heavy storm destroyed many dikes in The Netherlands. The inner slope of seadikes was destroyed over a length of 139 km and dike breaches occurred over a length of 47.6 km due to overflowing water (RIJKSWATERSTAAT, 1961). In 1962, a further very heavy storm surge occurred at the German Coast. About 34% of the dikes in Lower Saxony and 48% in Schleswig-Holstein (MELF, 1962) were damaged. The most frequently observed failure mode was sliding of the landward slope (Fig. 1). The latest heavy storm with several dike failures in Germany was in 1976. Here again most of the failures are due to sliding of the inner slope. Later on seadikes failed in 1981 in South Denmark (e.g. island of Mandø) and in 1990 near Dagebüll / Germany.

Fig. 1: Sliding of inner slope

In many cases dike failures and breaches occurred due to a combination of wave overtopping and other influencing parameters like unproper dike geometry (steep slope, low freeboard, etc.), a poor soil (soil properties, local instabilities), a bad maintenance (beaten paths, poor grass,

etc.), installations within the dikebody (cables, stairs, etc.), negative biological factors (voles, moles, trees, etc.) and meteorological aspects (rain, frost, etc.). Nevertheless, wave overtopping represents the most important incipient factor. The failure mechanisms were well described by KOLB (1962). It starts by erosion of the grass layer and infiltration of the overtopping plume. Afterwards the grass layer is weakened by lawn peeling due to further infiltration and erosion from the inner slope. The coverlayer is set off in the next step at the top of the inner slope before the cover layer slides downwards the slope. Now the overtopping water can rapidly destroy the so weakened dike and the crest fails. Finally, the dike is totally destroyed (Fig. 2).

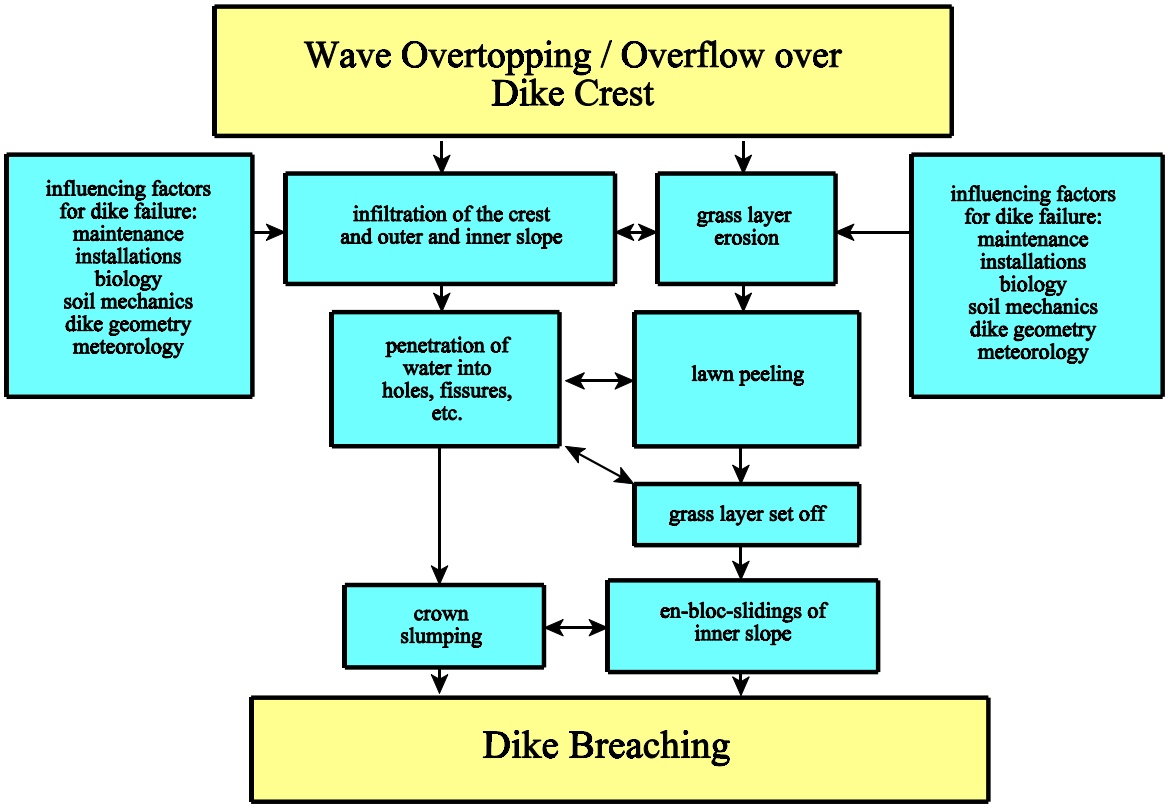


Fig. 2: Morphology of Dike Breaching and influencing factors

3. Research needs concerning wave overtopping

As described above many dikes failed on the landward side by erosion and infiltration of overtopping water. In present design approaches the crest height is determined by the sum of the design water level and the wave run-up height majored by a safety factor. The design water level and the wave run-up height are statistical variables associated with uncertainties (climatic changes, description of design wave, etc.).On the other hand, the highest storm surges expected within the life time of the dike cannot be predicted. Therefore, wave overtopping can not be avoided. Allowing wave overtopping requires that the influence of the unsteady overtopping process on the soil mechanics failure can be predicted. It is obvious that these failure mechanisms can not be described by average overtopping rates or individual overtopping volumes, only a detailed knowledge of the overtopping flow field (local and spatial variation of velocities, layer thickness and pressures across the dike crest and the inner slope) together with the knowledge of the effect on the properties of the dike materials will permit a reasonable description of the associated loading and response of the dike. To solve these problems two research projects were initiated which will be described in section 3.1 and 3.2.

Furthermore, discrepancies between wave run-up in situ and wave run-up in model tests were observed (e.g. GRÜNE, 1996; DE ROUCK et al., 1996 and 1998) which can not yet be explained conclusively. The reasons for the observed differences (about 50% higher wave run-up in prototype than in model tests) may be due to the measuring devices, the incorrect laboratory reproduction of wave spectra (theoretical instead of actual measured spectra), the definition of wave run-up, model effects (wave generation, parasitic waves, wave absorption), etc.. Therefore, it is necessary to link model tests and prototype measurements very carefully and to use also measured actual wave spectra in addition to theoretical wave spectra. NIEMEYER et al. (1995) have shown that actually observed wave spectra in wadden seas and foreland areas are quite different from theoretical wave spectra. Multiple and double peak wave spectra occur very often. The selection of different measuring devices (digital wave run-up probe, capacitance or resistance run-up gauge and distance of the wire to the slope) on wave run-up may also result in large differences (about 10%). On the other hand, wave generation, wave absorption and suppression of parasitic waves may be responsible for higher wave run-up and wave overtopping e.g. for oblique wave attack. For small angles of longcrested wave attack (about 10°) higher wave run-up was reported than for normal wave attack (e.g. OWEN, 1980; TAUTENHAIN et al., 1982; VAN DER MEER & DE WAAL, 1990). But this effect was not observed for shortcrested waves. Therefore it is not clear whether this effect is due to the shortcrestedness of the waves or the model effects.

3.1 The OPTICREST-project

Objective of the MAST III-Opticrest project is (i) to provide designers with improved design rules for the crest level design of sloping coastal structures, mainly based on full scale data supported by hydraulic model test results, (ii) to verify and calibrate scale models for wave run-up with full scale data and (iii) finally to calibrate numerical models with full scale and model test data (Fig. 3).

To fulfill these objectives model tests, field measurements and numerical investigations are performed by nine different partners in seven countries coordinated by Gent University (Prof. de Rouck). The seadike of Petten (The Netherlands) and the breakwater of Zeebrugge (Belgium) are chosen as field sites. In Petten waves are measured at 6 different positions on the foreshore and wave run-up is also measured. No wave overtopping is expected due to the very high crest level (+12.75m NAP). In Zeebrugge waves are measured at 4 different positions. Wave run-up and wave overtopping are measured additionally.

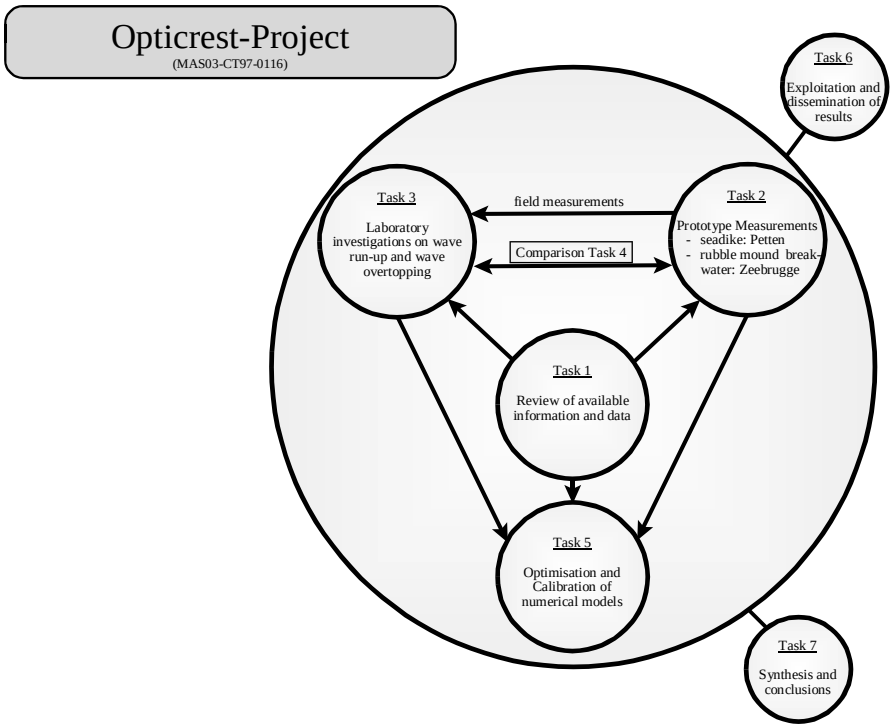


Fig. 3: Structure of MAST-III-OPTICREST-Project (MAS3-CT97-0116)

Model tests are performed in 2D and 3D for both sites in different laboratories to investigate scale and laboratory effects in comparison to the field data. In addition existing numerical models (VOF)(1D and 2D) are extended and calibrated by model and field data.

Additional investigations will be carried out for wind influence on wave run-up and wave overtopping and the crest stability of seadikes and breakwaters.

The structure of the OPTICREST-project is shown in Fig. 3. A more detailed description of the OPTICREST project was published by DE ROUCK et al. (1998). The project started in march 1998 for a duration of three years.

3.2 Wave overtopping and dike response

Much research work has been performed on the stability of sea dikes against storm surges and wave attack. Most of the projects where focused either on hydrodynamic aspects (wave impacts, wave overtopping rate, wave run-up height) or on soil mechanic processes (sliding, erosion, soil properties). The interaction between the hydrodynamic and the soil mechanic processes was very often overlooked, although the overtopping flow field and the associated response of the soil are generally responsible for dike failures as shown in Fig. 4. Large scale model tests are required to fill this gap. Therefore, a new research project is initiated in collaboration with the german dike authorities within the framework of KFKI[3.)] to investigate the effect of wave overtopping on soil mechanic processes and related failure mechanisms. This project is performed by the institutes for soil mechanics (University of Essen) and Leichtweiß-Institute for Hydraulics (University of Braunschweig).

The project is divided in five phases:

- classification of field spectra measured in wadden seas, foreland areas and estuaries and comparison to theoretical wave spectra
- small scale model tests on wave overtopping (also determination of overtopping flow field) with measured and classified wave spectra
- classification of soils and selection for large scale model tests
- Model tests in large wave flume on wave overtopping (overtopping flow field) with impermeable dike (outer slope 1:6; inner slope 1:3)
- Model tests in large wave flume with permeable clay dike to investigate the interaction between the overtopping flow field and the associated soil mechanic processes. This phase is described in more detail by RICHWIEN and WEISSMANN (1999) in these proceedings.

3.) KFKI: Kuratorium für Forschung im Küsteningenieurwesen

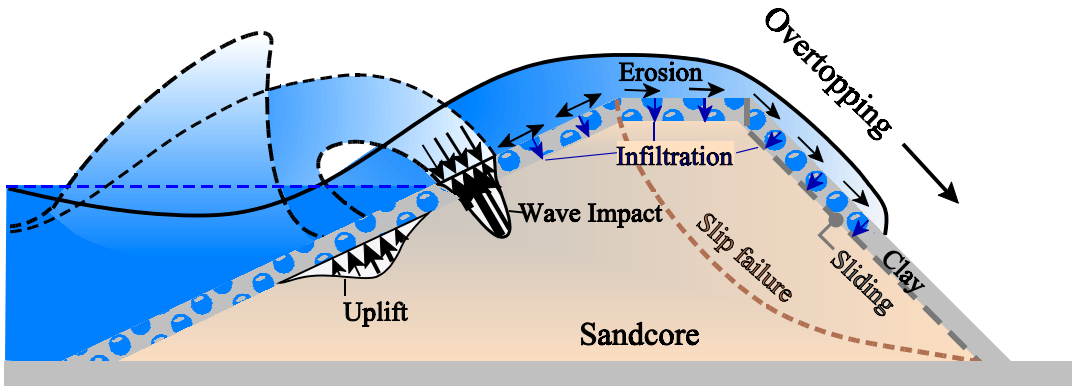


Fig. 4: Loading and Response of Seadikes

Summary

Several dike failures in the past were initiated at the inner (landward) side of seadikes. These failures were classified and the morphological processes are described. The existing wave run-up and wave overtopping formulas are not suitable to describe the loading which is needed to predict these failure mechanisms. Therefore, further research is required to investigate the interaction between the overtopping flow field and the associated soil mechanic processes leading to failures. For this purpose, a national project is initiated in Germany.

In addition, discrepancies between model tests (2D and 3D), field measurements and numerical models were identified due to model effects, different measuring methods, etc.. Therefore, a european research project (OPTICREST) was initiated and the objectives are presented in this paper.

Acknowledgments

This study was performed within the basic research project "Hydrodynamic loading of the inner slope of sea dikes by wave overtopping" (OU 1/2-1) supported by the German Research Council (DFG) and the MAST-III-OPTICREST-Project (MAS3-CT97-0116) supported by the European Union (EU). This support is gratefully acknowledged.

References

DE ROUCK, J. and TROCH, P. (1996) Full scale dynamic load monitoring of rubble mound breakwaters (MAS2-CT92-0023) Detailed Scientific Report. Vol. 1 and 3.

DE ROUCK, J.; VERDONCK, R.; TROCH, P.; VAN DAMME, L.; SCHLÜTTER, F. and DE RONDE, J. (1998) Wave Run-up and Wave Overtopping : Prototype versus scale models. Proc. 26th Int. Conf. on Coastal Eng.. Copenhagen.

GRÜNE, J. (1996) Field Study on Wave Run-up on Seadykes. Proc. 25th Int. Conf. on Coastal Eng.. Orlando, Florida

HORN, A.v. (1916) Die Sturmflut vom 13. u. 14. Januar 1916 in den Niederlanden. (Storm surge from 13th and 14th january 1916 in the Netherlands) Zentralblatt der Bauverwaltung. Nr. 17. pp. 130-131 (in german)

KOLB, A. (1962) Sturmflut 17. Februar 1962. (storm surge from 17. february 1962) Morphologie der Deichbeschädigungen zwischen Moorburg und Cranz. Gemeinschaftsarbeit des Inst. für Geographie und Wirtschaftswissenschaften der Universität Hamburg. Selbstverlag. Hamburger Geographische Studien. H. 16 (in german)

MELF (Ministry for nourishment, agriculture and forest) (1962) Die Sturmflut vom 16./17.2.1962 an der schleswig-holsteinischen Westküste. Die Küste. H.1. pp. 55-80 (in german)

NIEMEYER, H.D.; BRANDT, G.; GÄRTNER, J.; GLASER, D.; GRÜNE, J.; JENSEN, F. and KAISER, R. (1995) Naturuntersuchungen von Wattseegang an der deutschen Nordseeküste. (Field measurements of wadden sea states at the german north sea coast) Berichte der Forschungsstelle Küste. No. 40. pp. 145-186

OUMERACI, H. and SCHÜTTRUMPF, H. (1997) Analysis of dike failures. Internal LWI-report (unpublished) (in german)

OWEN, M.W. (1980) Design of Seawalls allowing for wave overtopping. Report No. EX 924. HR Wallingford

RICHWIEN, W. and WEIßMANN, R. (1999) Prototype Scale Test on Wave Overtopping of Dykes. Hydralab-Workshop. Hannover

RIJKSWATERSTAAT (1961) Verslag over de Stormvloed van 1953. Samengesteld door de Rijkswaterstaat en het Koninklijk Nederlands Meteorologisch Instituut. Staatsdrukkerij en Uitgeverijbedrijf 'S-Gravenhage. (in dutch)

TAUTENHAIN, E.; KOHLHASE, S. and PARTENSCKY, H.W. (1982) Wave run-up at Sea Dikes under oblique wave approach. Proc. Coastal Eng. Conf.. Kapstadt. pp. 804-810

VAN DER MEER, J.W. and DE WAAL, J.P. (1990) Invloed van scheve inval en richtingspreiding op golfoploop en overlag. Delft Hydraulics. H. 638

VAN DER MEER, J.W., TÖNJES, P. and DE WAAL, J.P. (1998) A code for dike height design and examination. Proceedings Int. Conf. on Coastlines, Structures and Breakwaters. (Ed. N.W.H. ALLSOP) Thomas Telford, London

WOEBCKEN, C. (1924) Deiche und Sturmfluten an der Deutschen Nordseeküste. (Dikes and storm surges at german north sea coast) Friesen-Verlag Bremen Wilhelmshaven (in german)

Proceedings of 27th International Conference On Coastal Engineering

(2000)

Prototype Run-up Velocities at Zeebrugge Breakwater

Schüttrumpf, H.; Troch, P.; Van De Walle, B.; De Rouck, J.; Oumeraci, H.

Proceedings 27th ICCE, Sydney, 2000

Prototype Run-up Velocities at Zeebrugge Breakwater

H. Schüttrumpf[1.]; P. Troch[2.]; B. Van de Walle[2.]; J. de Rouck[2.]; H. Oumeraci[1.]

Abstract

Wave run-up measurements at the rubble mound breakwater of Zeebrugge were analysed to obtain wave run-up and wave run-down velocities at prototype scale. A simple energy equation was applied to predict wave run-up and wave run-down velocities and calibrated by using field data. In addition, existing methods to calculate wave-run-up velocities were reviewed and discussed.

1. Introduction

A description of the physical processes is required for a better understanding of wave run-up and the related loads on coastal structures such as seadikes or breakwaters. Wave run-up- and wave run-down-velocities represent one of the loads acting on the surface of these structures. Some investigations for wave run-up- and wave run-down-velocities are available based on scale model tests for smooth slopes but no field measurements are known on this topic for rubble mound breakwaters. Due to the fact that field measurements and scale model tests on wave run-up show discrepancies up to 50 % (*De Rouck et al.*, 1998), more field data are required for the design of coastal structures. Therefore, wave run-up data from Zeebrugge breakwater were analysed to obtain wave run-up- and wave run-down-velocities.

1.) Technical University of Braunschweig; Leichtweiß-Institute for Hydraulics; Beethovenstr. 51a; 38106 Braunschweig; Germany; E-Mail: H.Schuettrumpf@tu-bs.de and H.Oumeraci@tu-bs.de

2.) Ghent University; Department of Civil Engineering; Technologiepark 9; 9052 Ghent; Belgium; E-Mail: peterb.troch@rug.ac.be ; bjorn.vandewalle@rug.ac.be and julien.derouck@rug.ac.be

This study was performed within the european research project OPTICREST (MAS03-CT97-0116). Objective of the project is to optimise the knowledge on wave run-up and wave overtopping based on scale model tests, field measurements and numerical computations including the determination of related scale and model effects.

2. Zeebrugge Breakwater

(a) General Informations

The harbour of Zeebrugge is located in the north eastern part of Belgium. The harbour is protected by two main breakwaters. The breakwaters consist of grooved cubes (25tons) for the armour layer, rock stones (1 to 3 tons) for the underlayer and a quarry stone core (2 to 300kg). The crest of the breakwater is protected by a small crown wall which does not exceed the height of the armour layer and serves also as an access road for the breakwater. The backfill is protected by a geotextile.

The crest height of the breakwater is about 12.4m above M.S.L and the slope is 1:1.5. The design water level is at 6.75m above M.S.L resulting in a freeboard R_C for design conditions of 5.65m (Fig. 1 and 2).

Figure 1. General Overview of the Measurement Jetty at Zeebrugge Breakwater

(b) Water Levels and Wave Conditions

The water depth at the toe of the structure is about 7m for M.S.L.. The tidal range at Zeebrugge is about 4.3 m at spring tide.

In the last five years nine severe storms occured at Zeebrugge breakwater with water levels up to 5.46m above M.S.L., wave heights up to H_{m0}=3.13m and wave periods up to T_m=6.02s at the toe of the structure. A summary of the storm conditions is given in Table 1.

Table 1. Water Levels and Waves measured during Storms at Zeebrugge Breakwater

Storm	Date	MWL [m]	H_{m0} [m]	T_m [s]
1	28.08.1995	5.46	2.87	5.68
2	28.08.1995	5.14	2.68	5.75
3	07.02.1999	5.07	3.13	5.89
4	17.02.1999	5.38	2.54	5.56
5	22.02.1999	4.89	2.93	5.62
6	06.11.1999	5.28	3.05	5.69
7	07.11.1999	5.11	2.59	5.36
8	03.12.1999	5.30	2.85	5.54
9	04.12.1999	5.37	2.58	5.37

(c) Instrumentation

A measurement jetty is situated at the western breakwater with a length of 60m. A photo and a cross-section of the measurement jetty are given in Figs. 1 and 2. The following data are recorded with a sampling rate of 10 Hz at different positions:

Waves: waverider (240m and 175m from breakwater toe), infra red wave height meter at breakwater toe and pressure sensor at breakwater toe.

core pressures: pressure cells at different positions in the core of the breakwater.

wave run-up: five vertical stepgauges (available since 1995) with a distance of 20 cm between two electrodes and a slope parallel run-up gauge (available since 1999) at the surface of the breakwater with a vertical resolution of 10cm. A detailed description of the two run-up measuring techniques is given by *Verdonck et al.* (1999). The wave run-up gauge is mounted on the grooved cubes.

wave overtopping: overtopping tank behind the crown wall (available since 2000) for the measurement of individual overtopping volumes.

The data for the wave run-up and wave run-down velocities are derived from the signals of the run-up gauges. A photo of the run-up gauge and the system are given in Fig.3. A detailed description of the instrumentation is given by *Troch et al.* (1998).

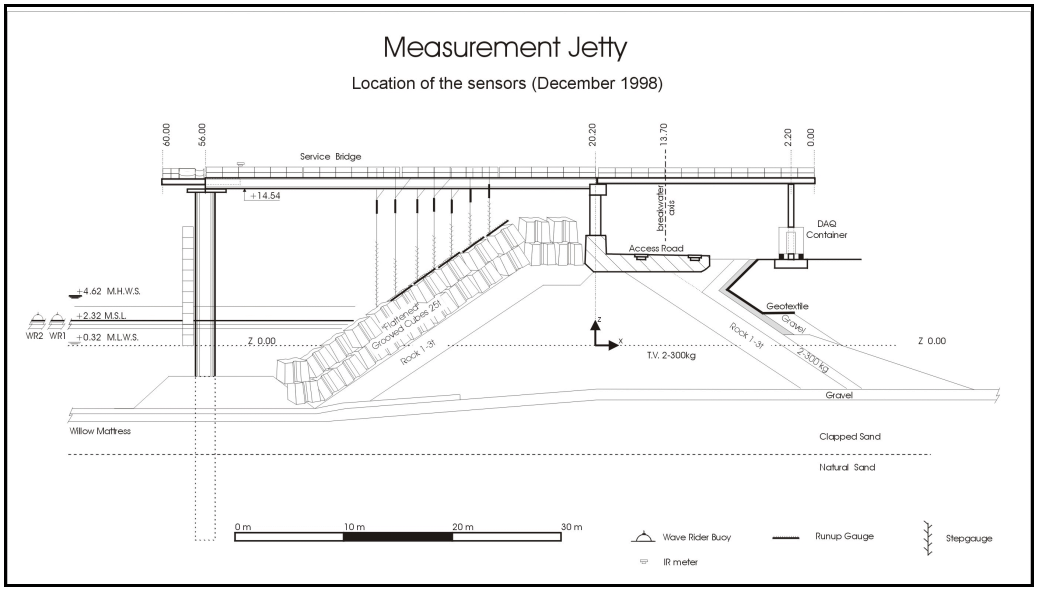


Figure 2. Instrumentation Installed at Zeebrugge Breakwater

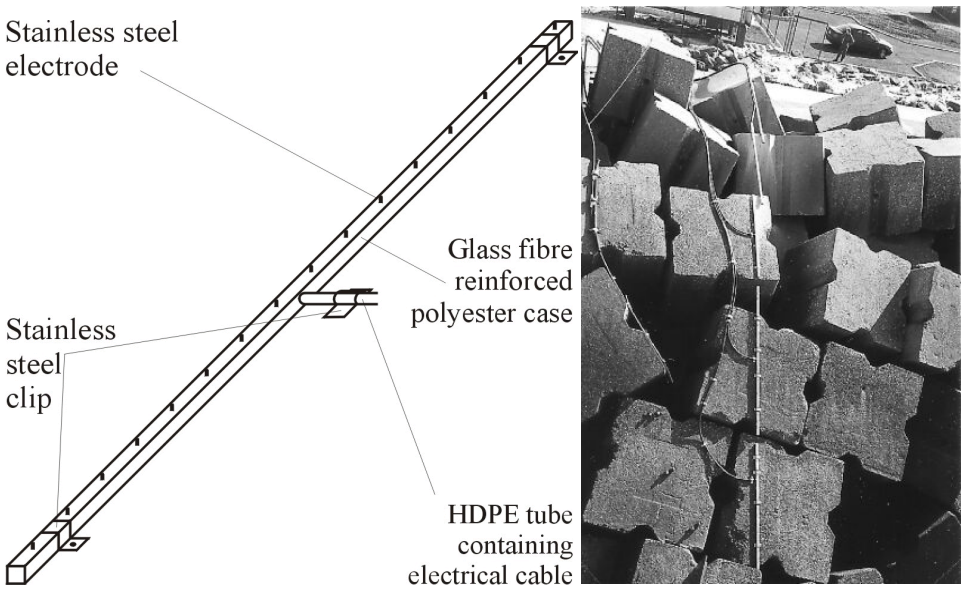


Figure 3. Wave Run-up Gauge

3. Wave Run-up and Wave Run-down Velocities

(a) Definitions

If a wave is running up the surface of a structure, different velocity distributions can be distinguished (Fig. 4):

(i) *Spatial variation of the front velocities.*
The front velocity corresponds to the velocity of the run-up front. No water particles in the run-up tongue are faster than the run-up front. This velocity can be measured by wave run-up gauges. The maximum front velocity can be found at the position where the wave run-up front is overtaking the run-down front of the previous wave run-up and the front velocity is zero at the highest point of wave run-up. Front velocities can only be measured when the signal of a run-up gauge turns from wet to dry or dry to wet.

(ii) *Local variation of wave run-up- and wave run-down-velocities.*
At a fixed location on the surface of a structure wave run-up and wave run-down velocities can be measured as a function of time by velocity devices. The maximum velocity at a fixed position corresponds to the front velocity while the temporal variation describes the velocity in the run-up tongue. At the time when the wave run-up front reaches its maximum the direction of the run-up velocities is reversed.

Only front velocities were analysed in this study because no velocity devices are yet available at Zeebrugge breakwater.

(b) Literature Review

The following very brief review represents a summary of a more comprehensive review by *Oumeraci and Schüttrumpf* (1999).

The existing methods to describe wave run-up velocities can be divided in analytical methods, simple theoretical approachs and empirical investigations.

(i) *Mathematical Methods*
The first theoretical investigations were carried out by *Carrier & Greenspan* (1958), *Keller et al.* (1960), *Shen & Meyer* (1963) and *Freeman & Le Mehauté* (1964) on the basis of the non-linear shallow water wave theory for non-breaking waves (*Carrier & Greenspan*) and bores (*Keller et al., Shen & Meyer*). The authors solved the shallow water equations analytically. The application to practical problems is limited, because the mathematical effort is high and the results are limited due to the mathematical assumptions. An experimental verification of any of these methods is still missing.

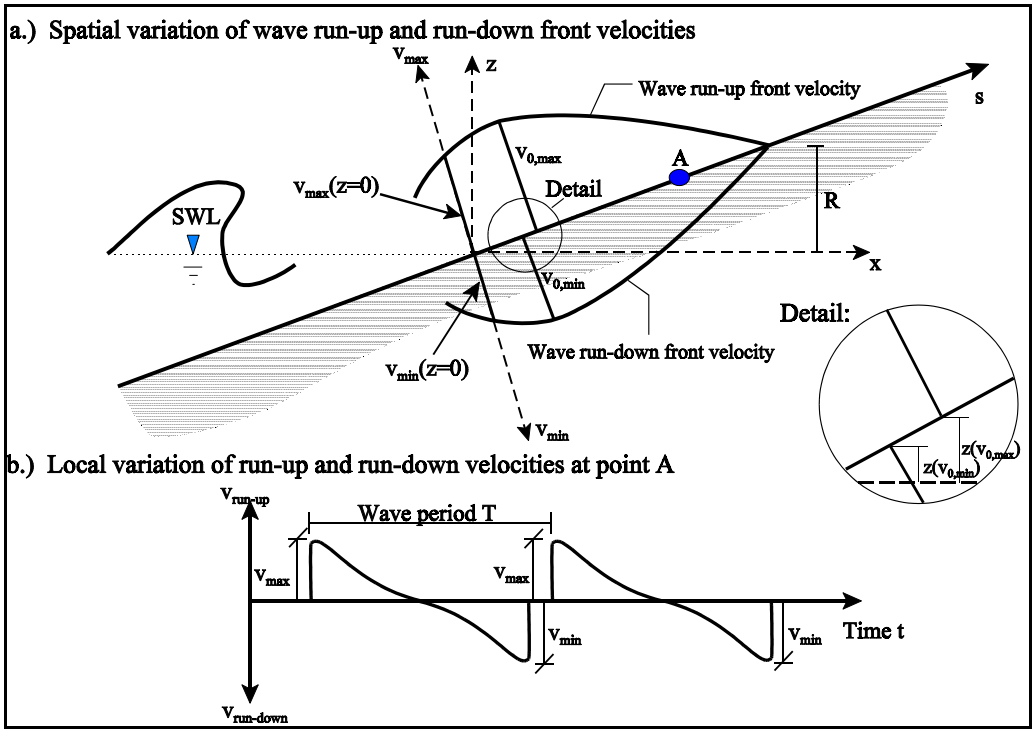


Figure 4. Definition of Wave Run-up- and Wave Run-down-Velocities

(ii) *Simple Theoretical Models*

Simple theoretical approachs are based on the energy equation:

$$\Delta E_{kin} - \Delta E_{pot} - \Delta E_{friction} = 0 \qquad (1)$$

with:

$\Delta E_{kin} = \frac{m_g}{2}\left(v_{max}^2 - [v(z)]^2\right)$: change of kinet. Energy

$\Delta E_{pot} = m_g \cdot g \cdot z$: change of potent. Energy

$\Delta E_{friciton} = f[v(z)\ ,\ h(z)\ ,\ surface]$: change of friction energy

h(z) : layer thickness at level z

m_g : Mass of control volume

A transformation of eq. (1) yields:

$$v(z) = \sqrt{v_{max}^2 - 2 \cdot g \cdot z - \Delta E^*_{friction}} \qquad (2)$$

This equation is the basis for several investigations (*Shen & Meyer*, 1963; *Freeman & Le Méhaute*, 1964; *Franzius*, 1965; *Tautenhain*, 1981; *Van Der Meer & Klein Breteler*, 1990). *Franzius* (1965) shows, that the maximum front velocity is not at SWL. This was confirmed by *Führböter*

(1991) and *Schulz* (1992) for wave run-up and wave run-down front velocities. The influence of friction is considered empirically by *Franzius*, *Tautenhain* and *Van Der Meer & Klein Breteler* by a coefficient k. Therefore, the maximum front velocity can be calculated from eq. (2) for z=R (R = wave run-up height) and v(R) = 0 (no velocity at highest point of wave run-up) by introducing a friction term:

$$v_{max} = k \cdot \sqrt{2 \cdot g \cdot R} \tag{3}$$

In Table 2 several solutions for k are given for the above mentionned investigations. It has to be mentionned that *Franzius* found the maximum front velocity above SWL and *Tautenhain* or *Van Der Meer & Klein Breteler* found the maximum front velocity at SWL. This results in lower friction coefficients k.

Table 2 shows also, that the maximum front velocity is about 20% higher than the maximum run-down front velocity. Only *Führböter* (1991) found 50% higher run-down front velocities which can be explained by the applied wave run-up gauge.

Table 2: Friciton coefficient k [-] for Wave run-up- and Wave Run-down-Front Velocities(*SCHÜTTRUMPF*,2000) ($v_{max} = \pm k \cdot \sqrt{2\ g\ R}$)

Author	k(Wave Run-up)	k(Wave Run-down)
Shen & Meyer (1963)	1,0	1,0
Freeman & Le Méhaute (1964)	$\sqrt{\frac{\left(1 + \frac{f \cdot n}{(u/c)^2}\right)}{(1 + (u/c))(1 + 2(u/c))}}$	not tested
Franzius (1965)	1,0	1,0
Tautenhain (1981)	0,97	0,82
Van Der Meer & Klein Breteler (1990)	$\sqrt{\frac{L_0}{4 \cdot R}}$	0,78

with:
f = friction coefficient = g/C_h^2; C_h = Chezy-coefficient; c = wave celerity; u = horiz. orbital velocity;
n = seaward slope; L_0 = wave length in deepwater; R = Wave run-up heigth

In Fig. 5 the different approachs are compared for the measured storm from february 1999 (SWL=5.07m; H_{m0}=3.0m; T_m=5.89s; $R_{u2\%}$=5.34m). A discrepancy of about 1m/s was found between the different k-coefficients. The calculation is based on the k-values presented in Table 2 and R was replaced by the measured wave run-up height $R_{u2\%}$.

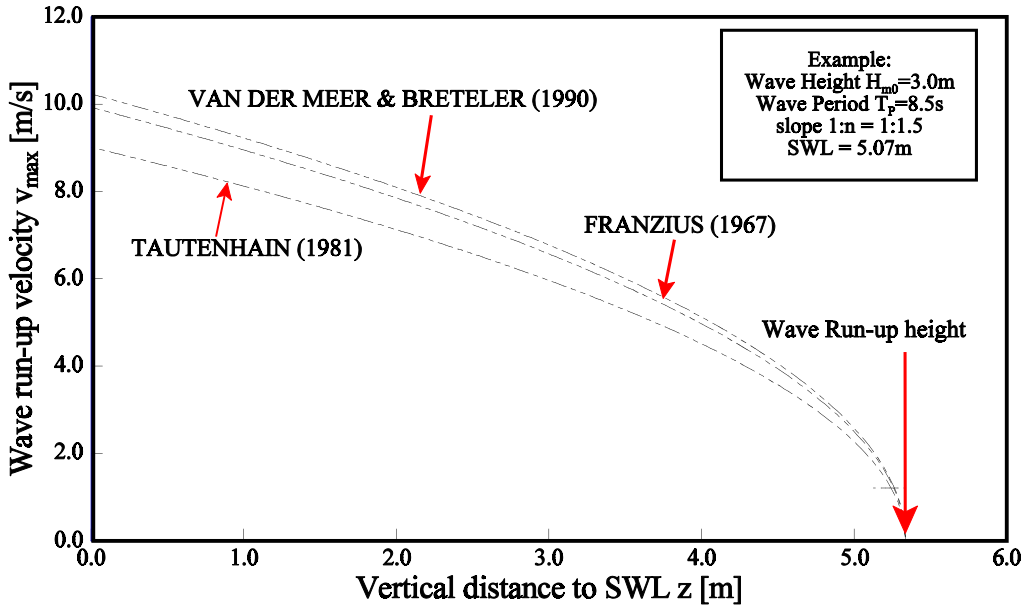


Figure 5. Variation of Wave Run-up Velocities for measured Storm Conditions (*Oumeraci and Schüttrumpf*, 1999)

(iii) *Empirical Methods*

Purely empirical methods for the determination of wave run-up and wave run-down velocities will not be considered in this paper. A summary is however given in the more detailed report by *Oumeraci & Schüttrumpf* (1999).

(iv) *Critical Review of available Information on Wave Run-up and Wave Run-down Velocities*

Informations on wave run-up velocities are often derived from the velocity of the wave run-up front for smooth slopes (1:4 or 1:6). This velocity corresponds to the maximum local velocity. Nevertheless, the knowledge on the temporal variation of wave run-up- and wave run-down- velocities at a fixed position on the slope of a structure is required for a better understanding of the physical processes during wave run-up and wave run-down in the future.

Existing methods were derived based on scale model tests for smooth structures such as seadikes. Only some empirical methods were derived for rubble mound breakwaters based on scale model tests but prototype data are required for a validation of existing formulae.

Therefore, wave run-up data from Zeebrugge breakwater will be analysed in the following to obtain front velocities for a steep slope based on prototype measurements.

4. Analysis of Field Data on Wave Run-up- and Wave Run-down-Front Velocities for Zeebrugge Breakwater

Objective of the data analysis is to calculate the friction coefficient k for the following simple energy equation:

$$v_{max} = k \cdot \sqrt{2 \cdot g \cdot R}$$

with: v_{max} = maximum front velocity
R = wave run-up height
g = gravity
k = friction coefficient

Therefore, the wave run-up signal was analysed for all individual wave run-up events. In Fig. 6 the temporal variation of the wave run-up and the derived front velocities are shown for a recorded signal of 50s. The front velocities can be calculated from the run-up signal by:

$$v = \frac{\Delta z}{\Delta t \cdot \sin \alpha} \qquad (4)$$

with: α = slope of the breakwater
Δz = vertical distance between two electrodes
Δt = sampling intervall

This means that only slope parallel velocities are considered.

In the next step the maximum wave run-up and wave run-down front velocities and the highest wave run-up height are calculated for each individual wave run-up event. Therefore, about 2000 wave run-up events were considered for the determination of the friction factor k. Wave run-up events with wave overtopping were neglected during data analysis because the derived wave run-up velocities correspond to a reduced wave run-up height (crest level).

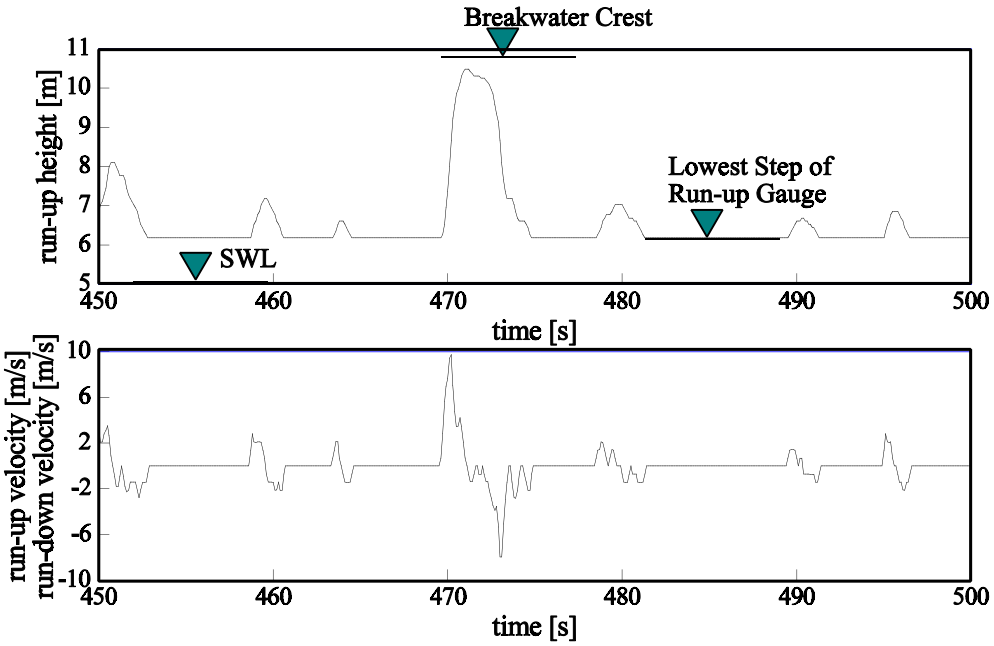


Figure 6. Wave Run-up Signal and derived Wave Run-up- and Wave Run-Down Velocities

In Fig. 7 the maximum wave run-up front velocity is shown as a function of $\sqrt{2\ g\ R}$ and a good linear correlation is found.

$$v_{max} = 0.85\ \sqrt{2\ g\ R} \qquad (5)$$

with: $r^2 = 0.90$; $\sigma_v = 0.56$m/s; COV = 18%

(COV = coeff. of variation = $\sigma_v/\overline{v}$)

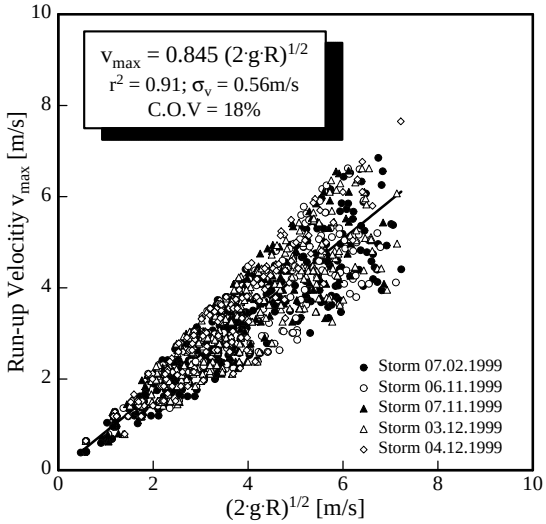


Figure 7. Wave Run-up Velocities

The same procedure was applied for the determination of k for wave run-down velocities (Fig. 8):

$$v_{min} = -0.62\ \sqrt{2\ g\ R} \qquad (6)$$

with: $r^2 = 0.74$; $\sigma_v = 0.47$m/s; COV = 22%

By this way, the use of a simple energy equation for the calculation of wave run-up and wave run-down front velocities was confirmed.

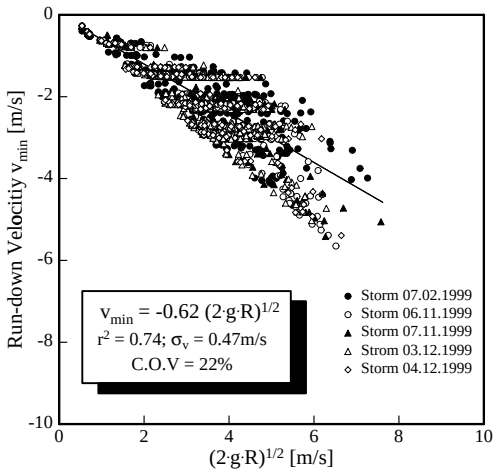


Figure 8. Wave Run-Down Velocities

5. Conclusions and Recommendations

It is shown that existing methods to calculate wave run-up velocities were derived for smooth slopes based on scale model tests. No data on wave run-up velocities for steep and rough slopes based on field measurements are available. Therefore, field measurements on wave run-up and wave run-down were carried out at Zeebrugge breakwater within the european research project OPTICREST and wave run-up- and wave run-down front velocities were derived. A simple energy equation was used and calibrated by field data.

Nevertheless, this paper is only a first step towards a description of the physical processes during wave run-up and wave run-down for rubble mound breakwaters. Due to the missing current meters at Zeebrugge breakwater only wave run-up and wave run-down front velocities were considered but more data are required for the temporal description of wave run-up and wave run-down velocities at a fixed location on the breakwaters slope. The stepgauge was also mounted very high and therefore it was not possible to consider wave run-up- and wave run-down-velocities near to SWL for the measured storms.

Finally, wave overtopping occurred during the analysed storms. No information are available on wave overtopping velocities which are required for a better understanding of the overtopping process.

Acknowledgements

This study was performed within the MAST-III-OPTICREST-Project (MAS-CT97-0116) supported by the European Union (EU). This support is gratefully acknowledged. The first author would like to thank especially the staff of the Department of Civil Engineering from Ghent University of Gent for the data and the support of this work.

References

Carrier, G.F.; Greenspan, H.P. (1958) Water Waves of finite amplitude on a sloping Beach, Journal of Fluid Mechanics. Vol. 4. pp. 97-109

De Rouck, J.; Verdonck, R.; Troch, P.; Van Damme, L.; Schlütter, F.; De Ronde, J. (1998) Wave Run-up and Overtopping: Prototype versus Scale Models. 26 Int. Conf. on Coastal Engineering. Copenhagen. pp. 1039 to 1052

Franzius, L. (1965) Wirkung und Wirtschaftlichkeit von Rauhdeckwerken im Hinblick auf den Wellenauflauf. Mitteilungen des Franzius-Instituts für Grund- und Wasserbau. H. 25. pp. 149-268

Freeman, J.C.; LeMéhauté, ? (1964) Wave Breakers on a Beach and Surges on a dry Bed. Journal of Hydraulics Division. ASCE. Vol. 90. pp. 187-216

Führböter, A. (1991) Wellenbelastung von Deich- und Deckwerksböschungen. Jahrbuch der Hafenbautechnischen Gesellschaft. Bd. 46. pp. 225-282

Keller, H.B.; Levine, D.A.; Witham, G.B. (1960) Motion of a bore over a sloping beach. Journal of Fluidmechanics. Vol. 7. pp. 302-320

Oumeraci, H.; Schüttrumpf, H. (1999) Literature Review on Wave Run-up and Wave Run-down Velocities. LWI-report No. 840

Schulz, K.P. (1992) Maßstabseffekte beim Wellenauflauf auf glatten und rauhen Böschungen. Mitt. des Leichtweiß-Instituts. H. 120

Schüttrumpf, H. (2000) Hydrodynamic loading of the inner slope of seadikes by wave overtopping. PHD-thesis. Leichtweiss-Institute for Hydraulics. Braunschweig.

Shen, M.C.; Meyer, R.E. (1963) Climb of a Bore on a Beach. Journal of Fluid Mechanics. S. 108-125

Tautenhain, E. (1981) Der Wellenüberlauf an Seedeichen unter Berücksichtigung des Wellenauflaufs. Mitt. des Franzius-Instituts. H. 53. pp. 1-245

Troch, P.; Rouck, J. de; Van Damme, L. (1998) Instrumentation and Prototype Measurements at the Zeebrugge Breakwater. Coastal Engineering. Vol. 35

Van der Meer, J.; Klein Breteler, M. (1990) Measurement and Computation of Wave induced Velocities on a smooth Slope. Proc. 22nd. Int. Conf. on Coastal Eng.. pp. 191-204

Verdonck, R.; De Rouck, J.; Troch, P.; Van Damme, L. (1999) Prototype Measurements of Wave Run-up on a Rubble Mound Breakwater. COPEDEC V. Cape Town. pp. 1350-1361

Hansa - Schiffahrt - Schiffbau - Hafen. 137 Jahrgang. Nr. 10

(2000)

EAK-Empfehlungen A2-Wellenauflauf und Wellenüberlauf

Schüttrumpf, H.; Oumeraci, H.

Empfehlungen A2 – Wellenauflauf und Wellenüberlauf

H. Schüttrumpf; H. Oumeraci

Die Empfehlungen A zum Thema Wellenauflauf und Wellenüberlauf der EAK 1993 wurden von der EAK-Arbeitsgruppe Wellenauflauf / Wellenüberlauf aufgrund des neuen Wissenstandes vollständig neu ausgearbeitet. Im Rahmen der neuen Empfehlungen werden die Ermittlung der Wellenauflaufhöhe, die Berücksichtigung von Teekeinmessungen zur Bestimmung der Wellenauflaufhöhe, Auf- und Ablaufgeschwindigkeiten sowie Berechnungsverfahren zum Wellenüberlauf für Deiche und Hochwasserschutzwände behandelt. Eine Kurzfassung der Empfehlungen wird im folgenden gegeben.

1 Wellenauflauf

Die Wellenauflaufhöhe z_A ist definiert als der vertikale Abstand zwischen dem höchsten Punkt der Wellenauflaufzunge und dem Ruhewasserspiegel (Abb. 1). Für die Ermittlung der maßgebenden Wellenauflaufhöhe liegen verschiedene Berechnungsverfahren vor, die neben den maßgebenden Bauwerksparametern (Deichneigung, Vorstrandgeometrie, Oberflächenrauheit und Berme), die Seegangsparameter (Wellenhöhe, Wellenperiode, Richtungsstruktur des Seegangs, Wassertiefe) und die Windparameter (Windgeschwindigkeit, Windrichtung, Winddauer) berücksichtigen. Das bislang »universellste« Verfahren nach Van der Meer et al. [10, 11] wurde für die Bedingungen an Nord- und Ostseeküste verifiziert und erweitert [6, 3] und in den Empfehlungen dargestellt.

Die maßgebende Wellenauflaufhöhe z_{98} kann auf Grundlage der folgenden Referenzgleichung für eine gerade, undurchlässige Deichaußenböschung ohne Berme und Vorstrand und küstennormalen Wellenangriff ermittelt werden:

$$\frac{z_{98}}{H_S} = 1{,}6 \cdot \xi_{Op} \qquad (1)$$

mit:

z_{98} = Wellenauflaufhöhe, die von 2 % aller Wellen überschritten wird [m]

H_S = signifikante Wellenhöhe [m]

ξ_{0p} = Brecherkennzahl [-]

$$\xi_{0p} = \frac{\tan\alpha}{\sqrt{H_S / L_0}} \qquad (2)$$

$\tan\alpha$ = Deichneigung [-]

L_0 = Tiefwasserwellenlänge $= g\,T_P^2/(2\pi)$ [m]

g = Erdbeschleunigung [m/s²]

Dieser Referenzfall kann für verschiedene Einflußfaktoren (Wellenangriffsrichtung, Berme, Böschungsrauheit, etc.) unter Berücksichtigung von empirischen Beiwerten erweitert werden. Dann folgt Gl. (1) zu:

$$\frac{z_{98}}{H_S} = 1{,}6 \cdot \gamma_f \cdot \gamma_\Theta \cdot \gamma_b \cdot \xi_{Op} \qquad (3)$$

mit:

γ_f = Empirischer Beiwert für den Einfluß einer Böschungsrauheit [-]

γ_Θ = Empirischer Beiwert für den Einfluß der Wellenangriffsrichtung [-]

γ_b = Empirischer Beiwert für den Einfluß einer Berme [-]

Ein Überblick über die verschiedenen Beiwerte ist in Abb. 1 gegeben. Bei der Berechnung der Wellenauflaufhöhe z_{98} nach Gl. (3) darf ein Grenzwert von

$$\frac{z_{98}}{H_S} = 3{,}2 \cdot \gamma_f \cdot \gamma_\Theta \qquad (4)$$

nicht überschritten werden.

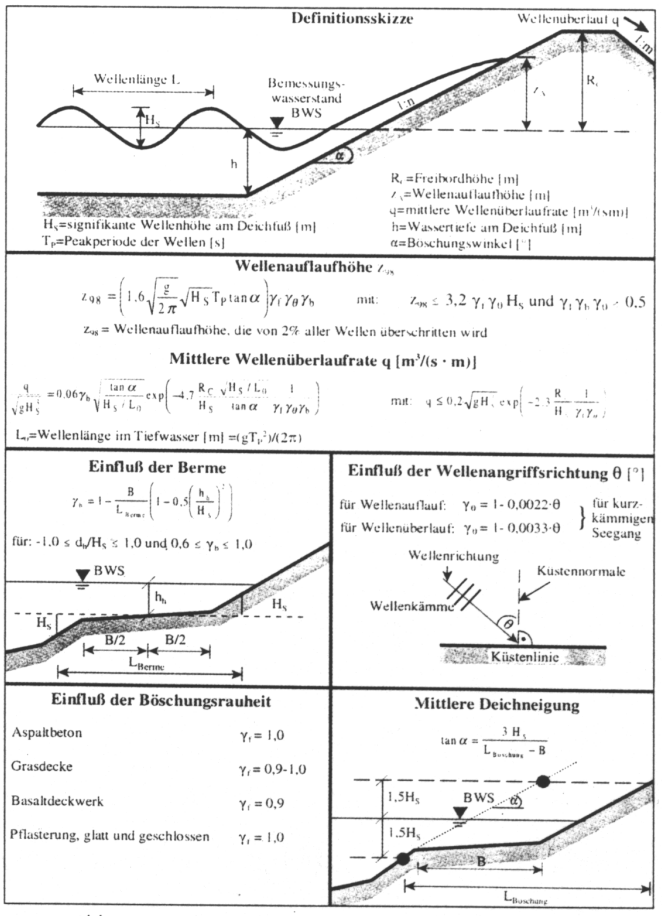


Abb. 1: Ansätze zur Ermittlung der Wellenauflaufhöhe z_{98} und der mittleren Wellenüberlaufrate q und Einflußfaktoren [2]

Unsicherheiten beim Wellenauflauf wurden hinsichtlich des Einflusses von naturnahen Seegangsspektren und der Wellenangriffsrichtung auf die Wellenauflaufhöhe sowie bzgl. der Ermittlung der Wellenauflaufgeschwindigkeiten identifiziert. Zur Klärung dieser Unsicherheiten laufen am Leichtweiß-Institut z.Zt. zwei KFKI-Forschungsvorhaben [4, 5].

2 Wellenüberlauf

Bei nicht ausreichender Freibordhöhe R_C eines Küstenschutzbauwerkes (Deich, Wellenbrecher, Hochwasserschutzwand) kann es zum Wellenüberlauf kommen. Dieser Fall kann aufgrund der stochastischen Natur des Seegangs und der Unsicherheiten bei der Festlegung des Bemessungsseegangs nicht vollständig ausgeschlossen werden und ist bei der Bemessung zu berücksichtigen.

Die kennzeichnende Größe zur Beschreibung des Wellenüberlaufes ist die mittlere Wellenüberlaufrate q. Die mittlere Wellenüberlaufrate q hängt exponentiell von der Wellenhöhe H_S und der Frei-

bordhöhe R_C ab und kann auf Grundlage der folgenden Gleichungen ermittelt werden:

a) für Seedeiche

$$\frac{q}{\sqrt{gH_s^3}}\frac{\sqrt{H_s/L_0}}{\tan\alpha} = 0{,}06\cdot\exp\left(-4{,}7\frac{R_C}{H_s}\frac{\sqrt{H_s/L_0}}{\tan\alpha}\frac{1}{\gamma_b\gamma_f\gamma_0}\right) \quad (5)$$

b) für Hochwasserschutzwände

$$\frac{q}{\sqrt{gH_s^3}} = 0{,}082\cdot\exp\left(-3{,}0\frac{R_C}{H_s\gamma_0}\right) \quad (6)$$

Diese Gleichungen wurden sowohl für Hochwasserschutzwände als auch für Seedeiche von Schüttrumpf et al. [7, 9] verifiziert.

Für die Bemessung werden in den Empfehlungen A2 Anhaltswerte für kritische Wellenüberlaufraten vorgestellt. Es wird darauf hingewiesen, daß gerade zu diesem Aspekt hoher Forschungsbedarf besteht. Es sind weniger die mittleren Wellenüberlaufraten, die für die Belastung der Deichböschungen relevant sind als vielmehr das Strömungsfeld im Wellenauflauf und Wellenüberlauf. Die Kenntnis dieses Strömungsfeldes ermöglicht es, die Belastungen (Drücke, Strömungsgeschwindigkeiten, Schubspannungen) zu bestimmen, die für die strukturelle und funktionale Sicherheit eines Deiches verantwortlich sind. Daher werden z.Zt. Untersuchungen mit dem Ziel durchgeführt, die Widerstandsfähigkeit von Deichen bei Wellenüberlauf unter Berücksichtigung der bodenmechanischen Prozesse und der direkten Strömungsgrößen (Strömungsgeschwindigkeiten und Schichtdicken des Wellenüberlaufschwalls) zu bestimmen [8].

Anmerkung

Die Empfehlungen A2 »Wellenauflauf und Wellenüberlauf«wurden von folgender EAK-Arbeitsgruppe erstellt: Dr. Daemrich, Prof. Kohlhase, Dipl.-Ing. Niemeyer, Prof. Oumeraci (Federführung), Dipl.-Ing. H. Schüttrumpf, Dr. Weiss.

Schrifttum

[1] EAK Empfehlungen für Küstenschutzwerke. Die Küste. H. 55, 1993
[2] Oumeraci, H.: Küsteningenieurwesen. Kapitel 12. Taschenbuch der Wasserwirtschaft. Parey Buch Verlag, Berlin 2000 (in Druck)
[3] Oumeraci, H.; Schüttrumpf, H.; Bleck, M.; Stelljes, K.: Modellversuche zur Ermittlung der maßgebenden Kronenhöhe für die Hochwasserschutzanlagen des Buger Halses auf der Insel Rügen. LWI-Bericht Nr. 808, 1996
[4] Oumeraci, H.; Zimmermann, C.: Schräger Wellenauflauf an Seedeichen. BMBF/KFKI-Forschungsantrag. BMBF-Projekt KIS 015, 1999
[5] Oumeraci, H.; Schüttrumpf, H.; Sauer, W.; Möller, J.; Droste, T.: Physical Model Tests on Wave Overtopping with Natural Sea States. 2D model tests with single, double and multi-peaked natural wave energy spectra. LWI-Bericht Nr. 852, 2000
[6] Schüttrumpf, H.; Biemüller, G.; Oumeraci, H.: Maßgebende Wellenauflaufhöhe für die Bemessung des Landesschutzdeiches auf Helgoland. Wasser und Boden, H. 12/1997, S. 54–57
[7] Schüttrumpf, H.; Kortenhaus, A.; Oumeraci, H.: Application of Overtopping Models to Vertical Walls against Storm Surges. Proc. 26th Int. Conf. on Coastal Eng. Kopenhagen, 1998
[8] Schüttrumpf, H.; Oumeraci, H.: Wave Overtopping at Seadikes. HYDRALAB '99, Workshop on Experimental Research and Synergy Effects with Mathematical Models, Hannover, 1999
[9] Schüttrumpf, H.; Murphy, J.: 3D model tests on wave overtopping. OPTICREST-Bericht, 2000
[10] Van der Meer, J.W. u. Janssen, P.F.M.: Wave Run-up and Wave Overtopping at Dikes. ASCE Book on »Wave Forces on inclined and vertical wall structures«. Ed. Z. Demirbilek, 1995
[11] Van der Meer, J.W., Tönjes, P. u. De Wal, J.P.: A code for dike height design and examination. Proceedings Int. Conf. on Coastlines, Structures and Breakwaters. (Ed. N.W.H. ALLSOP) Thomas Telford. London, 1998

H. Schüttrumpf, H.; H. Oumeraci, Leichtweiß-Institut für Wasserbau, Beethovenstr. 51a, 38106 Braunschweig; Tel. 0531-3913985; Fax 0531-3918217; eMail: H.Schuettrumpf@tu-bs.de; H.Oumeraci@tu-bs.de

EAK-Empfehlungen
A2 - Wellenauflauf und Wellenüberlauf

Vorläufige Version (2001), Veröffentlichung geplant im Rahmen der Neufassung der EAK 2002

Schüttrumpf, H.; Oumeraci, H.

LEICHTWEISS - INSTITUT FÜR WASSERBAU
HYDROMECHANIK UND KÜSTENINGENIEURWESEN
Professor Dr.-Ing. Hocine Oumeraci

Technische Universität Braunschweig

Ausschuß für Küstenschutzwerke der DGGT und HTG

Arbeitsgruppe Wellenauflauf und Wellenüberlauf

Empfehlungen A2

Wellenauflauf und Wellenüberlauf

Dr.-Ing. H. Schüttrumpf
Prof. Dr.-Ing. H. Oumeraci

Braunschweig / Hamburg
Juli 2001

Inhalt **Seite:**

1. Einleitung 1

2. Wellenauflauf an relativ flach geneigten Böschungen 2
2.1 Referenzfall 2
2.2 Einfluß naturnahen Seegangs 3
2.3 Einfluß einer veränderlichen Deichneigung 4
2.3.1 Definition der mittleren Deichneigung 5
2.3.2 Bestimmung des Reduktionsfaktors γ_b 7
2.4 Einfluß der Oberflächenrauheit 8
2.5 Einfluß der Wellenangriffsrichtung 9
2.6 Anwendung von Teekeinmessungen 10
2.7 Strömungsgrößen des Wellenauflaufs 11
2.8 Stand numerischer Modelle 13

3. Berechnungsverfahren für Wellenüberlauf 13
3.1 Einleitung 13
3.2 Ermittlung der mittleren Wellenüberlaufrate q 13
3.3 Ermittlung des individuellen Wellenüberlaufvolumens 15
3.4 Einflußfaktoren auf den Wellenüberlauf 16
3.5 Zulässige Wellenüberlaufraten 16
3.6 Strömungsgrößen des Wellenüberlaufs 16

4. Schrifttum 19

1. Einleitung

Für die Ermittlung der Kronenhöhe von Deichen ist neben dem maßgebenden Bemessungswasserstand auch der Wellenauflauf z_A von Bedeutung. Die Wellenauflaufhöhe z_A ist definiert als der senkrechte Abstand zwischen dem höchsten Punkt der Wellenauflaufzunge und dem Ruhewasserspiegel BW (Abb. 1). Im Wellenauflauf ist der Brandungsstau als welleninduzierte Anhebung des Ruhewasserspiegels enthalten. Eine eingehende mathematische Beschreibung des Wellenauflaufvorgangs ist aufgrund der physikalischen Prozesse bei der Energieumwandlung der brechenden Wellen deterministisch nicht möglich, da Zufallsprozesse, z.B. infolge von Lufteintrag, maßgeblich am Auflaufvorgang beteiligt sind.

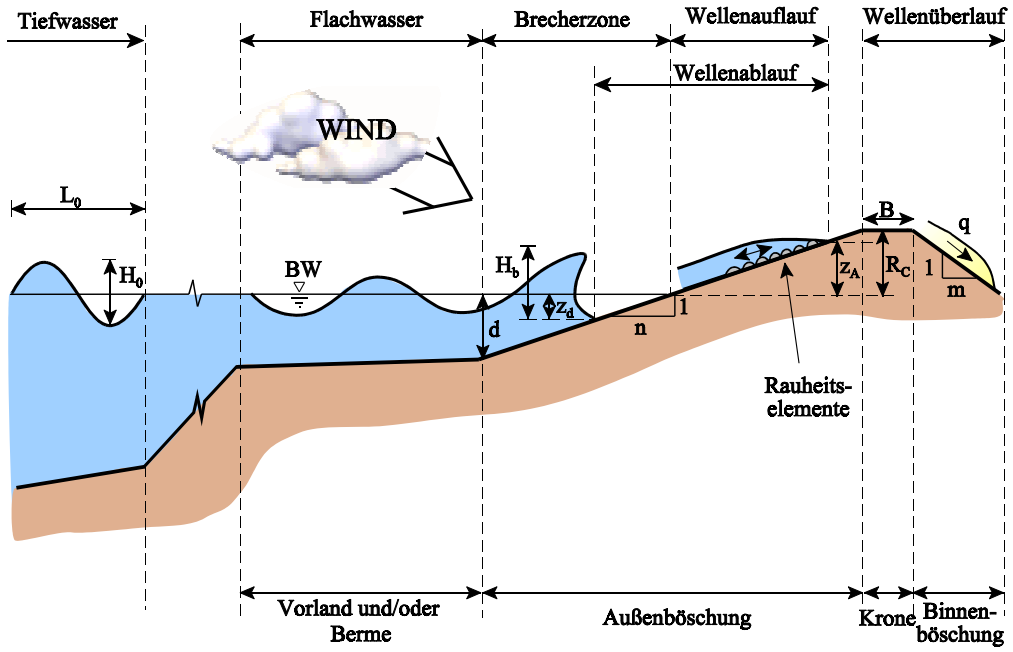


Abb. 1: Schematische Darstellung des Wellenauflaufes (SCHÜTTRUMPF, 2001)

Für die Ermittlung der maßgebenden Wellenauflaufhöhe liegen verschiedene Berechnungsverfahren vor. Diese Verfahren bauen größtenteils auf experimentellen Untersuchungen in Wellenkanälen auf und berücksichtigen die verschiedenen, den Wellenauflauf beeinflussenden Faktoren, wie:

- Bauwerksparameter: Deichneigung, Vorstrandgeometrie, Oberflächenrauheit, Berme
- Seegangsparameter u. Wasserstand: Wellenhöhe, Wellenperiode, Richtungsstruktur des Seegangs, spektrale Eigenschaften des Seegangs, Wassertiefe vor dem Bauwerk
- Windparameter: Windgeschwindigkeit, -richtung, -dauer

Bislang gibt es kein Berechnungsverfahren, das in der Lage ist, alle oben beschriebenen Parameter zu berücksichtigen. Das z.Zt. "universellste" Verfahren, das alle oben genannten Parameter mit Ausnahme des Windeinflusses berücksichtigt und das im folgenden beschrieben werden soll, wurde auf der Grundlage zahlreicher Modellversuche im In- und Ausland zusammengestellt.

Für die Festlegung des Bemessungswasserstandes soll hier auf den Abschnitt "Bemessung nach Windstaukurve" der Empfehlungen G hingewiesen werden. Der maßgebende Sturmflutseegang kann nach Abschnitt 3 ermittelt werden.

2. Wellenauflauf an relativ flach geneigten Böschungen

2.1 Referenzfall

Das o.g. Verfahren geht von folgender Auflaufformel aus, die eine Erweiterung der bekannten HUNT-Formel (HUNT, 1959) darstellt und für *unregelmäßige* Wellen gilt:

$$\frac{z_{98}}{H_S} = 1{,}6 \cdot \xi_{0p} \qquad (1)$$

Mit:

z_{98}		=	Wellenauflaufhöhe, die von 2% aller Wellenaufläufe überschritten wird [m]
H_S		=	Signifikante Wellenhöhe am Deichfuß [m]
$\xi_{0p} = \frac{\tan \alpha}{\sqrt{H_S / L_0}}$		=	Brecherkennzahl [-]
α		=	Winkel der Deichaußenböschung [°]
g		=	Erdbeschleunigung [m/s^2]
$L_0 = \frac{g\, T_p^2}{2\, \pi}$		=	Wellenlänge im Tiefwasser [m]
T_p		=	Wellenperiode, Peakperiode des Wellenspektrums [s]

Gl. (1) stellt den Referenzfall dar, weil sie für küstennormalen Wellenangriff sowie für eine konstante, undurchlässige und glatte Deichaußenböschung ohne Vorstrand und ohne Berme gilt.

Durch Umformung der Brecherkennzahl ξ_{0p} ergibt sich:

$$\xi_{0p} = \sqrt{\frac{g}{2\, \pi}} \cdot \frac{T_p}{\sqrt{H_S}} \cdot \tan \alpha \qquad (2)$$

Mit Gl.(2) führt Gl.(1) zu:

$$z_{98} = 1{,}6 \cdot \sqrt{\frac{g}{2\,\pi}} \cdot \sqrt{H_S} \cdot T_p \cdot \tan\,\alpha \qquad (1a)$$

Gl. (1) wurde in den vergangenen Jahrzehnten mehrfach erweitert und führte schließlich zu folgender Wellenauflaufformel für Deichböschungen:

$$\frac{z_{98}}{H_S} = 1{,}6 \cdot \gamma_f \cdot \gamma_\theta \cdot \gamma_b \cdot \xi_{0p} \qquad (3),$$

die mit Hilfe von Gl.(2) zu folgender Beziehung führt:

$$z_{98} = 1{,}6 \cdot \gamma_f \cdot \gamma_\theta \cdot \gamma_b \cdot \sqrt{\frac{g}{2\,\pi}} \cdot \sqrt{H_S} \cdot T_p \cdot \tan\,\alpha \qquad (3a)$$

mit: γ_f = Empirischer Beiwert für den Einfluß der Böschungsrauheit [-]
γ_θ = Empirischer Beiwert für den Einfluß der Wellenangriffsrichtung [-]
γ_b = Empirischer Beiwert für den Einfluß einer Berme bzw. eines Knickprofiles [-]

Überschreitet die Wellenauflaufhöhe z_{98} nach Gl.(3a) einen Wert von $(3{,}2 \cdot \gamma_f \cdot \gamma_\theta \cdot H_S)$, so ist die Wellenauflaufhöhe z_{98}:

$$z_{98} = 3{,}2 \cdot \gamma_f \cdot \gamma_\theta \cdot H_S \qquad (3b)$$

Dies bedeutet, daß der Einfluß der Wellenperiode und der Deichneigung entfallen.

Die Reduktion der Wellenauflaufhöhe z_{98} infolge der verschiedenen empirischen Beiwerte sollte einen Wert von 0,5 nicht unterschreiten, d.h. $(\gamma_f \cdot \gamma_\theta \cdot \gamma_b) \geq 0{,}5$.

Bei Anwendung dieses Verfahrens zur Ermittlung der Wellenauflaufhöhe z_{98} ist die Abhängigkeit vom Brechertyp zu berücksichtigen (s. Abschnitt 3.4.4 in EAK (1993) bzw. BATTJES, 1974). VAN DER MEER u. JANSSEN (1995) empfehlen die Anwendung von Gl.(3) bzw. (3a) für $0{,}5 < \xi_{0p} < 5{,}0$.

Gl.(3) kann nur für spektralen Seegang mit einer Peakperiode verwendet werden. Häufig kommt es in der Praxis zu Überlagerungen mehrerer Windfelder bzw. infolge Wellenbrechens zu Spektren mit mehreren ausgeprägten Peaks.

2.2 Einfluß naturnahen Seegangs

Die Formel in Gl. (3) zur Ermittlung der Wellenauflaufhöhe z_{98} wurde für parametrisierten Einpeak-Seegang (JONSWAP-Spektren, TMA-Spektren oder PM-Spektren) ermittelt. Aufgrund der komplexen Wechselwirkungen des einlaufenden Seegangs mit der Unterwassertopographie und aufgrund von Überlagerungen verschiedener Windseen liegt Ein-Peakseegang auf Watt-

und Vorlandgebieten für Sturmflutbedingungen nicht vor, wie zahlreiche Naturmessungen zeigen (Abb. 2). VAN GENT (1999) und SCHÜTTRUMPF (2001) raten daher von der Verwendung der Peakperiode ab und empfehlen die Verwendung von Periodenparametern ($T_{0,1}$; $T_{-1,0}$; T_m), die ein Maß für die Form des Wellenspektrums sind. Die nachfolgende Tabelle gibt die Faktoren an, die bei der Wellenauflaufberechnung unter Berücksichtigung das Wellenspektrum kennzeichnender Perioden- und Höhenparameter zu verwenden sind.

Tab. 1: Einfluß unterschiedlicher Wellenhöhen- und Wellenperiodenparameter auf die Formel zur Berechnung des Wellenauflaufs $z_{98}/H_S = c_1 \cdot \gamma_f \cdot \gamma_\theta \cdot \gamma_b \cdot \xi_{0p}$

	$T_{0,1}$	$T_{0,2}$	$T_{-1,0}$	T_p
H_S	$c_1 = 1{,}95$	$c_1 = 2{,}15$	$c_1 = 1{,}25$	$c_1 = 1{,}50$
$H_{2\%}$	$c_1 = 1{,}50$	$c_1 = 1{,}65$	$c_1 = 0{,}95$	$c_1 = 1{,}15$

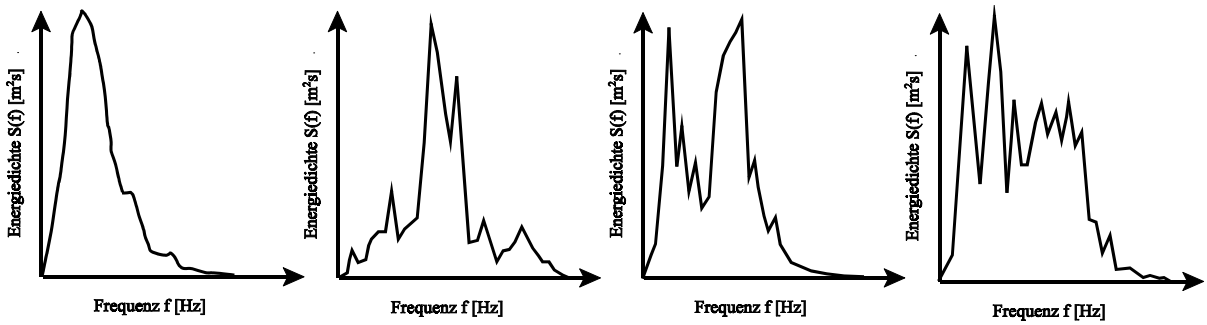


Abb. 2: Typische Wellenspektren an der Nordseeküste (NIEMEYER et al., 1995)

2.3 Einfluß einer veränderlichen Deichneigung auf die Wellenauflaufhöhe

Gl. (1) bzw. Gl. (1a) gelten für eine Deichböschung mit konstanter Neigung. Zahlreiche Deiche an der Küste haben eine veränderliche Deichneigung, die bei der Ermittlung der Wellenauflaufhöhe zu berücksichtigen ist. Diese Deiche können wie folgt klassifiziert werden:

- Knickdeiche mit einer oberen und einer unteren Deichneigung. Beim konkaven Deichprofil ist die steilere Deichneigung oberhalb des Knickpunktes und beim konvexen Deichprofil befindet sich die steilere Deichneigung unterhalb des Knickpunktes (Abb. 3).
- Deiche mit Berme (Abb. 4).

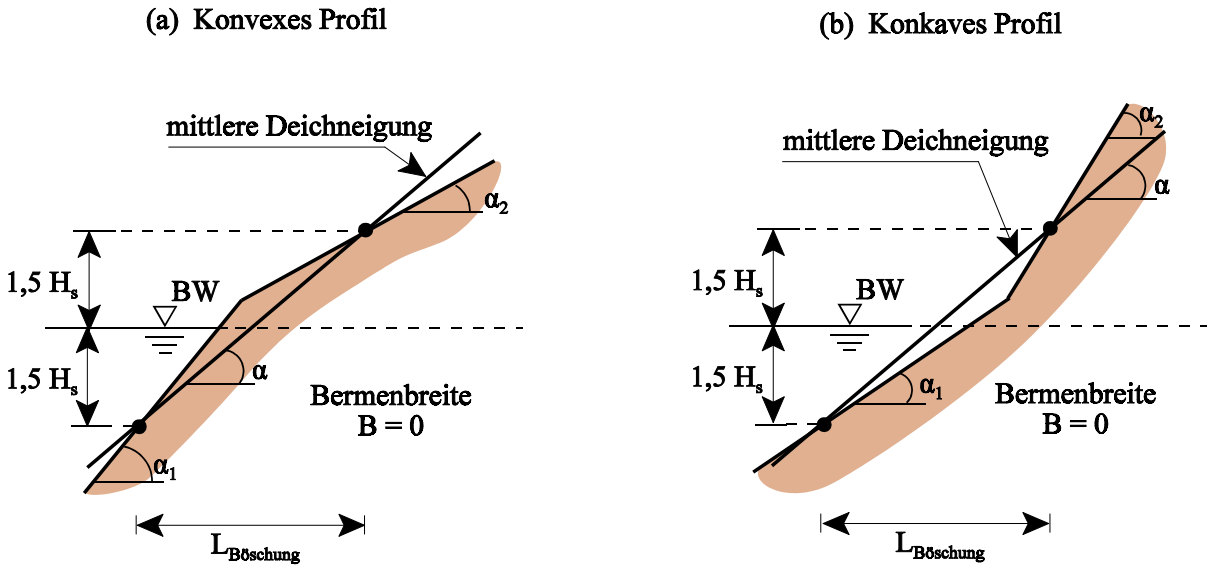


Abb. 3: Definition der mittleren Deichneigung α für ein konkaves und ein konvexes Deichprofil

.3.1 Definition der mittleren Deichneigung

(a) Knickprofil

Um den Einfluß eines Knickes auf den Wellenauflauf zu berücksichtigen, ist mit einer mittleren Deichneigung zu rechnen, die sich aus der Neigung einer Geraden durch zwei Punkte auf dem Deich ergibt, die um den Betrag $1{,}5 \cdot H_S$ ober- und unterhalb des Bemessungswasserstandes (BW) auf der Deichböschung liegen (Abb. 3).

(b) Bermenprofil

Eine Berme ist eine flache Neigung im Deichquerschnitt, die nicht steiler als 1:m = 1:15 ist. Zwei Bermenparameter haben einen Einfluß auf die Wellenauflaufhöhe z_{98} (Abb. 4):

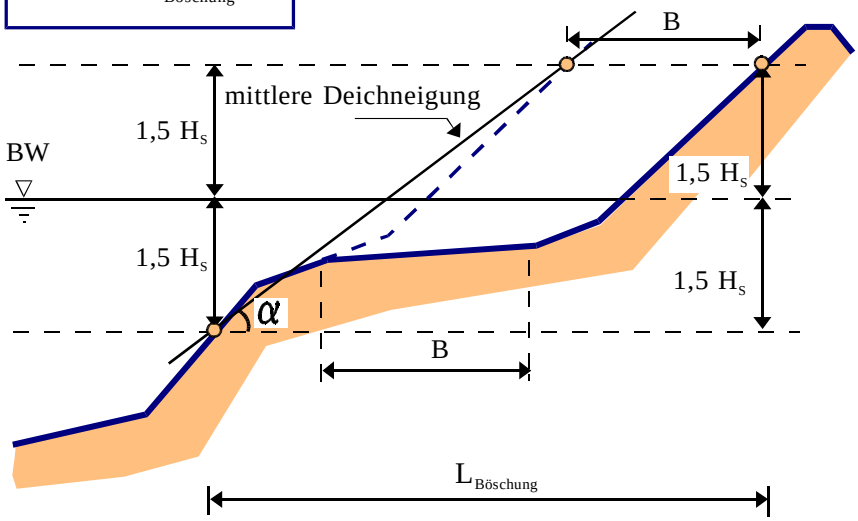
- der Abstand d_h zwischen Bemessungswasserstand (BW) und Bermenmitte (Abb. 4b). Für $d_h = 0$ liegt die Berme auf Höhe des BW (Abb. 4b).
- die Breite B der Berme (Abb. 4a)

Die mittlere Deichneigung α ergibt sich aus Abb. 4a zu:

$$\tan \alpha = \frac{3 \cdot H_S}{L_{\text{Böschung}} - B} \qquad (5)$$

a.) Ermittlung der mittleren Deichneigung α

$$\tan \alpha = \frac{3\ H_s}{L_{Böschung} - B}$$



b.) Ermittlung der effektiven Bermenlänge L_{Berme}

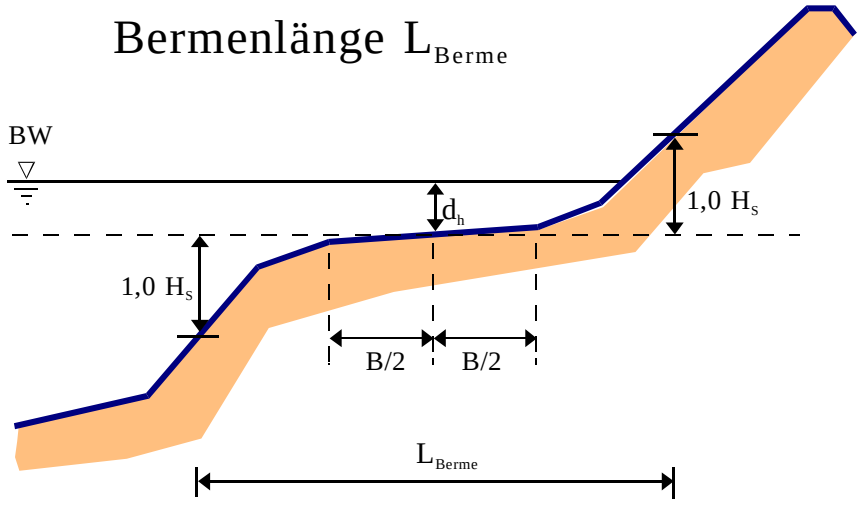


Abb. 4: Berücksichtigung einer Berme im Deichquerschnitt bei der Ermittlung der Deichneigung α und der wirksamen Bermenlänge L_{Berme}

2.3.2 Bestimmung des Reduktionsfaktors γ_b

Eine Berme kann sowohl unterhalb als auch oberhalb des BW liegen. Die Reduktionswirkung auf den Wellenauflauf z_{98} ist am stärksten, wenn die Berme auf Höhe des BW ($d_h = 0$) liegt. Befindet sich die Berme um 2 H_S unterhalb oder um z_{98} oberhalb des BW, so ist der Einfluß der Berme auf den Wellenauflauf nicht mehr vorhanden und der Reduktionsfaktor $\gamma_b = 1{,}0$.

Die Bermenbreite B wirkt ebenfalls reduzierend auf den Wellenauflauf. Je breiter die Berme ist, umso geringer ist der Wellenauflauf. Ist keine Berme vorhanden (B=0), so ist der Reduktionsfaktor $\gamma_b = 1{,}0$.

Der Einfluß der Berme ist entsprechend folgender Beziehung zu berücksichtigen:

$$\gamma_b = 1 - \frac{B}{L_{Berme}} \left(1 - 0{,}5 \left(\frac{d_h}{H_S} \right)^2 \right) \qquad (6)$$

Gl. (6) gilt für: $0{,}6 \le \gamma_b \le 1{,}0$ und $-1{,}0 \le d_h/H_S \le 1{,}0$

Die Einflußlänge der Berme L_{Berme} folgt aus dem Abstand der beiden Punkte, die $1{,}0 \cdot H_S$ ober- bzw. unterhalb der Bermenmitte auf dem Deich liegen (kein Bezug zum Bemessungswasserstand !) (Abb. 4b).

Liegt die Berme um mehr als $1{,}0 \cdot H_S$ oberhalb des BW auf dem Deich, so wird der Reduktionsfaktor γ_b linear bis zur Höhenlage z_{98} auf $\gamma_b = 1{,}0$ erhöht.

$$\gamma_b = 1 - 0{,}5 \frac{B}{L_{Berme}} \left(\frac{z_{98} - d_h}{z_{98} - H_S} \right) \qquad (7)$$

Gl. (7) gilt für: $d_h/H_S > 1{,}0$

Liegt die Berme um mehr als 1,0 H_S unterhalb des BW, so wird eine lineare Zunahme des Reduktionsfaktors bis zum zweifachen der Wellenhöhe H_S vorgenommen:

$$\gamma_b = 1 - 0{,}5 \frac{B}{L_{Berme}} \left(2 + \frac{d_h}{H_S} \right) \qquad (8)$$

Gl. (8) gilt für: $d_h/H_S < -1{,}0$

Die optimale Bermenbreite folgt aus Gl.(6) für $d_h = 0$ und $\gamma_b = 0{,}6$ zu:

$$B = 0{,}4 \cdot L_{Berme} \qquad (9)$$

<u>Anmerkung:</u> *Für den Fall, daß ein Deichprofil mehrere Bermen i enthält, muß γ_b getrennt für jede einzelne Berme nach Gl. (6) bestimmt werden ($\Rightarrow \gamma_{b,i}$). Den gesamten Reduktionsfaktor erhält man als Produkt $\Pi\gamma_{b,i}$ der einzelnen Faktoren $\gamma_{b,i}$, wobei*

0,6 < $\Pi\gamma_{b,i}$ < 1,0 ist. In diesem Fall ist das Verhältnis (B/L_{Berme}) leicht zu modifizieren:

$$B/L_{Berme} = \frac{B_i}{L_{Berme,i} - \sum L_{der\ anderen\ Bermen}} \quad (10)$$

2.4 Einfluß der Oberflächenrauheit

Wie bereits in Abschnitt 2.1 erwähnt, gelten Gl. (1) bzw. (1a) nur für hydraulisch glatte Böschungsoberflächen (z.B. Asphaltbeton). Zusätzliche Böschungsrauheiten (z.B. Blocksteine, Schüttsteine, etc.) vermindern infolge der erhöhten Reibung den Wellenauflauf. Zu diesem Thema liegen zahlreiche Untersuchungen vor (z.B. FÜHRBÖTER, 1991; SCHULZ, 1992; SZMYTKIEWICZ et al., 1994; VAN DER MEER et al., 1995, 1998). Tab. 2 gibt eine Übersicht über verschiedene typische Oberflächen und die dazugehörigen Reduktionskoeffizienten.

Tab. 2: Reduktionskoeffizienten für verschiedene Oberflächenrauheiten

Oberfläche	Reduktions-koeffizient γ_f	Referenz
Asphaltbeton	1,0	SCHULZ (1992), VAN DER MEER (1995, 1998)
Gras	0,90-1,0	SCHULZ (1992), FÜHRBÖTER (1991)
Pflasterung, glatt und geschlossen	1,0	VAN DER MEER (1998)
Deckwerk (Basalt)	0,90	VAN DER MEER (1998)
Blöcke (Höhe: 14cm; Breite und Länge: a=16cm; Kantenabstand: 4a)	0,75	SCHULZ (1992)
Schüttsteine (H_S/D_{50} = 1,5-3,0) mit: D_{50} = Schüttsteindurchmesser	0,60	VAN DER MEER (1995)

Die Reduktionskoeffizienten in Tab. 2 dürfen nur für ($\gamma_b \cdot \xi_{0p} \leq 3{,}0$) verwendet werden. Für $\gamma_b \cdot \xi_{0p} > 3{,}0$ nimmt der Einfluß der Oberflächenrauheit infolge des veränderten Brechverhaltens der Welle (Reflexionsbrecher) ab. Für $3{,}0 < (\gamma_b \cdot \xi_{0p}) < 5{,}0$ kann mit:

$$\gamma_{f,\ Reflexionsbrecher} = \gamma_f + \left(1 - \gamma_f\right) \cdot \frac{\left(\xi_{0p} - 3{,}0\right)}{2{,}0} \quad (11)$$

gerechnet werden.

Über die Reduktionswirkung von Gras bestehen noch unterschiedliche Auffassungen. Frühere Untersuchungen (z.B. FÜHRBÖTER, 1991; SCHULZ, 1992) haben der auflaufreduzierenden Wirkung von Gras eine höhere Bedeutung beigemessen als in Tab. 2 aufgeführt. Dies kann im wesentlichen durch die verwendete künstliche Grasrauheit bei früheren Modellversuchen erklärt werden. Für Bemessungszwecke sollte eher mit dem oberen Wert in Tab. 1 gerechnet werden ($\gamma_f = 1{,}0$).

Häufig finden sich an Deichen wechselnde Rauhigkeiten (z.B. Blocksteine und Asphaltbetonböschung). Der resultierende Reduktionsfaktor γ_f ist über folgende Wichtungsfunktion zu bestimmen:

$$\gamma_f = \frac{\sum \gamma_{f,i} \cdot l_i}{\sum l_i} \qquad (12)$$

mit: $\gamma_{f,i}$ = Reduktionsfaktor für die Rauheit auf der Auflaufstrecke l_i

Die Wichtung nach Gl. (12) ist über die Strecke $0{,}25 \cdot z_{98,glatt}$ unterhalb und $0{,}5 \cdot z_{98,glatt}$ oberhalb des BW durchzuführen.

2.5 Einfluß der Wellenangriffsrichtung

Die Wellenangriffsrichtung θ ist definiert als der Winkel zwischen der Küstennormalen und der Wellenorthogonalen (s. Abb. 5) und stellt einen weiteren den Wellenauflauf beeinflussenden Faktor dar. Während frühere Untersuchungen von einer Erhöhung der Wellenauflaufhöhe (TAUTENHAIN et al., 1982) für kleine Wellenangriffswinkel ($\theta \approx 15°$) gegenüber küstennormalem Wellenangriff ($\theta = 0°$) ausgingen, belegen neuste Untersuchungen diese Tatsache nicht mehr (MÖLLER et al., 2001).

Modellversuche mit *kurzkämmigem Richtungsseegang und langkämmigem Seegang* haben zu einer Abminderung der Wellenauflaufhöhe bei schrägem Wellenangriff geführt (MÖLLER et al., 2001):

$$\gamma_\theta = 0{,}65 + 0{,}35 \cdot \cos \theta \qquad \text{für } \theta < 40° \qquad (13)$$

mit: θ = Wellenangriffswinkel [°] (Definition s. Abb.5)

Für Wellenangriffsrichtungen $\theta > 40°$ werden gesonderte Modelluntersuchungen empfohlen.

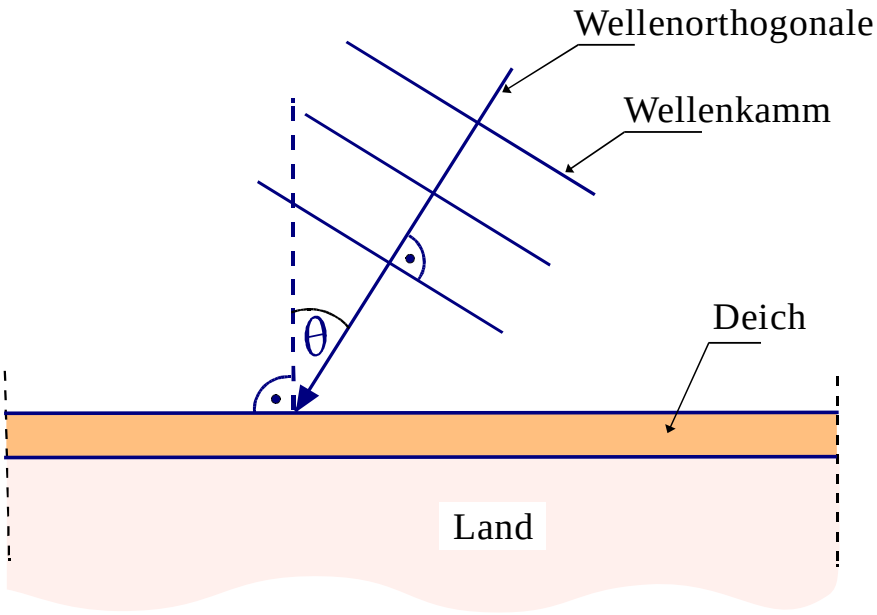


Abb. 5: Definition des Wellenangriffswinkels θ

2.6 Anwendung von Teekeinmessungen

Neben der experimentellen Ermittlung der Wellenauflaufhöhe stellt die Einmessung von Teek- bzw. Treibselgrenzen nach Sturmflutereignissen eine einfache Methode zur

- Festlegung der Wellenauflaufhöhe während eines Sturmereignisses und
- zur Überprüfung der experimentell ermittelten Wellenauflaufhöhe dar.

Die Idee stammt ursprünglich von BRAHMS (1754, 1757) und wurde später z.B. von ERCHINGER (1974, 1977), NIEMEYER et al. (1976, 1995) und ZITSCHER et al. (1979) für Wellenauflaufmessungen nach Sturmereignissen verwendet. Die Wellenauflaufhöhe kann dabei aus der Differenz zwischen Teekeinmessung und lokalem höchsten Sturmflutwasserstand bestimmt werden.

Das Verfahren besitzt jedoch einige Einschränkungen:

- Häufig fehlt die gleichzeitige Ermittlung der Wellenparameter am Deichfuß, um die Teekeinmessungen dem örtlichen Sturmflutseegang zuordnen zu können (NIEMEYER, 1976).
- Da die Materialbeschaffenheit der Treibsel variiert, ist nicht klar, welcher Wellenauflaufhöhe (z.B. z_{98}, z_{max}) die Teekgrenze entspricht.

- Orkanböen können die Teekgrenze verschieben und damit zu hohe Wellenauflaufwerte liefern (ERCHINGER, 1974, 1977).
- Schweres Treibselgut bleibt auf der Böschung liegen und kann durch den Wellenauflauf nicht höher transportiert werden (NIEMEYER, 1976).

Trotz dieser Einschränkungen stellt die Einmessung der Teekgrenzen die einzige flächendeckende und wirtschaftlich vertretbare Möglichkeit zur Bestimmung der Wellenauflaufhöhen infolge eines Sturmflutereignisses dar.

Die Festlegung der Wellenauflaufhöhe aus Teekeinmessungen wird beim Extrapolationsverfahren (NIEMEYER, 1976) auch zur Bestimmung des zum Bemessungswasserstand gehörenden Wellenauflaufs herangezogen. Dieses Verfahren ist zusammenfassend bei NIEMEYER et al. (1995) beschrieben, wo auch Verifikationen dargestellt werden. Dies Verfahren basiert auf der Tatsache, daß die Bemessungswellenhöhe bei wassertiefenbegrenztem Seegang direkt von der Wassertiefe am Deichfuß abhängt. Bei Kenntnis der Teekgrenze und des Wasserstandes einer eingetretenen Sturmflut können die dazugehörigen Wellenparameter aufgrund eines Hindcast-Verfahrens ermittelt und anschließend auf die Wellenauflaufhöhe beim maßgebenden Sturmflutwasserstand extrapoliert werden.

2.7 Strömungsgrößen des Wellenauflaufs

Nach dem Wellenbrechen läuft der Wellenauflaufschwall auf der Deichböschung hoch. Hierbei wird kinetische Energie (Wellenauflaufgeschwindigkeit) in potentielle Energie (Wellenauflaufhöhe) umgewandelt. Reibungsverluste treten infolge viskoser Reibung und Oberflächenreibung auf. Hat die Wellenauflaufzunge ihren höchsten Auflaufpunkt erreicht, so tritt Bewegungsumkehr ein und die Wassermasse läuft auf der Deichböschung als Wellenablauf hinunter. Der Wellenablauf wird durch die Gravitation g beschleunigt. Reduzierend auf den Wellenablauf und die damit verbundenen Wellenablaufgeschwindigkeiten wirken die viskose Reibung und die Oberflächenrauheit der Deichböschung.

Zur Ermittlung der Auf- und Ablaufgeschwindigkeiten an Seedeichen liegen wenige experimentelle Untersuchungen mit *Wellenspektren* vor (TAUTENHAIN, 1981; VAN DER MEER u. KLEIN BRETELER, 1990; FÜHRBÖTER, 1991; SCHÜTTRUMPF, 2001; OUMERACI et al., 2001). Die Verteilung der Geschwindigkeit der Auflaufzunge über der Deichböschung kann näherungsweise durch folgende Funktion beschrieben werden:

$$v(z) = \sqrt{v_{0,max}^2 - 2 \cdot g \cdot z_{98}} \qquad (14)$$

mit: $v(z)$ = Geschwindigkeit der Auflaufzunge [m/s] im Abstand z [m] zum BW
$v_{0,max}$ = maximale Auflaufgeschwindigkeit auf der Böschung [m/s]
z_{98} = Wellenauflaufhöhe [m]

Die max. Auflaufgeschwindigkeit $v_{0,98}$ auf Höhe des BW (z=0) für Seedeiche folgt aus (OUMERACI et al., 2001):

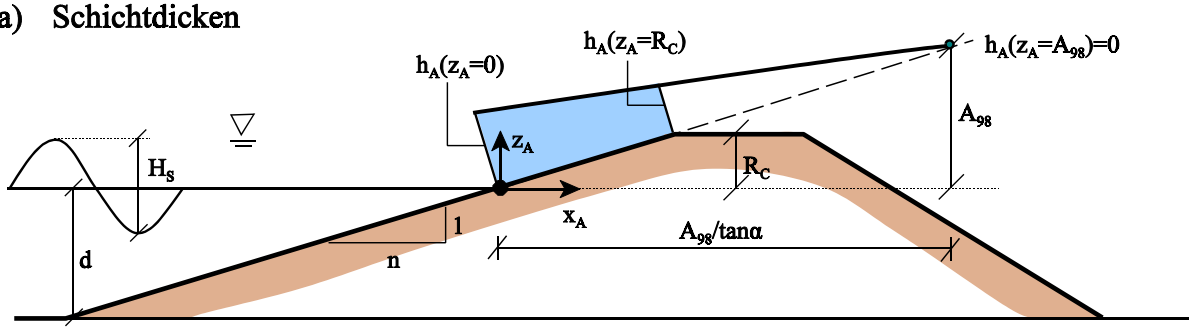
$$v_{0,98} = 1{,}10 \cdot \sqrt{2 \cdot g \cdot z_{98}} \qquad (15)$$

bzw. die max. Ablaufgeschwindigkeit $v_{0,min}$ auf Höhe des BW (z=0) aus (TAUTENHAIN, 1981):

$$v_{0,min} = 0{,}82 \cdot \sqrt{2 \cdot g \cdot z_{98}} \qquad (16)$$

FÜHRBÖTER (1991) zeigt, daß die max. Auf- und Ablaufgeschwindigkeiten nicht am BW (z = 0) auftreten (s. Abb. 6a). Die Ermittlung des Punktes auf dem Deich, an dem die maximale Strömungsbelastung auftritt, ist bislang nicht hinreichend geklärt. Daher sollte die Verteilung der Auf- und Ablaufgeschwindigkeiten auf dem Deich näherungsweise nach den Gl. (15) und (16) bestimmt werden. Aufgrund der Abweichungen in den Untersuchungsergebnissen wird empfohlen, Auf- und Ablaufgeschwindigkeiten nur mit besonderer Vorsicht zu verwenden.

(a) Schichtdicken



(b) Auflaufgeschwindigkeiten

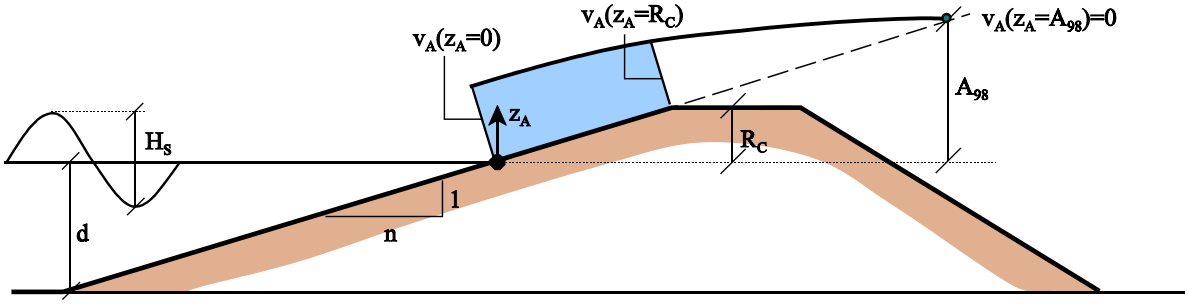


Abb. 6: Definition der Strömungsparameter auf der Deichaußenböschung (SCHÜTTRUMPF, 2001)

Neben den Auflaufgeschwindigkeiten können u.U. auch die Schichtdicken auf der Deichaußenböschung für Bemessungsfragen von Bedeutung sein. SCHÜTTRUMPF (2001) empfiehlt folgende Funktion zur Ermittlung der Schichtdicken auf der Deichaußenböschung:

$$h_{A,98} = 0{,}216 \cdot x_* \cdot \tan\alpha \qquad (17)$$

mit: x_* = Restauflauflänge = $(z_{98}/\tan\alpha - x_A)$
x_A = horizontaler Abstand zum BW (s. Abb. 6)

2.8. Numerische Modelle

Zur Berechnung der Wellenauflaufhöhe sind numerische Modelle ein geeignetes Hilfsmittel. Insbesondere das Finite Differenzen Modell Odiflocs (VAN GENT, 19??) wurde in der Vergangenheit mehrfach erfolgreich zur Wellenauflauf- und Wellenüberlaufermittlung angewandt und kann insbesondere bei komplexen Geometrien für eine erste Abschätzung der Wellenauflaufhöhen verwendet werden. Aufgrund der verwendeten Flachwassergleichungen ist die Behandlung des Wellenbrechens nicht möglich. Dies führt zu einer Unterschätzung der Wellenauflaufhöhen. Neuere Modelle auf der Grundlage der „Volume of Fluid“ (VOF) Methode (DE ROUCK et al., 2001) bzw. der Boussinesq-Gleichungen (STRYBNY u. ZIELKE, 2000) sind zur Zeit in der Entwicklung, aber für die praxisnahe Anwendung aufgrund der erforderlichen Rechenintensität noch nicht geeignet.

3. Berechnungsverfahren für den Wellenüberlauf

3.1. Einleitung

Bei nicht ausreichender Freibordhöhe R_C eines Küstenschutzbauwerks (Deich, Wellenbrecher, Hochwasserschutzwand, etc.) kann es zum Wellenüberlauf kommen (s. Abb. 1). In diesem Zusammenhang ist zu erwähnen, daß Wellenüberlauf aufgrund der stochastischen Natur des Seegangs, der Unsicherheiten bei der Wahl des Bemessungswasserstands, aus Kostengründen sowie aus ästhetischen Gründen (Sichtbehinderung) nicht vollständig ausgeschlossen werden kann. Daher ist Wellenüberlauf in tolerierbaren Mengen bei der Bemessung zuzulassen. Dabei ist sicherzustellen, daß die überlaufenden Wassermassen keinen Schaden an der Krone und der Innenseite des Bauwerks (z.B. Deichbinnenböschung) bzw. den angrenzenden Flächen (z.B. Lagerflächen) verursachen können. Für die Bemessung eines Bauwerks auf Wellenüberlauf ist bei den gegenwärtigen Bemessungsansätzen die Kenntnis der Überlaufwassermengen erforderlich.

3.2. Ermittlung der mittleren Wellenüberlaufrate q

Die Überlaufmenge V (m^3/m) während eines Sturmereignisses berechnet sich bezogen auf einen laufenden Meter Kronenbreite zu:

$$V = q \cdot t_S = \sum_{i=1}^{N} V_i \, (H_i, \, T_i) \qquad (18)$$

mit: q = mittlere Überlaufrate [$m^3/(s \cdot m)$]

$t_S = \sum_{i=1}^{N} T_i$ = Zeitdauer des Sturmereignisses [s]

N = Anzahl der Wellen während eines Sturmereignisses [-]

T_i = Wellenperiode [s] der i-ten Welle während eines Sturmereignisses
H_i = Wellenhöhe [m] der i-ten Welle während eines Sturmereignisses
$V_i (H_i, T_i)$ = Wellenüberlaufmenge der i-ten Welle eines Sturmereignisses [m^3/m]

Die mittlere Wellenüberlaufrate q kann nur für quasistationäre Randbedingungen berechnet werden. Dies ist insbesondere bei tide- und sturmflutbedingten Wasserstands- und Wellenhöhenänderungen zu berücksichtigen, da die mittlere Wellenüberlaufrate q exponentiell von der Freibordhöhe R_C abhängt.

Für Deiche kann die mittlere Wellenüberlaufrate q wie folgt berechnet werden:

$$q = 0{,}038\ \gamma_b \sqrt{2\ g\ H_S^3}\ \frac{\tan\alpha}{\sqrt{H_S\ /\ L_0}}\ \exp\left(-3{,}7\ \frac{R_C}{H_S}\ \frac{\sqrt{H_S\ /\ L_0}}{\tan\alpha}\ \frac{1}{\gamma_b\ \gamma_f\ \gamma_\theta}\right) \qquad (19),$$

wobei ein Maximalwert von:

$$q = 0{,}096 \sqrt{2\ g\ H_S^3}\ \exp\left(-1{,}85\ \frac{R_C}{H_S}\ \frac{1}{\gamma_\theta\ \gamma_f}\right) \qquad (20)$$

nicht überschritten werden darf.

mit:
q = mittlere Wellenüberlaufrate [$m^3/(s \cdot m)$]
$L_0 = \frac{g\ T_m^2}{2\ \pi}$ = Wellenlänge im Tiefwasser [m]
T_m = mittlere Wellenperiode [s]
H_S = signifikante Wellenhöhe am Deichfuß [m]
R_C = Freibordhöhe [m]
α = Deichneigung [°]
γ_f = Empirischer Beiwert für den Einfluß der Böschungsrauheit [-] nach Abschnitt 2.4 (Tab. 2)
γ_θ = Empirischer Beiwert für den Einfluß der Wellenangriffsrichtung [-] nach Abschnitt 2.5
γ_b = Empirischer Beiwert für den Einfluß einer Berme bzw. eines Knickprofils [-] nach Abschnitt 2.3

Für Hochwasserschutzwände kann die mittlere Wellenüberlaufrate q entsprechend der folgenden Funktion ermittelt werden (FRANCO et al., 1995; OUMERACI et al., 1995):

$$q = 0{,}082 \sqrt{g\ H_S^3}\ \exp\left(-3{,}0\ \frac{R_C}{H_S \cdot \gamma_\theta}\right) \qquad (21)$$

Gl.(21) wurde von SCHÜTTRUMPF et al. (1998) unter Verwendung der Versuchsdaten von

DAEMRICH (1991) und MÜHLESTEIN (1992) verifiziert und bestätigt. Lediglich für sehr kleine Freibordhöhen R_C kann Gl. (21) zu einer Überschätzung der mittleren Wellenüberlaufrate (für q > 100 l/(s·m)) führen.

3.3. Ermittlung des individuellen Wellenüberlaufvolumens

In der Praxis wird oft statt der mittleren Wellenüberlaufrate q nach den Gl.(19)-(21) das Überlaufvolumen pro Welle benötigt. Das individuelle Wellenüberlaufvolumen sagt weit mehr über die Bauwerksbelastung aus als die mittlere Wellenüberlaufrate q. Das individuelle Wellenüberlaufvolumen kann jedoch nur statistisch ermittelt werden. Die Überschreitungswahrscheinlichkeit des Überlaufvolumens pro Welle P(V) läßt sich durch eine zweiparametrige WEIBULL-Verteilung ausdrücken (FRANCO et al., 1995; VAN DER MEER et al., 1995):

$$P(V) = \exp\left[-\left(\frac{V}{A}\right)^{B}\right] \tag{22}$$

mit: B = Formparameter zur Beschreibung der Krümmung der Verteilungskurve: B=0,75 für Deiche und senkrechte Wände

A = Maßstabsfaktor mit

$$A = 0{,}84\overline{V} = \frac{0{,}84 \cdot T_m \cdot q}{P_{ow}} \tag{23}$$

mit: T_m = mittlere Wellenperiode [s]

$\overline{V}$ = mittleres Überlaufvolumen pro Welle [m^3/m]

q = mittlere Überlaufrate [m^3/(s·m)]

P_{ow} = Prozentzahl der überlaufenden Wellen N_{ow} bezogen auf die Gesamtanzahl der einlaufenden Wellen N_w

$$P_{ow} = \frac{N_{ow}}{N_w} \tag{24}$$

Bei Annahme einer RAYLEIGH-Verteilung des Wellenauflaufes kann P_{ow} wie folgt beschrieben werden:

$$P_{ow} = \exp\left[-\left(\frac{R_C}{H_S \cdot c_{ref}}\right)^{2}\right] \tag{25}$$

mit: $c_{ref} = 0{,}91 \cdot (\gamma_\theta \cdot \gamma_b)$ für HWS-Wände (FRANCO et al., 1995)

$c_{ref} = 0{,}81 \cdot (\gamma_f \cdot \gamma_\theta \cdot \gamma_b) \cdot \frac{\tan\alpha}{\sqrt{H_S / L_0}}$ für Deiche, wobei ein Maximalwert von

$1{,}62 \cdot (\gamma_f \cdot \gamma_\theta)$ nicht überschritten werden darf (VAN DER MEER et al., 1995).

3.4. Einflußfaktoren auf den Wellenüberlauf

Bei den oben genannten Formeln zur Berechnung des Wellenüberlaufes werden Standardsituationen wie z.B. küstennormaler Wellenangriff, eine glatte Böschung, etc. vorausgesetzt. Diverse Einflußfaktoren haben allerdings wie beim Wellenauflauf eine abmindernde Wirkung auf die Wellenüberlaufrate q und somit einen günstigen Einfluß auf die Bauwerksbemessung und die entstehenden Kosten. Schräger Wellenangriff, die Kurzkämmigkeit des Seegangs oder eine zusätzliche Böschungsrauheit (z.B. Blocksteine) stellen solche abmindernden Faktoren dar, die wie bei der Wellenüberlaufermittlung zu berücksichtigen sind.

3.5. Zulässige Wellenüberlaufraten

Da bislang Untersuchungen über den direkten Einfluß einer überlaufenden Welle auf ein Bauwerk fehlen (z.B. Belastung der Deichbinnenböschung), ist lediglich ein Vergleich mit kritischen Wellenüberlaufraten auf der Grundlage mittlerer Wellenüberlaufraten möglich, um die Tolerierbarkeit einer mittleren Wellenüberlaufrate q abzuschätzen. Auf der Grundlage umfangreicher Modelluntersuchungen, Naturbeobachtungen und Befragungen konnten die Kriterien in Tab. 3 entwickelt werden (FUKADA et al, 1974; FRANCO et al., 1994, 1995, 1999; VAN DER MEER et al., 1998), die die Gefährdung des Bauwerks bzw. sich auf dem Bauwerk befindlicher Personen und Fahrzeuge in Abhängigkeit von der mittleren Wellenüberlaufrate q angeben. Es ist anzumerken, daß Tab. 3 in der gegenwärtigen Form lediglich eine Größenordnung für das Gefahrenpotential infolge Wellenüberlauf gibt. Außerdem stellen die mittleren Wellenüberlaufraten nicht das Maß für die Standsicherheit dar. Daher sind die Werte in Tab. 3 mit äußerster Vorsicht zu verwenden. Weitere Untersuchungen sind erforderlich, um Tab. 3 zu vervollständigen und zu präzisieren.

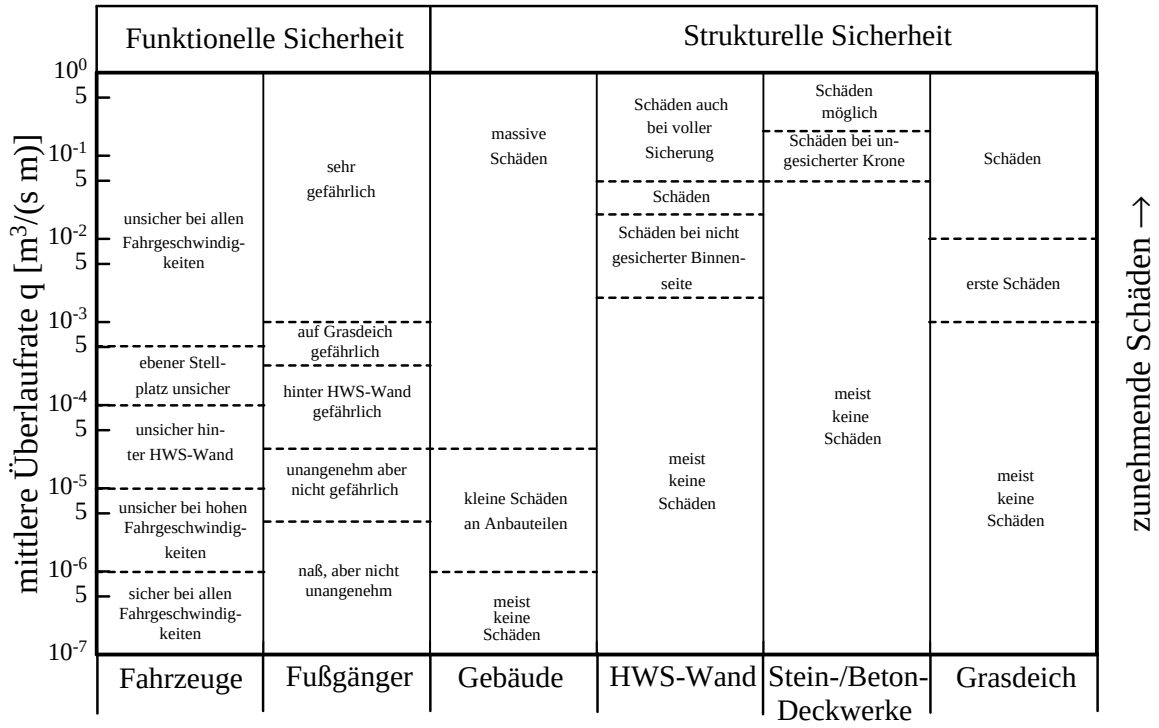
3.6. Strömungsgrößen des Wellenüberlaufs

Die Wellenüberlaufströmung wurde erstmals von SCHÜTTRUMPF (2001) untersucht und mathematisch beschrieben. Schichtdicken und Überlaufgeschwindigkeiten am Beginn der Deichkrone können direkt aus den Auflaufgeschwindigkeiten und Schichtdicken auf der Deichaußenböschung ermittelt werden. Die Veränderung der Strömungsgrößen auf der Deichkrone kann anhand der folgenden Gleichung beschrieben werden (Abb. 7):

(a) Schichtdicken

$$h_K(x_K) = h_K(x_K=0) \cdot \exp\left(-0{,}75 \frac{x_K}{B} \right) \tag{26}$$

Anhaltswerte zur Wirkung von Wellenüberlaufraten
für scharliegende Küstenschutzbauwerke (im Einzelfall zu überprüfen)



Tab. 3: Anhaltswerte zur Wirkung von Wellenüberlaufraten (Im Einzelfall kritisch zu überprüfen)

(b) Überlaufgeschwindigkeiten

$$v_K(x_K) = v_K(x_K=0) \cdot \exp\left(-\frac{x_K\ f}{2\ h_K}\right) \tag{27}$$

Der Reibungsbeiwert f sollte für glatte Böschungen (Beton, Asphalt) zu f=0,02 gesetzt werden. Weitergehende Informationen sind SCHÜTTRUMPF (2001) zu entnehmen.

Auf der Deichbinnenböschung wirkt zusätzlich die Neigung der Binnenböschung β auf die Überlaufgeschwindigkeiten v und die Veränderung der Strömungsgrößen wird durch die folgenden Gl. beschrieben (Abb. 7):

$$v = \frac{v_0 + \frac{k_1\ h}{f}\tanh\left(\frac{k_1\ t}{2}\right)}{1 + \frac{f\ v_0}{h\ k_1}\tanh\left(\frac{k_1\ t}{2}\right)} \tag{28}$$

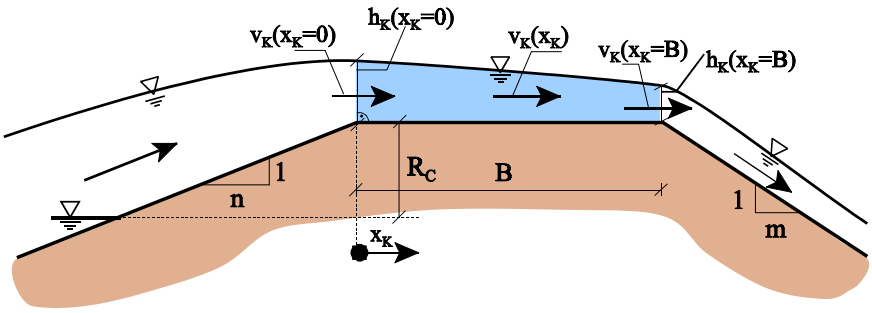
mit: $$t \approx -\frac{v_0}{g\ \sin\beta} + \sqrt{\frac{v^2}{g^2\ \sin^2\beta} + \frac{2\ s}{g\ \sin\beta}}$$

$$k_1 = \sqrt{\frac{2\ f\ g\ \sin\beta}{h}}$$

h = Schichtdicke [m]
f = Reibungsbeiwert [-]
β = Neigung der Binnenböschung [°]
s = böschungsparalleler Abstand zum Beginn der Deichbinnenböschung

Gl. (28) ist iterativ zu lösen.

(a) Definition der Strömungsgrößen auf der Deichkrone



(b) Definition der Strömungsgrößen auf der Deichbinnenböschung

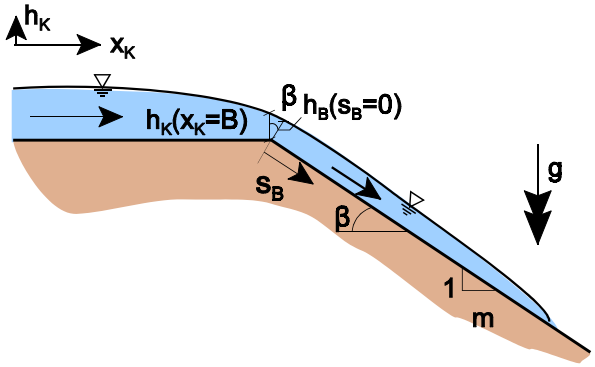


Abb. 7: Definition der Strömungsgrößen auf Deichkrone und Deichbinenböschung

Zur Zeit werden großmaßstäbliche Modellversuche unter Berücksichtigung der bodenmechanischen Randbedingungen ausgewertet, um die Wirkung der Überlaufströmungsgrößen nach Gl. (26) bis (28) auf die Stabilität der Deichbinnenböschung abschätzen zu können. Erst nach Abschluss dieser Untersuchungen ist eine Bemessung der Deichbinnenböschung auf Grundlage der angreifenden und widerstehenden Kräfte möglich.

4. Schrifttum

BATTJES, J.A. (1974) Surf Similarity. Proceedings of the 14th Conference on Coastal Engineering, Kopenhagen, Dänemark

BRAHMS, A. (1754, 1757) Anfangsgründe der Deich- und Wasserbaukunst. (1. Teil (1754) und 2. Teil (1757). Verlag H. Tapper. Aurich

DAEMRICH, K.F. (1991) Modellversuche zum Wellenüberlauf an Polderwänden. Mitteilungen des Franzius-Instituts für Wasserbau und Küsteningenieurwesen. H. 72. S. 353-367

EAK (1993) Empfehlungen für Küstenschutzwerke. Die Küste. H. 55

ERCHINGER, H.F. (1974) Wellenauflauf an Seedeichen - Naturmessungen an der ostfriesischen Küste. Mitteilungen des Leichtweiß-Instituts. H. 41. S. 255-276

ERCHINGER, H.F. (1977) Naturmessungen des Wellenauflaufs mit neuentwickelten Geräten. Die Küste. H. 31. S. 59-71

FRANCO, C., FRANCO, L., RESTANO, C., VAN DER MEER, J.W. (1995) The effect of wave obliquity and short crestedness on the overtopping rate and volume distribution on caisson breakwaters. MAST II-MCS Proceedings, Final Workshop.

FRANCO, L, DE GERLONI, M., VAN DER MEER, J.W. (1994) Wave Overtopping on Vertical and Composite Breakwaters. Proc. 24th Intern. Conf. on Coastal Eng., Kobe, Japan

FRANCO, C. u. FRANCO, L. (1999) Overtopping Formulas for Caisson Breakwaters with nonbreaking 3D-waves. Journal of Waterway, Port, Coastal and Ocean Engineering. Vol. 125. No. 2. S. 98-108

FÜHRBÖTER, A. (1991) Wellenbelastung von Deich- und Deckwerksböschungen. Jahrbuch der Hafenbautechnischen Gesellschaft, Bd. 46. S. 225-282

FUKADA, N., UNO, T. u. IRIE, I. (1974) Field Observations of Wave Overtopping of Wave absorbing Revetment. Coastal Engineering in Japan, Vol. 17

HUNT, I.A. (1959) Design of seawalls and breakwaters. Journal of the Waterways and Harbour Division. ASCE, Vol. 85, No. WW3, S. 123-153

MÖLLER, J.; OHLE, N.; SCHÜTTRUMPF, H.; DAEMRICH, K.F.; OUMERACI, H.; ZIMMERMANN, C. (2001) Schräger Wellenauflauf an Seedeichen. Tagungsband des 3. FZK-Kolloquiums (29.3.2001). Hannover

MÜHLESTEIN, D. (1992) Hydraulische Untersuchungen von Wellenüberlauf an HWS-Wänden. Final Report. Danish Hydraulic Institute. Projekt Nr. 6734

NIEMEYER, H.D. (1976) Zur Abschätzung des maximalen Wellenauflaufs an Seedeichen aus der Einmessung von Teekgrenzen. Die Küste. H. 29. S. 143-151

NIEMEYER, H.D.; GÄRTNER, J.; PETERS, K.H.; SCHNEIDER, O. (1995) The estimation of design wave run-up on sea dykes in consideration of overtopping security by using benchmarks of flotsam. Int. Conf. on Coastal and Port Engineering in Developing Countries (COPEDEC). Rio de Janeiro.

OUMERACI, H.; SCHÜTTRUMPF, H.; MÖLLER, J.; KUDELLA, M. (2001) Loading of the inner slope of Seadikes by Wave Overtopping - Results from Large Scale Model Tests. LWI-Bericht Nr. 858

OUMERACI, H., HEWSON, P, JUHL, J. u. VAN DER MEER, J. (1995) MCS-Project Multi-Disciplinary Research on Monolithic Coastal Structures.
MAST II-MCS Proceedings, Final Workshop.

SCHÜTTRUMPF, H., BIEMÜLLER, G. und OUMERACI, H. (1997) Maßgebende Wellenauflaufhöhe für die Bemessung des Landesschutzdeiches auf Helgoland. Wasser und Boden. H. 12. S. 54-57

SCHÜTTRUMPF, H.; KORTENHAUS, A. u. OUMERACI, H. (1998) Application of Overtopping Models to Vertical Walls against Storm Surges. Proc. 26th Int. Conf. on Coastal Engineering. Kopenhagen.

SCHÜTTRUMPF, H. (2001) Wellenüberlaufströmung bei Seedeichen - Experimentelle und theoretische Untersuchungen. Dissertation am Leichtweiß-Institut für Wasserbau

SCHULZ, K.-P. (1992) Maßstabseffekte beim Wellenauflauf auf glatten und rauhen Böschungen. Mitteilungen des Leichtweiß-Instituts. H. 120. S. 140-239

STRYBNY, J. u. ZIELKE, W. (2000) Extended Eddy Viscosity Concept for Wave Breaking in Boussinesq Type Models. Proc. of 27th Int. Conf. on Coastal Eng.. Sydney. S. 1307-1320

SZMYTKIEWICZ, M.; ZEIDLER, R. u. PILARCZYK, K. (1994) Irregular Wave Run-up on Composite Rough Slopes. Coastal Dynamics. S. 599-613

TAUTENHAIN, E. (1981) Der Wellenüberlauf an Seedeichen unter Berücksichtigung des Wellenauflaufs - Ein Beitrag zur Bemessung. Mitteilungen des Franzius-Instituts für Wasserbau und Küsteningenieurwesen der Universität Hannover. H. 53. S. 1-245

TAUTENHAIN, E., KOHLHASE, S, u. PARTENSCKY, H.W. (1982) Wave Run-up at Sea Dikes under Oblique Wave Approach. Proceedings 18th International Conference on Coastal Engineering, Kapstadt, Südafrika. S. 804-810

VAN DER MEER, J.W. u. KLEIN BRETELER, M. (1990) Measurement and Computation of Wave induced Velocities on a smooth Slope. Proceedings 22nd International Conference on Coastal Engineering. S. 191-204

VAN DER MEER, J.W. u. JANSSEN, P.F.M (1995) Wave Run-up and Wave Overtopping at Dikes. ASCE book on "Wave Forces on inclined and vertical wall structures". Ed. Z. Demirbilek

VAN DER MEER, J.W., TÖNJES, P. u. DE WAAL, J.P. (1998) A code for dike height design and examination. Proceedings Int. Conf. on Coastlines, Structures and Breakwaters. (Ed. N.W.H. ALLSOP) Thomas Telford, London

VAN GENT, M. (1995) Wave Interaction with permeable coastal structures. PHD-Thesis. Delft University Press

VAN GENT, M. (1999) Physical Model Investigations on Coastal Structures with shallow foreshores - 2D model tests with single and double peaked wave energy spectra. Delft Hydraulics. Report H. 3608

ZITSCHER, F.F.; SCHERENBERG, R. u. CAROW, U. (1979) Die Sturmflut vom 3. und 21. Januar 1976 an den Küsten Schleswig-Holsteins. Die Küste. H. 33. S. 71-99

Tagungsband des 3. FZK-Kolloquiums. 29.3.2001. Hannover

(2001)

Untersuchungen zum Wellenüberlauf für Naturspektren

Schüttrumpf, H.; Möller, J.; Oumeraci, H.; Grüne, J.; Weissmann, R.

Untersuchungen zum Wellenüberlauf für Naturspektren

von

H. Schüttrumpf[1.)]
J.Möller[1.)]
H.Oumeraci[1.)]
J.Grüne[2.)]
R.Weissmann[3.)]

ABSTRACT

Within the German research project „Loading of the Inner Slope of Seadikes by Wave Overtopping“ (BMBF KIS 009) the influence of natural sea states on wave overtopping constitutes one of the investigated aspects. In fact, the incident wave spectrum is influenced by the very complex morphology in shallow coastal zones like wadden seas and shallow forelands. Therefore, the wave spectrum in these areas is quite different from the commonly used theoretical single peak wave spectra and wave run-up and wave overtopping are influenced by the shape of these wave spectra and can not be simply described on the basis of theoretical single peak wave spectra like PM, JONSWAP or TMA wave spectra. The objective of this paper is to study experimentally the influence of different wave spectra on wave overtopping for seadikes by means of small and large scale model tests.

1.) Leichtweiss-Institut, Technische Universität Braunschweig; Beethovenstr. 51a; 38106 Braunschweig; E-Mail: Schuettrumpf@Hamburg.BAW.de; Ja.Moeller@tu-bs.de ; H.Oumeraci@tu-bs.de

2.) Forschungszentrum Küste; Merkurstr. 11; 30419 Hannover
E-Mail: gruene@fzk.uni-hannover.de

3.) Institut für Grundbau und Bodenmechanik, Felsmechanik und Tunnelbau, Universität Essen; Universitätsstr. 15; 45117 Essen;
E-Mail: Roland.Weissmann@uni-essen.de

1 EINLEITUNG

Im Rahmen des Forschungsprojekts „Belastung der Binnenböschung von Seedeichen durch Wellenüberlauf" stellt der Einfluß des natürlichen Seegangs auf den Wellenüberlauf einen der untersuchten Aspekte dar. Das ankommende Wellenspektrum wird in der Natur durch die sehr komplexe Morphologie in Flachwasser-Küstenregionen wie Wattgebieten und Vorländern beeinflusst. Daher weicht die Form des Wellenspektrums in diesen Regionen wesentlich von der Form der allgemein angewandten Einpeak-Wellenspektren ab. Wellenauflauf und -überlauf in Flachwasser-Regionen werden durch die Form des Spektrums beeinflusst und können nicht auf der Grundlage theoretischer Einpeak-Wellenspektren wie PM, JONSWAP oder TMA Spektren beschrieben werden.

Gegenstand dieses Artikels ist die Untersuchung des Einflusses von verschiedenen Wellenspektren auf den Wellenüberlauf bei Seedeichen mit Hilfe von klein- und großmaßstäblichen Versuchen. Im Rahmen des Forschungsprojektes wurden Modellversuche mit den folgenden Randbedingungen durchgeführt:

(i) regelmäßige Wellen
(ii) TMA- Spektren (Einpeak)
(iii) JONSWAP- Spektren (Ein- und Doppelpeak- Spektren, gebildet aus zwei überlagerten JONSWAP- Spektren)
(iv) in der Natur gemessene Wellenspektren (an verschiedenen Orten der deutschen und niederländischen Küste gemessene Ein-, Doppel- und Mehrpeak-Spektren)

Die untersuchten Wellenspektren für verschiedene Orte der deutschen Nordseeküste wurden von Dipl.-Ing. H.D. Niemeyer (Forschungsstelle Küste, Norderney) und Dipl.-Ing. J. Grüne (Forschungszentrum Küste, Hannover), für die Probstei/ Ostsee durch Dipl.-Ing. H. Bergmann (LWI), für die Ostsee durch Dipl.-Ing. T. Trampenau (LWI) und für verschiedene Küstenorte in den Niederlanden durch ir. John G. de Ronde (Rijkswaterstaat) zur Verfügung gestellt. Für die Unterstützung bedanken sich die Autoren.

2 FORMELN ZUR BESCHREIBUNG DES WELLENÜBERLAUFS

Die Kronenhöhe von Seedeichen und anderen Küstenschutzbauwerken ist abhängig vom Bemessungswasserstand und der maßgebenden Wellenauflaufhöhe z_{98}, die durch zwei Prozent der ankommenden Wellen überschritten wird. Wenn die Kronenhöhe eines Seedeiches nicht hoch genug ist, kommt es zum Wellenüberlauf. Wellenüberlauf kann aufgrund von Unsicherheiten in der Vorhersage des Bemessungswasserstandes und der ankommenden Wellen nicht generell vermieden werden. Daher muß der Wellenüberlauf als ein wichtiger Eingangsparameter für die Bemessung von Küstenschutzbauwerken verstanden werden.

Es existieren verschiedene Formeltypen zur Berechnung der mittleren Wellenüberlaufrate q (Tab. 1). Die meisten dimensionslosen Gleichungen verwenden zur Berechnung der mittleren Wellenüberlaufrate eine Exponentialfunktion der Form $Q_* = Q_0 \exp(-b\, R_*)$ oder

$Q_* = Q_0 (1- R_*)^b$. In diesen Formeln sind Q_* und R_* dimensionslose Faktoren, die die dimsionslose Wellenüberlaufrate, bzw. den dimensionslosen Freibord beschreiben. Für die Freibordhöhe $R_c = 0$ (d.h. $R_* = 0$) ist der Koeffizient Q_0 gleich der dimensionslosen Überlaufrate Q_*. Für große Freibordhöhen kommt es nicht zum Wellenüberlauf ($R_* \to \infty \Rightarrow Q_* = 0$).

Für die Bemessung von Seedeichen in Deutschland empfiehlt die EAK A2 (2001) (Richtlinien für die Bemessung von Küstenschutzbauwerken in SCHÜTTRUMPF und OUMERACI, 2000) die Formel von VAN DER MEER et al. (1995/1998) mit der Einschränkung, daß diese Methode nur für Einpeak- Wellenspektren angewandt werden kann:

$$\frac{q}{\sqrt{g\ H_S^3}} \sqrt{\frac{H_S/L_0}{\tan\alpha}} = 0{,}06\ \exp\left(-5{,}2\ \frac{R_C}{H_S}\ \frac{\sqrt{H_S/L_0}}{\tan\alpha} \right) \quad \text{für } \xi_d < 2{,}0 \qquad (1)$$

$$\frac{q}{\sqrt{g\ H_S^3}} = 0{,}2\ \exp\left(-2{,}6\ \frac{R_C}{H_S} \right) \quad \text{für } \xi_d \geq 2{,}0 \qquad (2)$$

mit:
- L_0 = $(g\ T_P^2)/(2\pi)$
- T_P = Peakperiode des Wellenspektrums
- H_S = signifikante Wellenhöhe
- R_C = Freibord
- $\tan\alpha$ = Deichneigung
- ξ_d = Brecherkennzahl

$$\xi_d = \frac{\tan\alpha}{\sqrt{H_S/L_0}} \qquad (3)$$

SCHÜTTRUMPF (2001) beschreibt, daß die bestehenden Überlaufmodelle für mittlere Wellenüberlaufraten von VAN DER MEER et al.(1995/1998) und ebenso von VAN GENT (1999) nicht für die folgenden Randbedingungen gelten:

- $R_c = 0 \quad \Rightarrow \quad Q_* = Q_0$
- $R_c = z_{max} \quad \Rightarrow \quad Q_* = 0$

Auf der Grundlage von Modellversuchen ohne Freibord ($R_c = 0$) und ohne Wellenüberlauf ($R_c > z_{max}$) entwickelte SCHÜTTRUMPF (2001) folgende Formel:

$$\frac{q}{\sqrt{2\ g\ H_S^3}} = 0{,}038 \cdot \xi_d \cdot \exp\left(-5{,}5\ \frac{R_C}{z_{98}} \right) \quad \text{für } \xi_d < \xi_{gr} \qquad (4)$$

$$\frac{q}{\sqrt{2\ g\ H_S^3}} = \left(0{,}096 - \frac{0{,}160}{\xi_d^3} \right) \cdot \exp\left(-5{,}5\ \frac{R_C}{z_{98}} \right) \quad \text{für } \xi_d \geq \xi_{gr} \qquad (5)$$

mit: ξ_{gr} = 2,0
z_{98} = Wellenauflaufhöhe, die von 2% der einlaufenden Wellen überschritten wird ($=1{,}5 \cdot \xi_d \cdot H_S$)
ξ_d = Brecherkennzahl (hier berechnet mit T_m)

Ein Vergleich der Überlaufmodelle nach VAN DER MEER und nach SCHÜTTRUMPF mit den gemessenen mittleren Wellenüberlaufraten wird im folgenden durchgeführt. Ein vollständiger Vergleich der verschiedenen Überlaufmodelle aus Tab. 1 mit den gemessenen mittleren Überlaufraten ist in OUMERACI et al. (1999) beschrieben.

3 VERSUCHSAUFBAU

Zum Einfluß von natürlichen Wellenspektren auf den Wellenauflauf und Wellenüberlauf wurden klein- und großmaßstäbliche Modellversuche durchgeführt. Kleinmaßstäbliche Versuche wurden im Wellenkanal (Länge: 100m, Breite: 2m; Tiefe: 1,25) des Leichtweiß-Instituts für Wasserbau (LWI) der Technischen Universität Braunschweig durchgeführt. Die Wellenmaschine ist in der Lage, regelmäßige Wellen und Wellenspektren mit Wellenhöhen bis 0,25m und Wellenperioden zwischen 1,5s und 6,0 s bei einer Wassertiefe zwischen 0,6m bis 0,8 m zu generieren. Untersucht wurde eine glatte und undurchlässige Deichböschung mit einer Neigung von 1:6. Für alle Versuche wurde die Wassertiefe konstant auf 0,70m belassen, was einen Freibord von R_c = 0,10m ergab. Die Kronenbreite B betrug konstant 0,30m.

Die ankommenden Wellen wurden durch 10 Wellenpegel aufgezeichnet. Das gemessene Wellenfeld wurde mit Hilfe der drei Pegel Methode (MANSARD und FUNKE, 1980) in ein ankommendes und ein reflektiertes Wellenfeld aufgeteilt. Das Überlaufvolumen wurde durch einen, auf drei Wägezellen installierten, Überlaufbehälter ermittelt. Dieses System ermöglicht es, sowohl einzelne als auch mittlere Wellenüberlaufraten zu ermitteln. Eine genauere Beschreibung der kleinmaßstäblichen Versuche findet sich bei OUMERACI et al. (1999).

Abb. 1: Versuchsaufbau 1:6 Deich - Blick in Richtung der Wellenmaschine

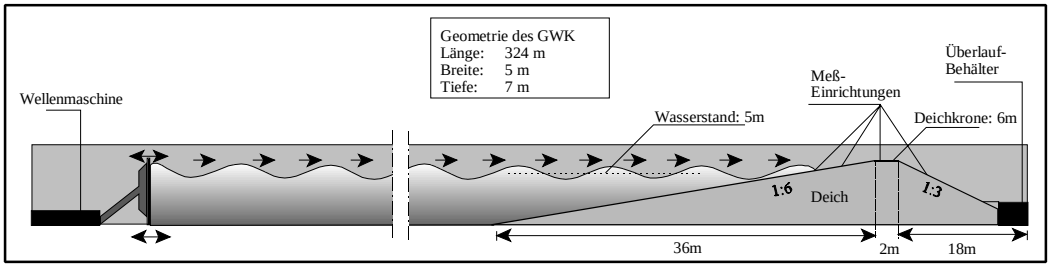
Tab. 1: Wellenüberlaufmodelle (SCHÜTTRUMPF, 2001)

Autor	Wellenüberlauf-modell	Dimensionslose Wellenüberlaufrate Q_*	Dimensionslose Freibordhöhe R_*
Owen (1980)	$Q_* = Q_0 \exp(-b\, R_*)$	$\frac{q}{T_m\, g\, H_S}$	$\frac{R_C}{T_m \sqrt{g\, H_S}}$
Ahrens und Heimbaugh (1988)	$Q_* = Q_0 \exp(-b\, R_*)$	$\frac{q}{\sqrt{g\, H_{m0}^3}}$	$\frac{R_C}{(H_{m0}^2\, L)^{1/3}}$
Pilarczyk (1994)	$Q_* = Q_0 \exp(-b\, R_*)$	$\frac{q\, T_m}{H_m\, L_0 \sqrt{\tan\alpha}}$	$\frac{R_C}{\tan\alpha \sqrt{H_m\, L_0}}$
Pedersen und Burcharth (1992)	$Q_* = Q_0 \exp(-b\, R_*)$	$\frac{q\, T_m}{L_{0m}^2}$	$\frac{R_C}{H_S}$
Franco et al. (1999)	$Q_* = Q_0 \exp(-b\, R_*)$	$\frac{q}{\sqrt{g\, H_S^3}}$	$\frac{R_C}{H_S}$
De Waal und Van Der Meer (1992)	$Q_* = Q_0 \exp(b\, R_*)$	$\frac{q}{\sqrt{g\, H_S^3}}$	$\frac{z_{A,98} - R_C}{H_S}$
Van Der Meer und Janssen (1995, 1998)	$Q_* = Q_0 \exp(-b\, R_*)$	Fall 1 für $\xi_d < 2$: $\frac{q}{\sqrt{g\, H_S^3}} \sqrt{\frac{s_0}{\tan\alpha}}$	Fall 1 für $\xi_d < 2$: $\frac{R_C}{H_S} \frac{\sqrt{s_0}}{\tan\alpha}$
		Fall 2 für $\xi_d > 2$: $\frac{q}{\sqrt{g\, H_S^3}}$	Fall 2 für $\xi_d > 2$: $\frac{R_C}{H_S}$
Hedges und Reis (1997)	Für $0 \le R_* < 1$: $Q_* = Q_0 (1-R_*)^b$ Für $R_* > 1$: $Q_* = 0$	$\frac{q}{\sqrt{g\, z_{A,max}^3}}$	$\frac{R_C}{z_{A,max}}$
Schüttrumpf (2001)	$Q_* = Q_0 \exp(-b\, R_*)$	$\frac{q}{\sqrt{2\, g\, H_S^3}} \frac{1}{\xi_d}$	$\frac{R_C}{z_{A,98}}$

Großmaßstäbliche Modellversuche wurden im Großen Wellenkanal (GWK) des Forschungszentrums Küste in Hannover durchgeführt. Der Wellenkanal hat eine Länge von

324m, eine Breite von 5m und eine Tiefe von 7m. Die Wellenmaschine kann regelmäßige Wellen bis zu einer Höhe von H = 2,0m und Wellenspektren bis zu einer signifikanten Höhe von H_s = 1,4m erzeugen.

Die Untersuchungen wurden an einem Deich mit einer Neigung der Außenböschung von 1:6 und einer Neigung der Binnenböschung von 1:3 durchgeführt. Die Kronenbreite betrug 2,0m und die Kronenhöhe 6,0m. Diese Abmessungen entsprechen einem Maßstab von etwa 1:1 bis 1:2,5. Die untersuchte Deichgeometrie ist charakteristisch für Seedeiche der deutschen Nordseeküste. Abb. 2 zeigt einen Querschnitt des Deiches im Wellenkanal und Fotos der ankommenden Wellen, der auflaufenden Wellen auf der Außenböschung und des Überlaufschwalls auf der Binnenböschung.



Großer Wellenkanal (GWK), Hannover

Einlaufende Wellen | Wellenauflauf (Außenböschung) | Wellenüberlauf (Binnenböschung)

Abb. 2: Deichquerschnitt im GWK, Hannover

Gegenstand dieser Versuche war u.a. die detaillierte Untersuchung der hydrodynamischen Prozesse auf der Deichaußenböschung, der Deichkrone und der Deichbinnenböschung. Für die Analyse dieser Prozesse wurden daher folgende Parameter gemessen:

- Wellenparameter im Kanal und auf dem Deich,
- Druck auf der Deichoberfläche (Außenböschung, Krone, Binnenböschung),
- Geschwindigkeiten auf der Deichoberfläche (Außenböschung, Krone, Binnenböschung),
- Schichtdicken (Außenböschung, Krone, Binnenböschung) und
- Überlaufmengen

Eine genaue Beschreibung der Modellversuche ist in OUMERACI et al. (2001) gegeben. Das ankommende Wellenfeld und die charakteristischen Überlaufparameter wurden analog zu den kleinmaßstäblichen Versuchen ausgewertet, um Unterschiede in der Datenauswertung zu vermeiden.

4 VERSUCHSPROGRAMM

Vorhandene Bemessungskonzepte für Wellenüberlauf basieren auf Untersuchungen an theoretischen Wellenspektren (TMA, JONSWAP, PM, etc.). Wie bereits erwähnt, werden die einlaufenden Wellen an den deutschen Küsten generell durch die komplexe Morphologie der Flachwasserzone (Wattenmeer und flache Vorländer) beeinflußt. Für diese Zusammenhänge soll der Einfluß der Doppel- oder Mehrpeak-Spektren hinsichtlich des Überlaufverhaltens an Seedeichen untersucht werden. Für die Modellversuche wurden regelmäßige Wellen und verschiedene Wellenspektren (theoretische Wellenspektren und gemessene Naturspektren) verwendet.

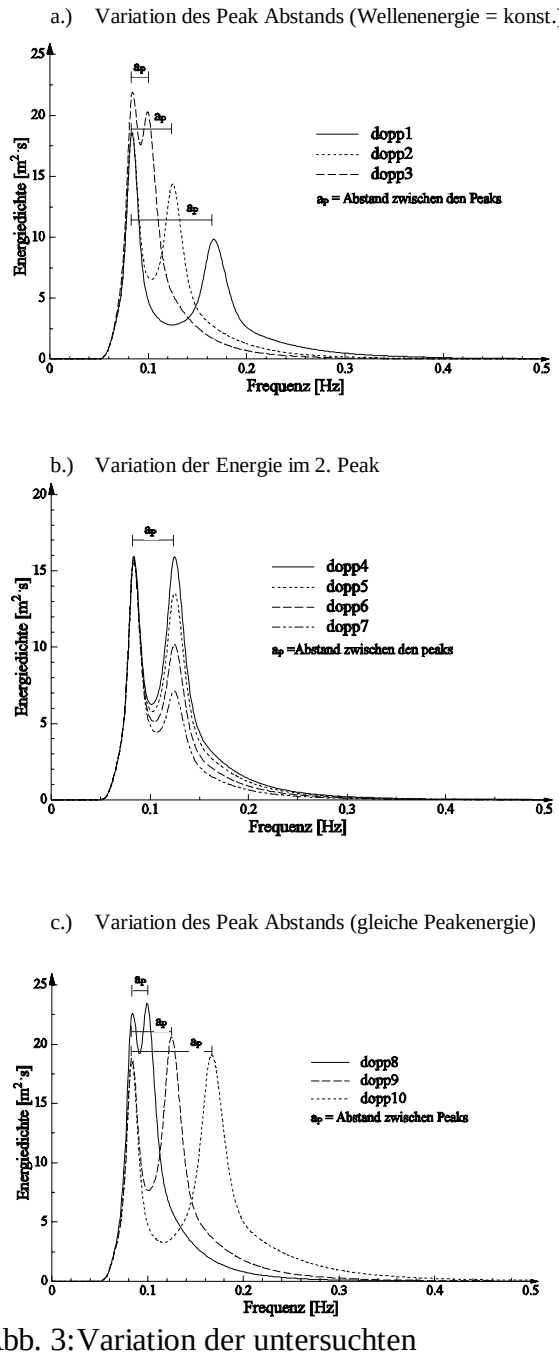


Abb. 3: Variation der untersuchten Doppelpeakspektren

Theoretische Wellenspektren:
Das TMA Spektrum ist das am häufigsten verwendete Wellenspektrum im Flachwasser. In der Vergangenheit wurden viele der Modelluntersuchungen mit TMA Spektren durchgeführt. Um einen Vergleich der Ergebnisse mit vorhandenen Bemessungsansätzen zu ermöglichen, und die Unterschiede zwischen Standard- und Naturspektren zu untersuchen, wurden für die Modellversuche JONSWAP und TMA Spektren verwendet.

Doppelpeak-Spektren:
Doppelpeak-Spektren können durch Überlagerung von Windsee und Dünung entstehen. SCHADE (1991) führte Messungen von Doppelpeak--Spektren vor Sylt durch. Grüne und Niemeyer haben Doppelpeak-Spektren im Elbe Ästuar und an verschiedenen Orten entlang der deutschen Küstenlinie gemessen. Die theoretischen Doppelpeak-Spektren, die im Rahmen der Modellversuche verwendet wurden, wurden aus der Überlagerung von Einpeak JONSWAP-Spektren erzeugt. Dafür wurde für jeden Peak des Doppelpeak-Spektrums ein Einpeak-Wellenspektrum ($T_{p,1}$ für den ersten Peak und $T_{p,2}$ für den zweiten Peak) generiert. Die zwei Einpeak-Spektren wurden anschließend überlagert, um ein Doppelpeak-Spektrum zu erzeugen (Abb. 3). Dabei sollte der Einfluß der Form der

Wellenspektren auf den Wellenüberlauf anhand der folgenden Variationen untersucht werden:

- Variation des Peak-Abstandes für zwei Wellenspektren mit gleicher Energie,
- Variation des Einflusses der Energiedichte des zweiten Peaks und
- Variation des Peak-Abstandes mit der gleichen Peak Energie für beide Peaks.

Naturspektren:
Um den Einfluß der natürlichen Wellenspektren auf den Wellenüberlauf zu analysieren, wurden verschiedene Wellenspektren, gemessen an unterschiedlichen Positionen in der Natur, in das Versuchsprogramm aufgenommen. Die Naturspektren sind meist Mehrpeak-Spektren im Vergleich zu den theoretischen Wellenspektren (TMA) mit nur einem Peak. Mehrpeak-Spektren sind typisch für die Deutsche Nordseeküste (Abb. 4). Einige typische Spektren und die zugehörigen Meßpositionen entlang der Küste können den Abbildungen 4 und 5 entnommen werden.

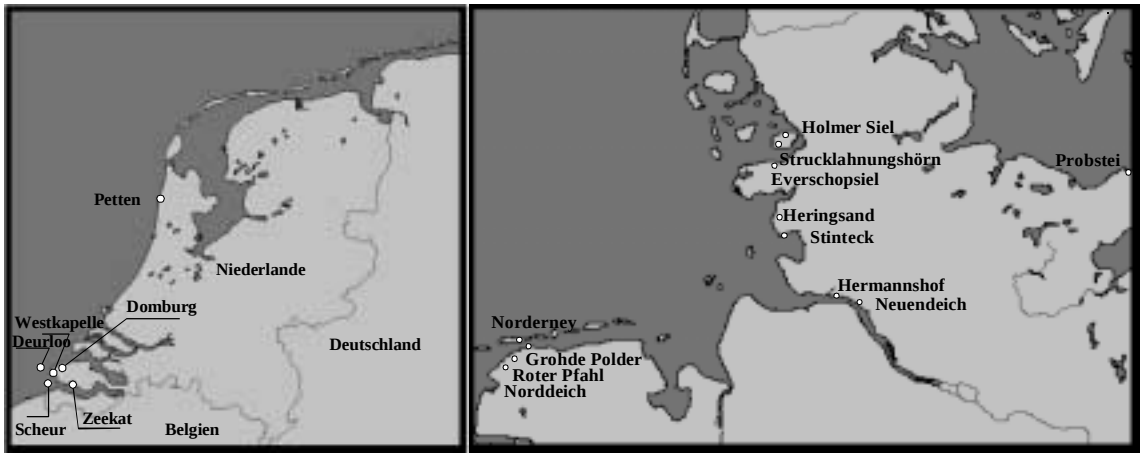


Abb. 4: Übersicht über die Orte an denen Wellenspektren in der Natur gemessen wurden

5 ÜBERLAUFAUSWERTUNG UND ERGEBNISSE

Die Überlaufauswertung in diesem Artikel wird begrenzt auf die Modelle von VAN DER MEER et al. (1995, 1998) und SCHÜTTRUMPF (2001), da sich diese im Verlauf früherer Untersuchungen (OUMERACI et al. 2001) als die derzeit am besten geeigneten Verfahren zur Beschreibung des Wellenüberlaufs an Seedeichen herausgestellt haben.

a) Wellenüberlaufmodell von VAN DER MEER et al. (1995, 1998)
Die Ergebnisse aus Überlaufversuchen am LWI (OUMERACI et al., 1999) mit Naturspektren zeigen eine gute Übereinstimmung zwischen dem Modell von VAN DER MEER und theoretischen Wellenspektren jedoch nicht mit Naturspektren mit mehr als einem Peak. Trotzdem stellt dieser Ansatz noch immer die am häufigsten genutzte Methode zur Berechnung der mittleren Wellenüberlaufrate q dar. Aus diesem Grund wurde dieser Ansatz zunächst dafür genutzt, die Überlaufdaten aus großmaßstäblichen Modellversuchen und ebenfalls die Daten aus kleinmaßstäblichen Versuchen am LWI zu überprüfen.

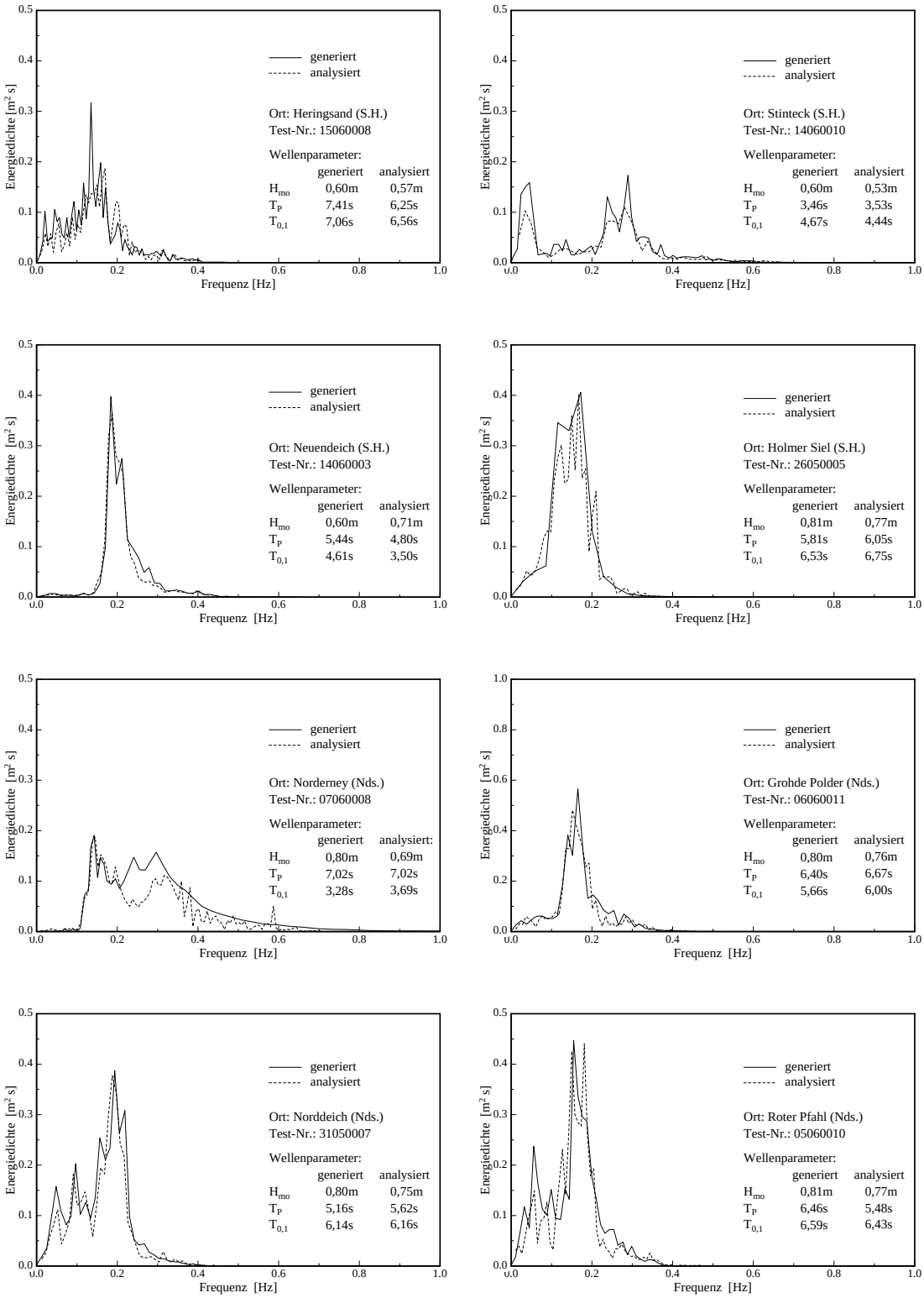


Abb. 5: Vergleich von generierten und analysierten Wellenspektren im Großen Wellenkanal, beispielhaft für einige typische Naturspektren (für die Lage der Meßstationen siehe Abb. 4)

Dieser Vergleich ist in Abbildung 6 dargestellt. Es sind sowohl der Ansatz von VAN DER MEER et al. und die gemessenen Werte aus den Modellversuchen sowie die Konfidenzintervalle dargestellt. Für TMA-Spektren zeigt sich eine gute Übereinstimmung zwischen den Meßwerten und der berechneten mittleren Wellenüberlaufrate. Im Vergleich dazu zeigen sich bei Naturspektren mit mehr als einem Peak große Streuungen. Frühere Untersuchungen zeigten, daß diese Streuungen infolge der benutzten Peakperiode T_p auftreten, welche nicht zur Beschreibung von Naturspektren mit mehr als einem Peak geeignet ist. Aus diesem Grund werden für die weiteren Untersuchungen andere Wellenparameter verwendet.

b) Wellenüberlaufmodell von SCHÜTTRUMPF (2001)
Bei Untersuchungen von kleinmaßstäblichen Modellversuchen am LWI für Naturspektren und für theoretische Spektren zeigte sich eine bessere Beschreibung durch das Modell von SCHÜTTRUMPF im Vergleich zum Modell von VAN DER MEER. Da T_p für die Beschreibung des Wellenüberlaufs bei Mehrpeak-Spektren nicht geeignet war, schlug SCHÜTTRUMPF die Nutzung der mittleren Wellenperiode T_m und der Wellenhöhe H_{mo} vor. Diese Parameter sind besser zur Beschreibung von Naturspektren geeignet. Abbildung 7 zeigt die mit dem Wellenüberlaufmodell von SCHÜTTRUMPF ermittelten Ergebnisse für TMA-Spektren und Naturspektren. Das Konfidenzband für die von SCHÜTTRUMPF ermittelte Funktion ist ebenfalls in Abbildung 7 dargestellt.

Die dimensionslosen Wellenüberlaufparameter zeigen einige Streuung für natürliche Wellenspektren. Trotzdem eignet sich das Modell von SCHÜTTRUMPF besser als das Modell von VAN DER MEER et al. und wird für die weitere Analyse verwendet. Alle Daten werden im folgenden für H_{m0} und T_m genauer analysiert.

Detaillierte Untersuchung der natürlichen Wellenspektren
Wie bereits oben erwähnt, sind die an der deutschen und niederländischen Küste gesammelten, natürlichen Wellenspektren meist Mehrpeak-Spektren mit einer komplexen Form. In einem ersten Schritt werden die Wellenspektren unterteilt in Spektren aus Wattgebieten (z.B. Norddeich) und Spektren an offenen Küsten (z.B. Norderney). Die Wellenspektren wurden an folgenden Orten gemessen (siehe auch Abb. 4):

(i)	Wattgebiete und Ästuarien:	Everschopsiel, Grohde Polder, Heringssand, Holmer Siel, Neuendeich, Norddeich, Roter Pfahl, Stinteck, Strucklahnungshörn
(ii)	Offene Küsten:	Deurloo, Domburg, Norderney, Petten, Scheur Oost, Westkapelle, Zeekat
(iii)	Ostsee:	Probstei, Warnemünde

Abb. 8 zeigt die dimensionslosen Wellenüberlaufraten für natürliche Wellenspektren. Zum Vergleich sind zusätzlich zu den Ergebnissen der großmaßstäblichen Versuche auch die dimensionslosen Wellenüberlaufparameter der kleinmaßstäblichen Versuche im Wellenkanal des LWI dargestellt.

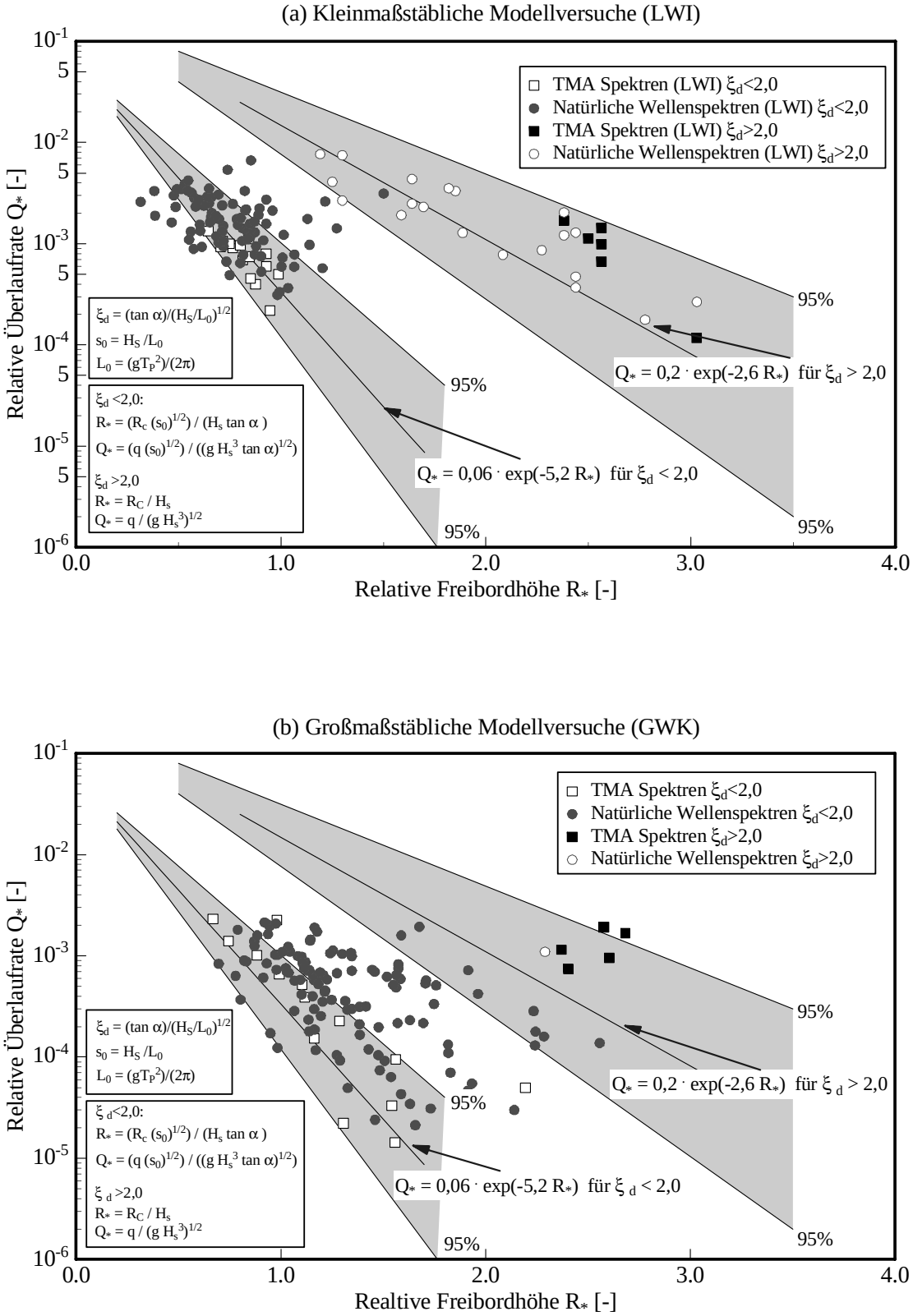


Abb. 6: Vergleich der gemessenen Daten mit dem Überlaufmodell von Van der Meer et al. (1995 und 1998) (a) Kleinmaßstäbliche Modellversuche und (b) Großmaßstäbliche Modellversuche

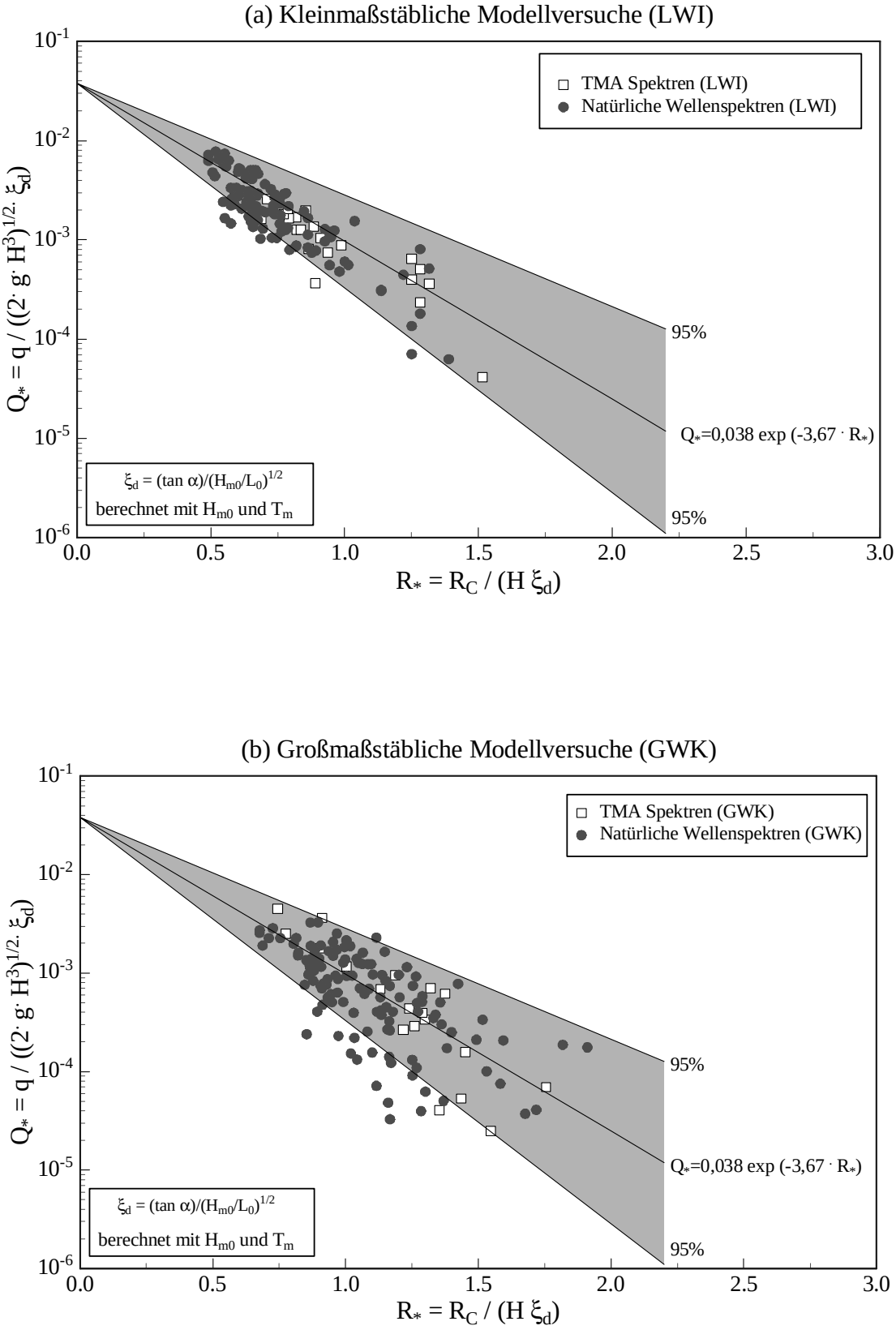


Abb. 7: Vergleich der gemessenen Daten mit dem Überlaufmodell von Schüttrumpf (2001) (a) Kleinmaßstäbliche Modellversuche und (b) Großmaßstäbliche Modellversuche

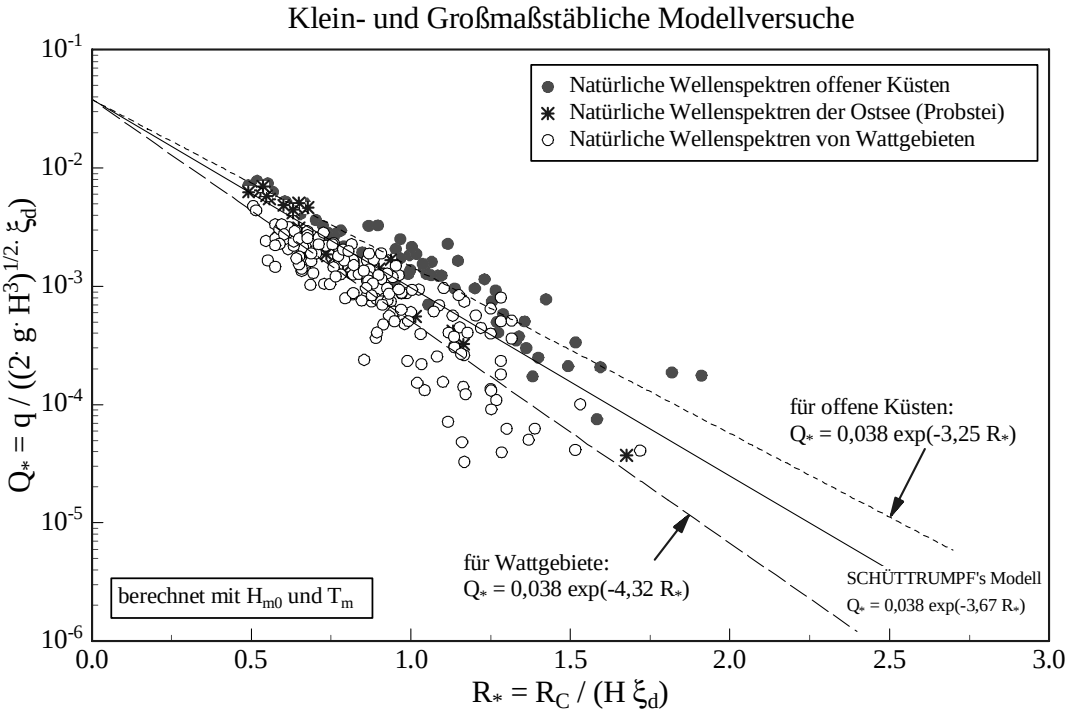


Abb. 8: Dimensionslose Überlaufparameter berechnet mit dem Modell von Schüttrumpf (2001) mit Unterteilung für natürliche Wellenspektren von Wattgebieten und Ästuarien und von offenen Küsten

In dieser Abbildung zeigt sich, daß ein Einfluß der Herkunft des Wellenspektrums in der Natur und daher der Form des Spektrums existiert. Wellenspektren offener Küsten bewirken einen höheren Wellenüberlauf als Spektren von Wattgebieten. Daher wurden verschiedene Koeffizienten b für Wellenspektren, die typisch sind für offene Küsten und Wellenspektren, die typisch sind für Wattgebieten, in der Überlauffunktion bestimmt. Zwischen der Funktion für Wellenspektren von offenen Küsten und der für Wattgebiete liegt die eher allgemeine Funktion, die von SCHÜTTRUMPF (2001) auf der Grundlage von Modellversuchen mit theoretischen Ein-Peak Wellenspektren ermittelt wurde. Die drei Funktionen sind von der Form her ($Q_* = Q_0 \exp(-b\, R_*)$) gleich und unterscheiden sich lediglich im b-Koeffizienten. Eine Übersicht über die Funktionen zeigt Tab. 2. Die allgemeine Formel von Schüttrumpf kann für alle Wellenbedingungen angewendet werden. Die Formel für offene Küsten führt bei großer relativer Freibordhöhe zu einer höheren Überlaufrate als die allgemeine Formel und die Formel für Wattgebiete führt zu einer geringeren Überlaufrate als die allgemeine Überlauffunktion. Dieser Effekt kann durch die Form der Wellenspektren in Wattgebieten, die stark durch das Wellenbrechen beeinflusst wird, erklärt werden. Die allgemeine Funktion für Wellenüberlauf kann für alle Wellenspektren verwendet werden.

Tab. 2: Vorgeschlagenes Wellenüberlaufmodell und Koeffizienten für die verschiedenen Anwendungsgebiete

$Q_* = Q_0 \exp\left(-b\ R_*\right)$ $Q_* = \frac{q}{\sqrt{2\ g\ H_{m0}^3}} \frac{1}{\xi_d}; \quad R_* = \frac{R_C}{H_{m0}\ \xi_d}$; $Q_0 = 0{,}038$	
allgemein	b = -3,67
offene Küsten	b = -3,25
Wattgebiete	b = -4,32

6 ZUSAMMENFASSUNG UND AUSBLICK

Untersuchungen zum Wellenauf und -überlauf basierten bislang nur auf theoretischen Einpeak- Wellenspektren. Feldmessungen in Wattgebieten und Vorlandbereichen zeigen, daß Wellenspektren von komplexen Prozessen (Wind, Dünung, Wellentransformation und Wellenbrechen) beeinflußt werden und nicht einfach durch Einpeak-Spektren beschrieben werden können. Daher ist die Peakperiode T_p zur Beschreibung des Wellenauf- und Wellenüberlaufs nicht geeignet. In diesem Artikel wurde ein neues Modell zur Beschreibung des Wellenüberlaufs, basierend auf gemessenen Wellenspektren beschrieben, das sowohl für offene Küsten als auch für Wattgebiete geeignet ist. Dadurch wurde eine Überlaufformel entwickelt, die auch die morphologischen Bedingungen vor dem Deich berücksichtigt.

SCHRIFTTUM

AHRENS, J.P. und HEIMBAUGH, M.S.: Seawall Overtopping Model. Proceedings 21st Int. Conf. on Coastal Engineering. Malaga. S. 795-806, 1988

FRANCO, C. und Franco, L.: Overtopping Formulas for Caisson Breakwaters with nonbreaking 3D-waves. Journal of Waterway, Port, Coastal and Ocean Engineering. Vol. 125 No. 2. S. 98-108, 1999

HEDGES , T.S. und REIS, M.T.: Random Wave Overtopping of Simple Seawalls: A New Regression Model. Report No. CE/1/97. Department of Civil Engineering. University of Liverpool, 1997

MANSARD, E.P.D.; FUNKE, E.R.: The measurement of incident and reflected spectra using a least squares method. Proceedings International Conference Coastal Engineering (ICCE); Vol. 17, No. 1; S. 154-172, 1980

OUMERACI, H.; SCHÜTTRUMPF, H.; SAUER, W.; MÖLLER, J.; DROSTE, T. (1999) Physical Model Tests on Wave Overtopping with natural Sea States - 2D Model Tests with single, double and multi-peaked Wave Energy Spectra. LWI-Report No. 852

OUMERACI, H.; SCHÜTTRUMPF, H.; MÖLLER, J.; KUDELLA, M. (2001) Large Scale Model Tests on Wave Overtopping. LWI-Report No. 858

OWEN, M.W.: Design of Seawalls allowing for Wave Overtopping. Report No. EX 924. HR Wallingford, 1980

PEDERSEN, J. und BURCHARDT, H.F. : Wave forces on crown walls. Proceedings 23rd Int. Conf. on Coastal Engineering. Venice. Italy. Published by: American Society of Civil Engineers, 1992

PILARCZYK, K.W. (1994) Design of Coastal Structures - an overview - International Conf. On Hydro-Technical Engineering for Port and Harbour Construction. Yokosuka. Japan. S. 617-639

SCHADE, D.: Untersuchungen über das Wellenklima an einer Brandungsküste unter Einschluß der Richtungsstruktur des Seegangs, dargestellt am Beispiel der Insel Sylt. Mitteilungen des FRANZIUS-Instituts für Wasserbau und Küsteningenieurwesen der Universität Hannover. Heft 71, 1991

SCHÜTTRUMPF, H.: Wellenüberlaufströmung bei Seedeichen - Experimentelle und theoretische Untersuchungen. Dissertation, 2001

SCHÜTTRUMPF, H.; OUMERACI, H.: EAK-Empfehlungen A2 - Wellenauflauf und Wellenüberlauf (Kurzfassung) Hansa - Schiffahrt - Schiffbau - Hafen. 2000

VAN DER MEER, J.W. und JANSSEN, J.P.F.M.: Wave Run-up and Wave Overtopping at Dikes. Veröffentlicht in: Wave Forces inclined and Vertical Structures. Ed. Z.DEMIRBILEK. S. 1-27, 1995

VAN DER MEER, J.W., TÖNJES, P. and DE WAAL, J.P.: A code for dike height design and examination. Proceedings Int. Conf. on Coastlines, Structures and Breakwaters. (Ed. N.W.H. Allsop) Thomas Telford, London, 1998

VAN GENT, M.R.A.: Physical Model Investigations on Coastal Structures with Shallow Foreshores. 2D model tests with single and double-peaked wave energy spectra. Delft Hydraulics. Report H3608, 1999

WAAL, J.P. DE und S.W. VAN DER MEER: Wave run up and Overtopping on Coastal Structures. Proc. 23rd International Conference on Coastal Engineering (ICCE), Venice, S. 1758-1771, 1992

Proceedings Waves-Conference. San Francisco

(2001)

Effects of natural Sea States on Wave Overtopping of Seadikes

Schüttrumpf, H.; Möller, J.; Oumeraci, H.; Grüne, J.; Weissmann, R.

Effects of Natural Sea States on Wave Overtopping of Seadikes

from

H. Schüttrumpf[1.)]
J.Möller[1.)]
H.Oumeraci[1.)]
J.Grüne[2.)]
R.Weissmann[3.)]

1. INTRODUCTION

The influence of natural sea states on wave overtopping constitutes one of the investigated aspects within the German research project „Loading of the Inner Slope of Seadikes by Wave Overtopping“ (BMBF KIS 009). In fact, the incident wave spectrum is influenced by the very complex morphology in shallow coastal zones like wadden seas and shallow forelands. Therefore, the wave spectra in these areas are quite different from the commonly used theoretical single peak wave spectra. Wave run-up and wave overtopping are influenced by the shape of these wave spectra and can not be simply described on the basis of theoretical single peak wave spectra like PM, JONSWAP or TMA wave spectra.

The objective of this paper is to study experimentally the influence of different wave spectra on wave overtopping for seadikes by means of small and large scale model tests. For this purpose, model tests were run for the following boundary conditions: (i) Regular waves, (ii) TMA-spectra (single peak), (iii) JONSWAP-spectra (single peak and double

1.) Leichtweiss-Institute for Hydraulics; Beethovenstr. 51a; 38106 Braunschweig; Fax: (+49)-5313918217; E-Mail: H.Schuettrumpf@tu-bs.de ; Ja.Moeller@tu-bs.de ; H.Oumeraci@tu-bs.de

2.) Coastal Research Centre; Merkurstr. 11; 30419 Hannover Fax: (+49)-7629219; E-Mail: gruene@fzk.uni-hannover.de

3.) Institute for Soil Mechanics and Foundation Engineering; Universitätsstr. 15; 45117 Essen; Fax: (+49)-2011832870; E-Mail: Roland.Weissmann@uni-essen.de

peak spectra composed of two superposed JONSWAP-spectra) and (iv) Measured single, double and multi peak spectra from different locations at the German and Dutch coast.

The investigated wave spectra were provided by Dipl.-Ing. H.D. Niemeyer (Coastal Research Station, Norderney) and Dipl.-Ing. J. Grüne (Coastal Research Centre, Hannover) for several locations at the German North sea coast, by Dipl.-Ing. H. Bergmann (LWI) for Probstei / Baltic Sea, by Dipl.-Ing. T. Trampenau (LWI) for Warnemünde / Baltic Sea, by ir. John G. de Ronde (Rijkswaterstaat) for several locations in the Netherlands. Their contributions are gratefully acknowledged. The support of the german ministery of education and research (BMBF) within the project BMBF-KIS 009 is also gratefully acknowledged.

2. OVERTOPPING FORMULAE

The crest height of seadikes and other coastal structures is a function of the design water level and the relevant wave run-up height $R_{u2\%}$ which is exceeded by two percent of the incoming waves. If the crest height of a seadike is not high enough, wave overtopping occurs. Wave overtopping can not be avoided due to uncertainties in the prediction of the design water level and the incoming wave parameters. Therefore, wave overtopping is considered as an important input for the design of coastal structures and flood defences.

Various types of formulae to calculate the average overtopping rate q exist (see Table 1). Most dimensionless equations use an exponential function $Q_* = Q_0 \exp(-b\ R_*)$ or a relationship of the type $Q_* = Q_0\ (1 - R_*)^b$ for the calculation of the average overtopping rate q. Within these formulae R_* and Q_* are dimensionless factors describing the dimensionless overtopping rate and the dimensionless freeboard, respectively. For a freeboard $R_C = 0$ ($\Rightarrow R_* = 0$) the coefficient Q_0 is equal to the dimensionless overtopping rate Q_* and for a large freeboard there is no overtopping ($R_* \rightarrow \infty \Rightarrow Q_*=0$).

For the design of seadikes in Germany, EAK A2 (2001) (guidelines for the design of coastal structures in Schüttrumpf & Oumeraci, 2000) recommend the formulae by Van Der Meer et al. (1995, 1998) with the restriction, that this method can only be applied for single peak wave spectra:

For $\xi_d < 2.0$

$$\frac{q}{\sqrt{g\ H_S^3}} \sqrt{\frac{H_S/L_0}{\tan\alpha}} = 0.06\ \exp\left(-5.2\ \frac{R_C}{H_S}\ \frac{\sqrt{H_S/L_0}}{\tan\alpha} \right) \qquad (1)$$

For $\xi_d \geq 2.0$

$$\frac{q}{\sqrt{g\ H_S^3}} = 0.2\ \exp\left(-2.6\ \frac{R_C}{H_S} \right) \qquad (2)$$

with: L_0 = $(g\ T_P^2)/(2\pi)$, T_P = peak period of the spectrum
H_S = significant wave height; R_C = freeboard
$\tan\alpha$ = slope; ξ_d = surf similarity parameter

$$\xi_d = \frac{\tan\alpha}{\sqrt{H_S/L_0}} \tag{3}$$

Schüttrumpf (2001) reported that the existing overtopping models for average overtopping rates by Van Der Meer et al. and also Van Gent (1999) are not valid for the boundary conditions $R_C=0$ and $R_C=R_{u,\,max}$.
Therefore, Schüttrumpf (2001) conducted model tests with no freeboard ($R_C=0$) and without overtopping ($R_C>R_{max}$) and derived the following formulae:

$$\frac{q}{\sqrt{2\ g\ H_S^3}} = 0.038 \cdot \xi_d \cdot \exp\left(-5.5\ \frac{R_C}{R_{u,2\%}}\right) \quad \text{for } \xi_d<\xi_{gr} \tag{4}$$

$$\frac{q}{\sqrt{2\ g\ H_S^3}} = \left(0.096-\frac{0.160}{\xi_d^3}\right) \cdot \exp\left(-5.5\ \frac{R_C}{R_{u,2\%}}\right) \text{for } \xi_d\geq\xi_{gr} \tag{5}$$

with: ξ_{gr} = 2.0
$R_{u,\,2\%}$ = run-up height exceeded by 2% of the incident waves ($=1{,}5\cdot\xi_d\cdot H_S$)
ξ_d = surf similarity parameter (here calculated with T_m)
A comparison of both overtopping models to the measured average overtopping rates will be performed in the following.

3. MODEL-SET-UP

Model tests have been performed in model and prototype scale. Small scale model tests were performed in the small wave flume of the LEICHTWEISS-INSTITUTE (LWI) for Hydraulics of the Technical University of Braunschweig. The flume is about 100m long, 2m wide and 1.25m deep. The flap type wave paddle is capable to generate regular and irregular waves with wave heights up to 0.25m and wave periods between 1.5s and 6.0s in 0.60m to 0.80m water depth. A smooth and impermeable 1 on 6 dike slope was tested. The water depth was kept constant (d=0.70m) for all model tests resulting in a constant freeboard of R_C=0.10m (Fig. 1). The width of the crest was kept constant B = 0.30m.

The incoming wave was measured by 10 wave gauges. The measured wave field was separated in incident and reflected wave field by using a 3 gauge procedure (Mansard and Funke, 1980). The overtopping volume was measured by an overtopping tank mounted on three weighing cells. This system is capable to measure individual overtopping volumes as well as average overtopping rates. A more detailed description of the small scale model

Fig. 1: Model Set-up for the 1:6 Dike Slope in the LWI-wave flume - View from the seaward slope.

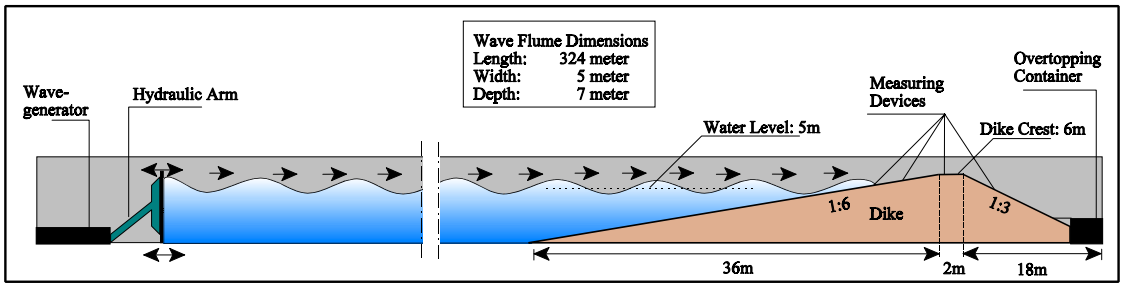
tests is given by Oumeraci et al. (1999).Prototype tests were performed in the Large Wave Channel (GWK) of the Coastal Research Centre FZK, Hannover. The wave flume has a length of 324m, a width of 5.0m and a depth of 7.0m. Regular waves up to a height of 2.0m and wave spectra up to a significant wave height of 1.4m were generated.

Within these tests a dike with an impermeable 1 on 6 slope on the seaward side and a 1 on 3 slope on the landward side was investigated. The crest of the dike was 2.0m wide. The dike height was 6.0m. These dimensions correspond to a model scale of about $1:N_L = 1:1$ to 1:2.5. The investigated dike geometry is typical for seadikes at the German North Sea coast. Figure 2 shows a cross-section of the dike in the wave flume and photos of the incident waves, the up-rushing waves on the seaward slope and the subsequent overtopping flow on the inner slope.

The objective of these tests was to obtain detailed information about the hydrodynamic processes on the seaward slope, the crest and the inner slope of the dike profile. In order to analyse these processes the following parameters were measured:

- wave parameters in the flume and on the dike,
- pressures on the dike surface (seaward slope, crest and inner slope),
- velocities on the dike surface (seaward slope, crest and inner slope),
- wave run-up heights,
- layer thicknesses (seaward slope, crest and inner slope) and
- overtopping volumes.

A detailed description of the prototype tests is given by Oumeraci et al. (2001). The incident wave field and the characteristic overtopping parameters have been determined in exactly the same way as for the small scale model tests. Therefore, no differences in the methodology for data analysis exist.



Large Wave Flume, Hannover

incident waves | wave run-up (seaward slope) | wave overtopping (inner slope)

Fig. 2: Model Set-up in the Large Wave Flume (GWK)

4. TEST PROGRAMME

Existing design concepts for wave overtopping are usually based on investigations with standard wave spectra (TMA, JONSWAP, PM, etc.). As already mentioned, the incident wave spectra at the German coasts are generally influenced by the complex morphology of shallow zones like wadden seas and shallow forelands. In previous publications the effect of different wave characteristics on wave run-up already was pointed out (Grüne, 1982). Thus, the influence of these mostly double or multi peak wave spectra on wave overtopping at seadikes should be investigated. Regular waves and different wave spectra (standard wave spectra and wave spectra from the field) are used for the model investigations.

Theoretical (single peak) spectra:
TMA spectra are the most frequently used wave spectra for shallow waters. In the past, many model tests on wave overtopping were performed with TMA spectra. For comparison of the results with existing design formulae and in order to analyse the differences between standard and natural wave spectra, JONSWAP and TMA spectra were applied for these model tests.

Natural sea spectra:

To analyse the influence of the shape of a wave spectrum on wave overtopping, different wave spectra, recorded at several locations in the field, were included in the test programme. The natural wave spectra are generally multi-peaked in comparison to the theoretical wave spectra (TMA) with a single peak. Multi-peak spectra are typical for the German North Sea coast (Fig. 3). Some typical spectra and the corresponding field locations along the coasts are given in Figure 4.

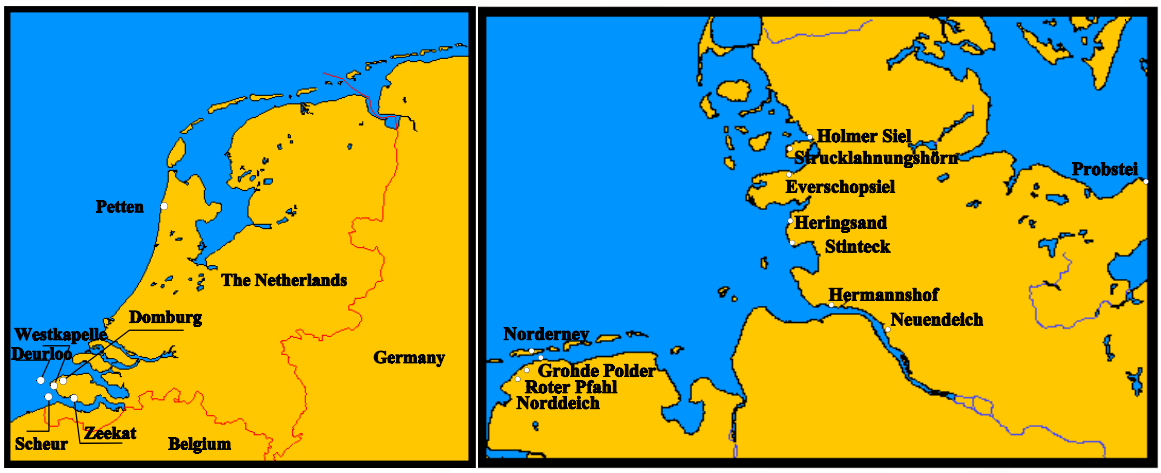


Fig. 3: Overview of Field Locations where Wave Spectra were measured.

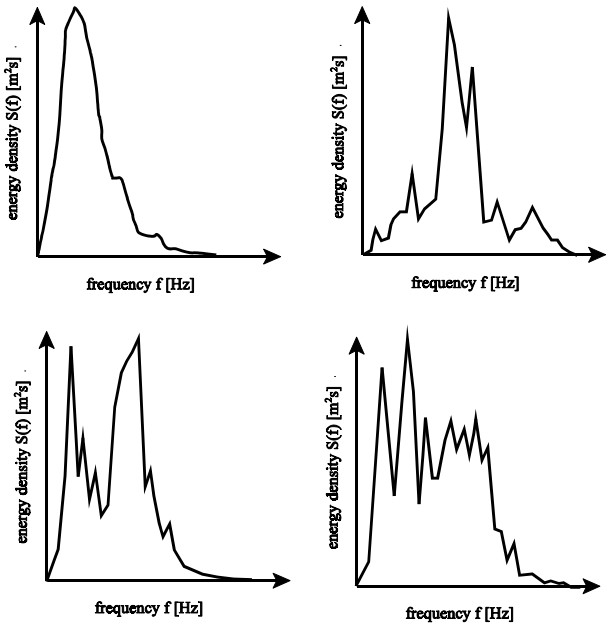


Fig. 4: Typical measured wave spectra in wadden seas and over shallow forelands

5. OVERTOPPING ANALYSIS AND RESULTS

The overtopping analysis in this paper will be limited to the the model by Van Der Meer et al. (1995, 1998) and the model by Schüttrumpf (2001) because these two models were found to be the most appropiate in former analyses (Oumeraci et al. 2001).

a) Overtopping Model by Van Der Meer et al. (1995, 1998)

The results from the overtopping tests at LWI (Oumeraci et al., 1999) with natural sea spectra have shown that the overtopping model by Van Der Meer fits well for theoretical single peak wave spectra, but not for natural wave spectra with more than one peak. Nevertheless, this formula is still the most commonly used method for the calculation of the average overtopping rate q on seadikes. Therefore, this method is checked first for the overtopping data from the large scale model tests and also for the data from the small scale model tests at LWI. The comparison for the large scale experiments is drawn in Fig. 5. It shows the formulae by Van Der Meer et al. and the measured data from the model tests and also the confidence intervals of the Van der Meer formula. For TMA spectra the model fits the data relatively well, but for natural wave spectra with more than one peak there is a large scatter. Former analysis has shown that this scatter is mainly due to the use of the peak period T_P, which is not appropriate to describe natural wave spectra having more than one peak. Therefore, other wave parameters will be used for further analysis.

b) Overtopping model by Schüttrumpf (2001)

Analysing the small scale model tests at LWI for natural wave spectra and also for theoretical wave spectra it was found, that the model by Schüttrumpf fits the data better than the model by Van Der Meer. Since T_p was not suitable for the description of wave overtopping in the case of multi-peak wave spectra, Schüttrumpf (2001) suggested to use the mean wave period T_m (as already recommended for wave run-up by Grüne & Wang, 2000 from results of field and large-scale investigations) and the wave height H_{m0}. These parameters are more appropriate for the analysis of natural wave spectra. Figure 6 shows the overtopping data calculated with the overtopping model by Schüttrumpf for TMA spectra and natural wave spectra. The reliability of the overtopping function is given by taking the b-coefficient (b=-5.5/1.5=-3.67) as a normally distributed stochastic variable with an average of -3.67 and a standard deviation of 0.55. Considering this standard deviation the confidence bands are calculated and also plotted in Figure 6.
The dimensionless overtopping parameters show some scattering for natural wave spectra. Nevertheless, the overtopping model by Schüttrumpf fits much better than the model by Van Der Meer et al. and will be used for further analysis. All data will be analysed in more detail in the following for H_{m0} and T_m.

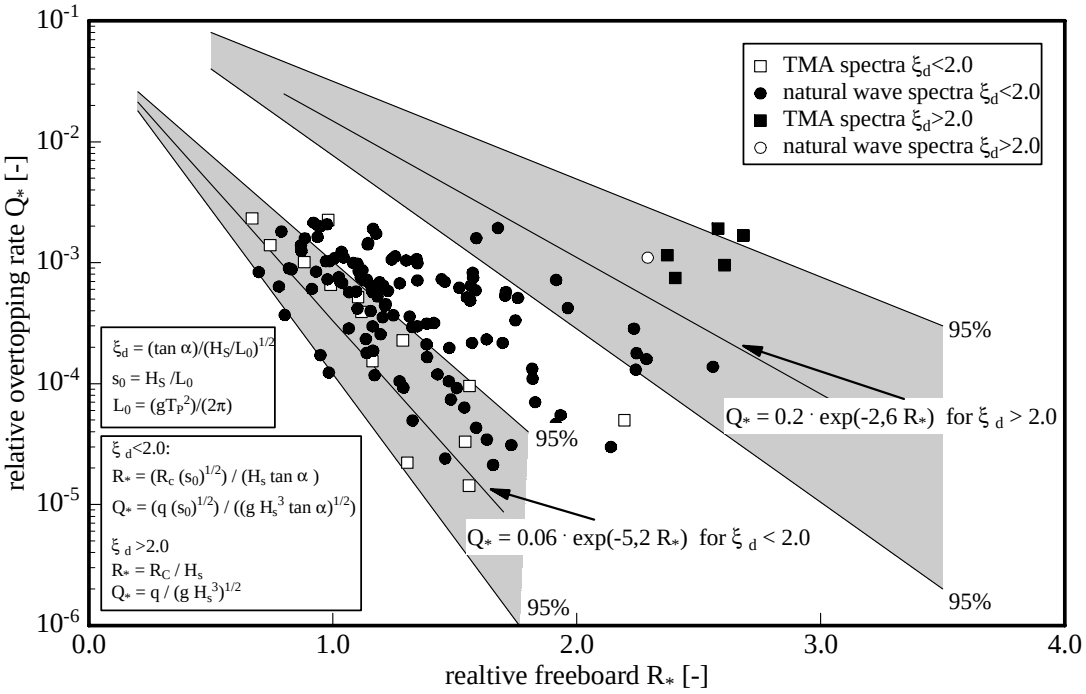


Fig. 5: Comparison of the measured Data (Large Scale Model Tests, GWK) with the Overtopping Model by Van der Meer et al. (1995 and 1998)

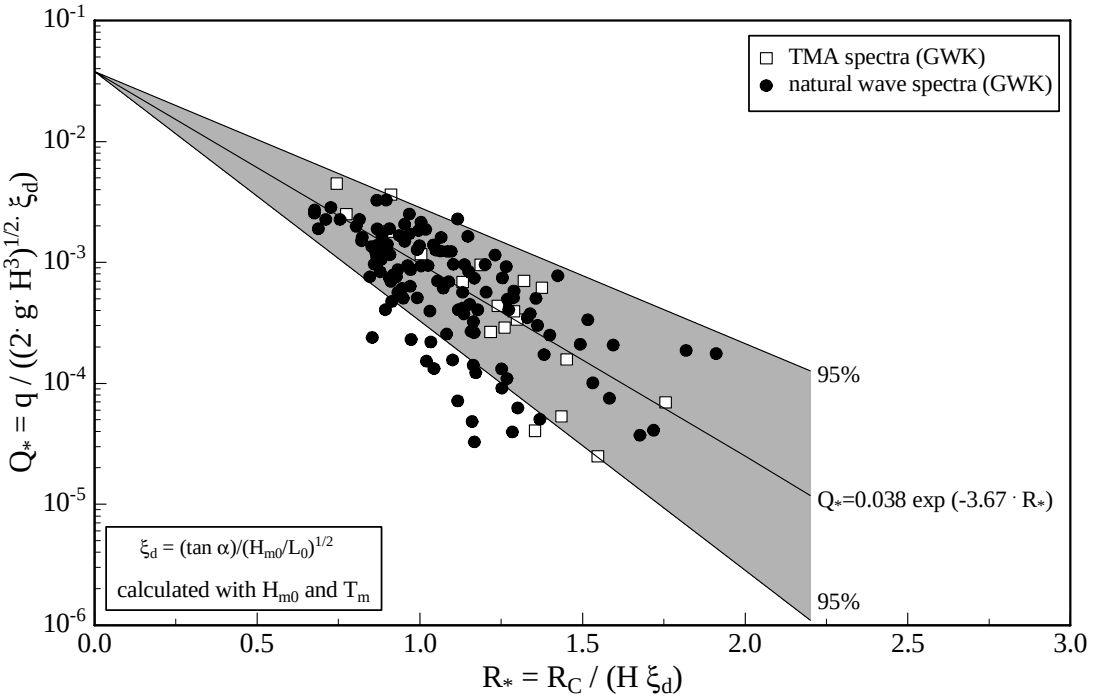


Fig. 6: Comparison of the measured Data (Large Scale Model Tests, GWK) with the Overtopping Model by Schüttrumpf (2001)

Detailed Analysis of natural wave spectra

As mentioned above, the natural wave spectra collected at the German and Dutch coast are generally multi peak wave spectra with a complex shape. In a first step, the wave spectra will be divided into wave spectra that are measured in wadden seas (e.g. Norddeich) and in spectra from open coasts (e.g. Norderney) (Fig. 3).

In Figure 7 the dimensionless overtopping rates for the natural wave spectra are shown. For comparison the results from the large scale model tests and from the small scale model tests in the wave flume of LWI are plotted. In this figure it is shown that there is an influence of the field location of the wave spectrum in nature and therefore of the shape of the wave spectrum. Wave spectra from the open coasts result in higher overtopping rates than wave spectra measured in wadden seas. Therefore, different overtopping functions were found for wave spectra from open coasts and wave spectra from wadden seas. The more generic overtopping function developed by Schüttrumpf lies between that for open coasts and that for wadden seas. The generic formula by Schüttrumpf can be used for all wave conditions. The standard deviation σ is quite equal for all formulas. The overtopping formulae only differ in the b-coefficient For high relative freeboards the formula for open coasts leads to a higher relative overtopping rate than the generic formula and the formula for wadden seas leads to a smaller relative overtopping rate than the generic overtopping function. This fact can be explained by the shape of the wave spectra in wadden seas which are strongly influenced by wave breaking. The generic function for wave overtopping can be used for all natural wave spectra because it fits relatively well for all data.

6. SUMMARY AND CONCLUSIONS

Wave run-up and wave overtopping investigations have yet been based on theoretical single peak wave spectra. Field measurements in wadden seas and foreland areas show that wave spectra are composed by the very complex processes due to wind, swell, wave transformation and wave breaking and can not be simply described by single peak wave spectra. Therefore, the peak period T_p is of no use anymore for the description of wave run-up and wave overtopping. A new overtopping model has been derived in this paper based on measured wave spectra and the mean period T_m which provides overtopping formulas for open coasts as well as for wadden seas. By this way, an overtopping formula has been derived which takes into account the morphological conditions in front of the dike.

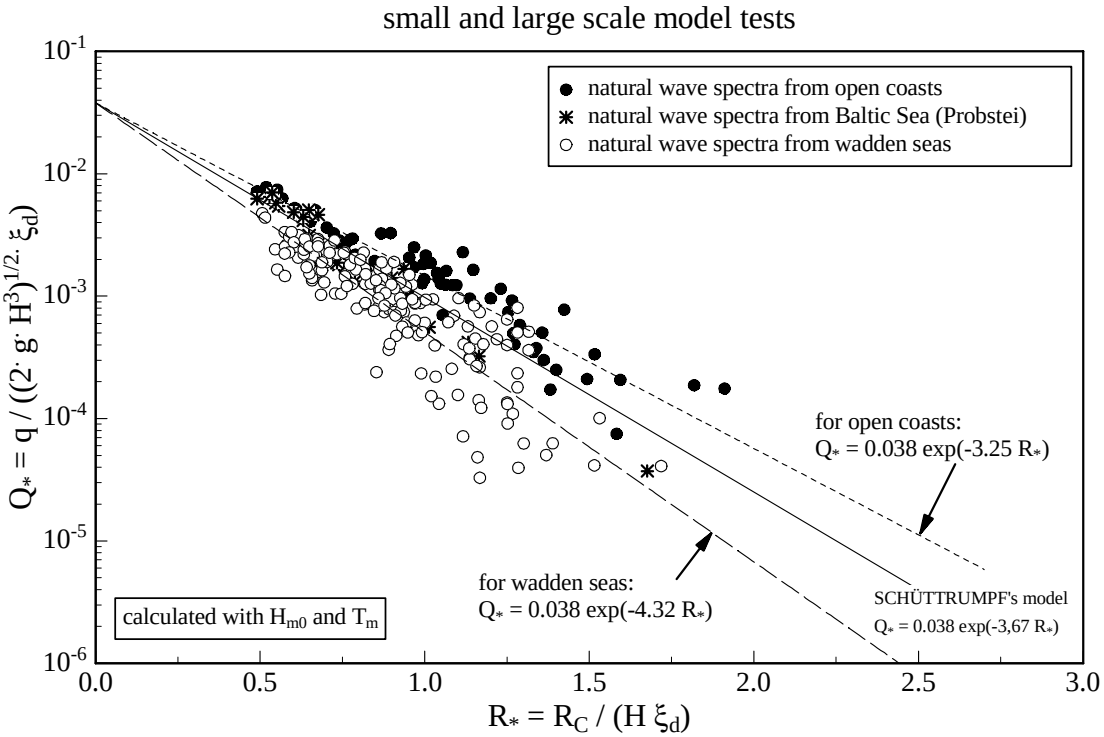


Fig. 7: Dimensionless Overtopping Parameter splitted in Natural Wave Spectra from Wadden Seas and Estuaries (e.g. Everschopsiel), from the Baltic Sea (e.g. Probstei) and from open Coasts (e.g. Norderney) calculated with the Model by Schüttrumpf (2001)

References

GRÜNE, J. (1982): Wave run-up caused by natural storm surge waves. Proc. 18th Intern. Conf. on Coastal Engineering (ICCE´82), Cape Town, South Africa..

GRÜNE, J.; WANG, Z. (2000): Wave run-up on sloping seadykes and revetments. Proc. 27th Intern. Conf. on Coastal Engineering, (ICCE´2000), Sydney, Australia.

MANSARD, E.P.D.; FUNKE, E.R.: The measurement of incident and reflected spectra using a least squares method. Proceedings International Conference Coastal Engineering (ICCE); Vol. 17, No. 1; pp. 154-172, 1980

OUMERACI, H.; SCHÜTTRUMPF, H.; SAUER, W.; MÖLLER, J.; DROSTE, T. (1999) Physical Model Tests on Wave Overtopping with natural Sea States - 2D Model Tests with single, double and multi-peaked Wave Energy Spectra. LWI-Report No. 852

OUMERACI, H.; SCHÜTTRUMPF, H.; MÖLLER, J.; KUDELLA, M. (2001) Large Scale Model Tests on Wave Overtopping. LWI-Report No. 858

SCHÜTTRUMPF, H.; OUMERACI, H.: EAK-Empfehlungen A2 - Wellenauflauf und Wellenüberlauf (Kurzfassung) Hansa - Schiffahrt - Schiffbau - Hafen. 2000 (in German)

VAN DER MEER, J.W. and JANSSEN, J.P.F.M.: Wave Run-up and Wave Overtopping at Dikes. In: Wave Forces inclined and Vertical Structures. Ed. Z.DEMIRBILEK. pp. 1-27, 1995

VAN DER MEER, J.W., TÖNJES, P. and DE WAAL, J.P.: A code for dike height design and examination. Proceedings Int. Conf. on Coastlines, Structures and Breakwaters. (Ed. N.W.H. Allsop) Thomas Telford, London, 1998

VAN GENT, M.R.A.: Physical Model Investigations on Coastal Structures with Shallow Foreshores. 2D model tests with single and double-peaked wave energy spectra. Delft Hydraulics. Report H3608, 1999

Coastlines, Structures and Breakwaters Conference. London

(2001)

Reconstruction and Rehabilitation of a historical Seawall at Norderney

Schüttrumpf, H.; Oumeraci, H.; Thorenz, F.; Möller, J.

Reconstruction and Rehabilitation of a historical Seawall at Norderney

DIPL.-ING. H. SCHÜTTRUMPF and PROF. DR.-ING. H. OUMERACI, Leichtweiß-Institute for Hydraulics, Beethovenstr. 51a, 38106 Braunschweig, Germany, E-Mail: H.Schuettrumpf@tu-bs.de; H.Oumeraci@tu-bs.de ; DIPL.-ING. F. THORENZ, State Agency for Water Management and Coastal Defence (NLWK) - Norden, Jahnstr. 1, 26506 Norden, E-Mail: Frank.Thorenz@nlwk-nor.niedersachsen.de and DIPL.-ING. J. MÖLLER, Leichtweiß-Institute, E-Mail: Ja.Moeller@tu-bs.de

ABSTRACT
The historical revetment of the island of Norderney has to be redesigned for the future. Therefore, the actual sea state parameters were determined on the basis of field measurements and SWAN computations. The resulting wave spectra were generated in the Large Wave Flume to investigate wave loads and wave overtopping. The main results on wave loads (up to 200kPa) and wave overtopping (up to 120 l/(s·m)) are given in this paper including solutions for the reduction of wave overtopping.

INTRODUCTION
The sea state situation for the island of Norderney is strongly influenced by the tidal ebb delta, situated 2km north of the island. During the last years, position and height of the tidal ebb delta have changed, which led to more severe sea state conditions in the beach area. This particularly concerns the historical revetment which protects the city of Norderney against storm surges. The oldest section of the revetment was constructed in 1858 and has constantly been enlarged (Fig. 1 and 2) in the meantime. A construction consisting of several berms and different materials has been developed. This historical construction should be saved by a planned reinforcement in the future.

Therefore, it had to be analysed if the existing construction is able to resist the changed load situation resulting from the changed local sea state conditions. Since guidelines for wave loads and wave overtopping for such a complex geometry do not exist, physical model tests were the only possibility to prove the new load situation.

For the determination of the load situation the following objectives were defined:

(a) analysis of the design sea state situation for the design water level (NN+5,0m)
(b) determination of wave overtopping for the revetment and the effects of constructional alternatives to reduce wave overtopping
(c) determination of wave pressures and uplift loads.

The Leichtweiß-Institute for Hydraulic Engineering (LWI) of the Technical University of Braunschweig has been assigned by the State Agency for Water Management and Coastal Defence (NLWK) of the German Federal State Lower Saxony to carry out large scale model tests concerning the design of the historical revetment construction on the island of Norderney. Subcontracted by LWI, the coastal research station of the Lower Saxonian State Board of

Ecology (CRS) performed studies on the sea state situation in the observed area. Large scale model tests were performed in the Large Wave Flume (GWK) in Hannover, Germany, for thedetermination of wave loads and wave overtopping.

Figure 1. Position of the area of interest on Norderney

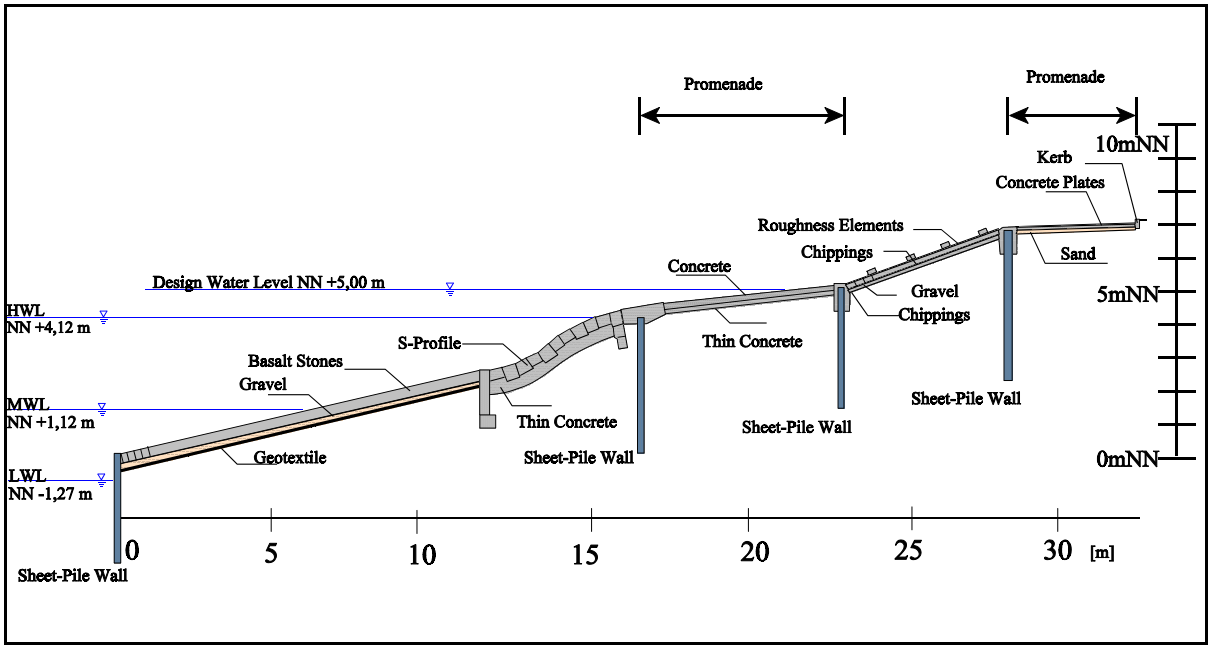


Figure 2. Historical revetment construction on Norderney

DETERMINATION OF THE DESIGN SEA STATE

The coastal research station (CRS) performed numerical simulations with the shallow water model SWAN, which was calibrated based on field measurements. The morphological conditions from 1995 were used for the SWAN-simulations, which are regarded as very unfavourable for the revetment. The intention of this procedure was to find out the sea state

conditions in front of the revetment for different scenarios:

(i) sea state conditions for design water level (DWL=NN+5.0)
(ii) sea state conditions for HHWL (NN+4.12m, highest water level in the past which occurred in year 1962)
(iii) sea state conditions for a decreasing height of the ebb delta
(iv) sea state conditions for a decreasing height of the foreshore

Thereby, three sea state scenarios for the design water level (NN+5.0):

(i) JONSWAP-spectrum No. 1 (H_S=10.0m; T_P=15s; γ=3.3)
(ii) JONSWAP-spectrum No. 2 (H_S=8.0m; T_P=12s; γ=3.3)
(iii) Measured natural wave spectrum of a storm surge from February 1999 (H_S=5.97m; T_P=14.3s; $T_{0,1}$=10.06s)

and one sea state scenario for the HHWL (NN+4,12m) were considered:

(iv) Measured natural wave spectrum of a storm surge from February 1999 (H_S=5.97m; T_P=14.3s; $T_{0,1}$=10.06s)

and generated at the seaside boundary of the numerical model (about 4.5km seaward of the island) (Fig. 3).

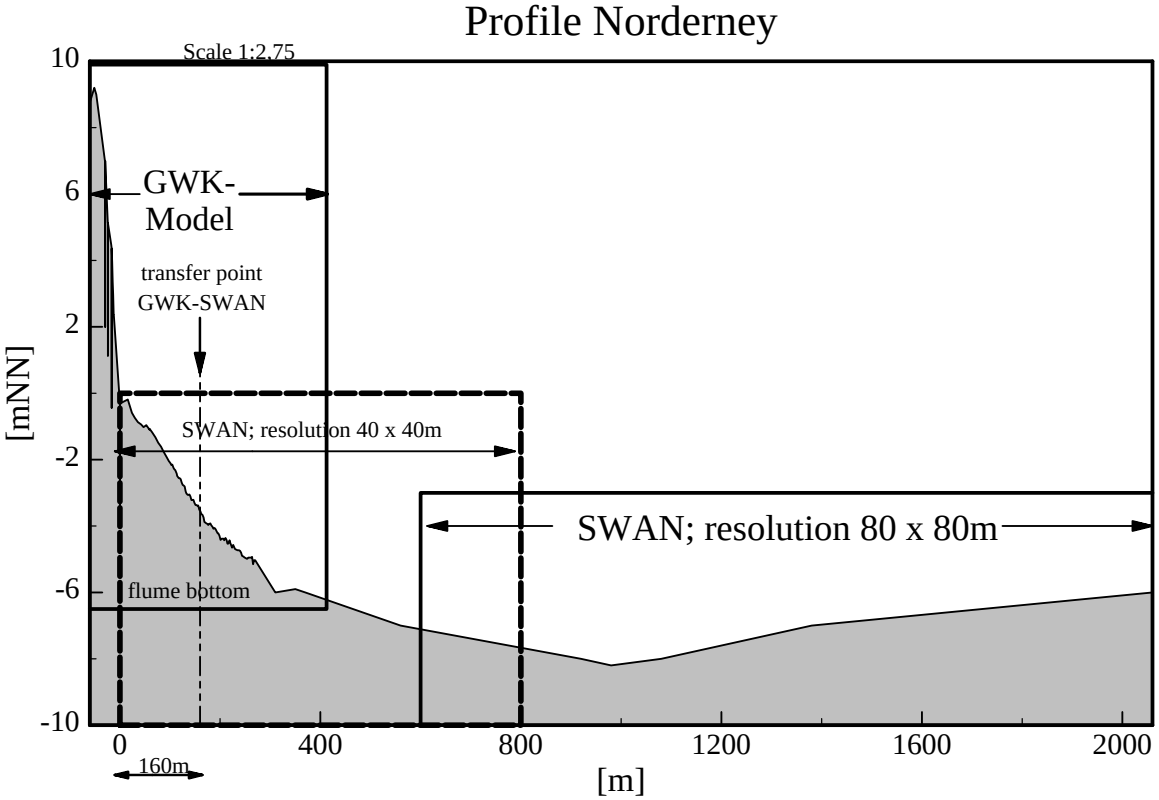


Figure 3. Foreshore topography for Norderney and transfer from SWAN to GWK model

For the different sea state scenarios the wave parameters (H_S and $T_{0,1}$) were determined in a distance of about 160m from the toe of the seawall. At this location the wave parameters were transfered to the GWK-model (Large Wave Flume) as follows (Fig. 3):

(i) JONSWAP-spectrum No. 1 (prototype scale):
$2.8 \le H_S \le 3.9$; $4.7 \le H_{max} \le 6.3$; $6.2 \le T_{0,1} \le 8.1$; $8.0 \le T_{-1,0} \le 9.2$
(ii) JONSWAP-spectrum No. 2 (prototype scale):
$2.9 \le H_S \le 3.7$; $4.7 \le H_{max} \le 6.1$; $5.8 \le T_{0,1} \le 7.5$; $9.3 \le T_{-1,0} \le 10.9$
(iii) natural wave spectrum (prototype scale):
$2.6 \le H_S \le 3.5$; $4.3 \le H_{max} \le 5.7$; $5.4 \le T_{0,1} \le 7.4$; $7.7 \le T_{-1,0} \le 9.8$

In addition, the coastal research station realized sensitivity simulations with respect to the effects of a changed model topography (decreased ebb delta height of 0.5m and 0.75m and decreased foreshore height of 0.5m) regarding the topographical situation from 1995. These computations have shown little modifications in the wave parameters. Therefore, this aspect was disregarded for the large scale model.

MODEL SET-UP AND TEST PROGRAMME

Model set-up

The revetment of Norderney was build in a model scale of 1:2.75 in the Large Wave Flume (Fig. 4). Statements concerning the stability of the revetment are restricted due to several unknown or unreproducable factors. For instance the construction of the subsoil of the revetment is not completely known in nature. Therefore, frictional forces, seepage flows, the compounding effects of the separate elements and the aging process can be reproduced insufficiently in the model. Nevertheless, based on the results of the pressure measurements, damaging tests and on damages during previous storm surges some statements concerning the stability of the revetment have been derived.

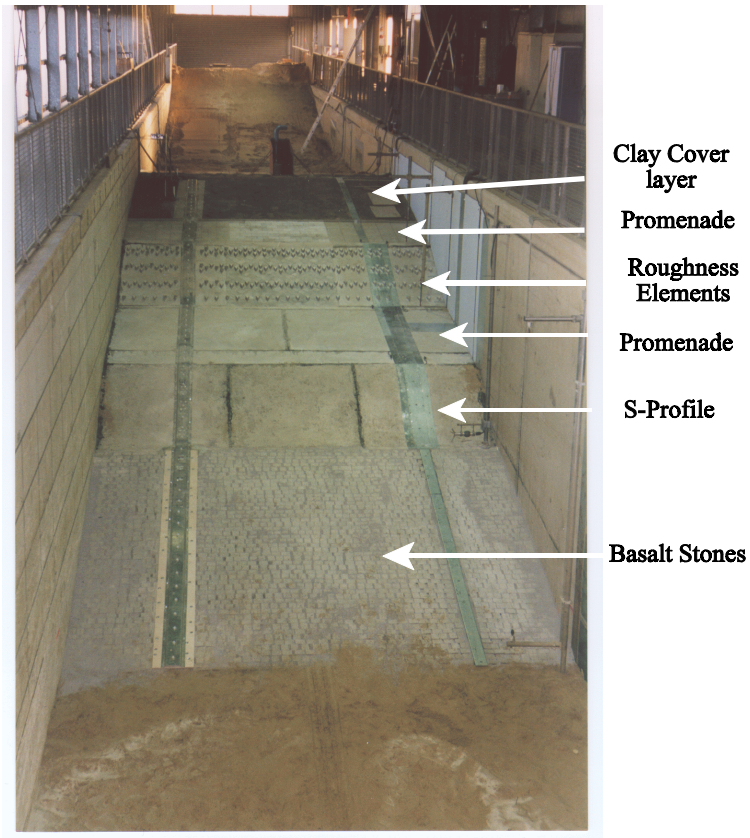


Figure 4. Revetment of Norderney in the Large Wave Flume

The most unfavourable profile of the revetment on Norderney concerning wave overtopping and wave loads was selected for the model in the Large Wave Flume. This profile was taken from the Eastern and Western part of the “Kaiserwiese” at the North coast of Norderney. In addition, a foreshore level of 20m³/m above LWL with a slope of 1:50 (LWL=NN-1.27m) was reproduced in the Large Wave Flume. This foreshore level has to be guaranteed as a minimum foreshore level for Norderney. After beach nourishments the foreshore level reaches a value of 100 m³/m above LWL (volume above LWL per meter coastline).

For the determination of the loads, 87 measuring devices and three video cameras were installed (Fig. 5). These measuring devices record the wave parameters in the flume and at the toe of the structure, the pressure loads on the revetment, the pore pressures, the uplift loads, the wave run-up height, flow velocities and the layer thicknesses of uprushing water and the wave overtopping volumes with a frequency of 40 Hz (resp. 1000 Hz for pressure cells in the zone of the S-profile due to the occurence of wave impacts).

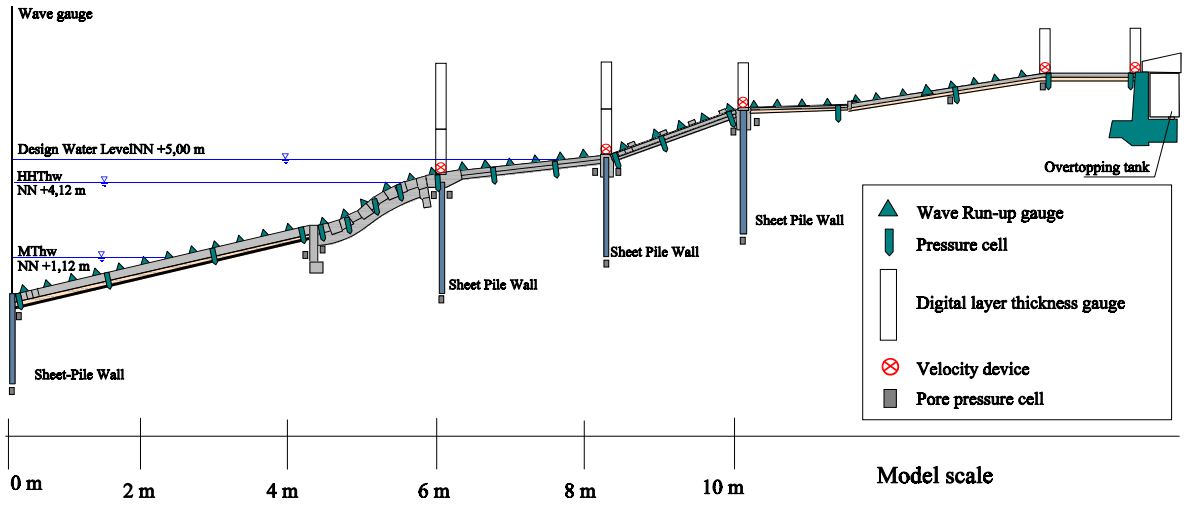


Figure 5. Model Set-up (in model scale)

Test programme

The overall test programme comprised of 168 tests. Variations of the revetment construction (with and without a surge wall), of the water levels (DWL=NN+5.0m; HHWL = NN+4.12m; ZWS = NN+4.50m), of the shape of the wave spectrum (JONSWAP-spectra, TMA-spectra, natural wave spectra) and of the wave parameters (wave height H_S and wave period $T_{0,1}$ from SWAN computations) along the revetment were tested in the wave flume.

The generation of natural wave spectra and of SWAN-spectra was a significant aspect for the model tests. The measured wave spectra were generated in the SWAN-model, which simulates the wave transformation up to the toe of the groins. At this location the transformed wave spectrum was transfered to the GWK-model and was generated in the wave flume. A comparison of the wave parameters of the incident wave spectrum at the transfer location (by SWAN-calculation) and the analysed spectra (from the GWK tests) shows, that the expected ratios in nature (as predicted by the SWAN model) were reproduced quite precisely in the flume. Figure 6 shows a comparison of the wave heights analysed from the model tests in the Large Wave Flume and the expected wave heights at the toe of the revetment (from SWAN simulations). Each model test comprised of about 200 waves.

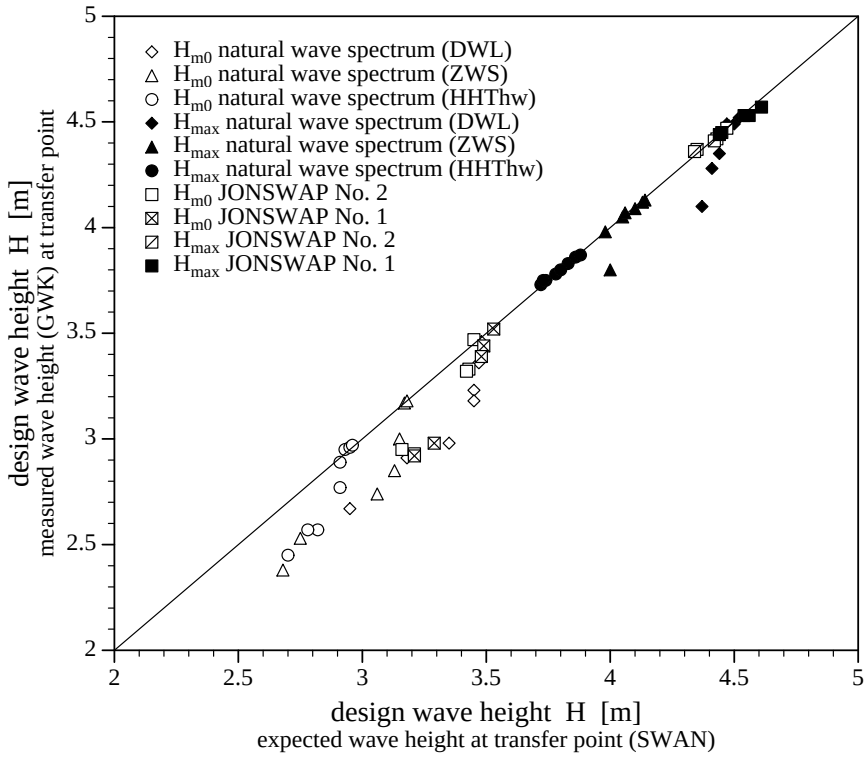


Figure 6. Comparison of expected and measured wave height in the Large Wave Flume (prototype scale)

EXPERIMENTAL RESULTS

Pressure loads of the revetment

The maximum pressures and all impact pressures on the top side of the revetment were measured at the S-profile. Depending on the water level and the wave conditions, the maximum loads were measured between the upper end and the centre of the S-profile (Fig. 2). These pressure impacts reached values up to 200 kPa (in prototype scale). However, the duration of those pressure impacts is quite short. The maximum pressures on the revetment are shown in Figure 7.

In addition, the total uplift pressures were determined by the difference of the measured pressures on the revetment and directly under the revetment. These pressures were then also analysed statistically. Finally, the maximum uplift pressures were plotted over the cross-section of the revetment. No influences from pressure impacts on the maximum uplift pressures were observed. They correspond approximately to the minima of the pressures on the revetment because of the impermeability of the revetment in the model. The maximum uplift load is about 30 kPa in the area of the basalt revetment (in prototype scale). The unfavourable uplift pressures were measured between the basalt revetment and the S-profile. The maximum uplift loads for all segments of the revetment are given in Figure 7.

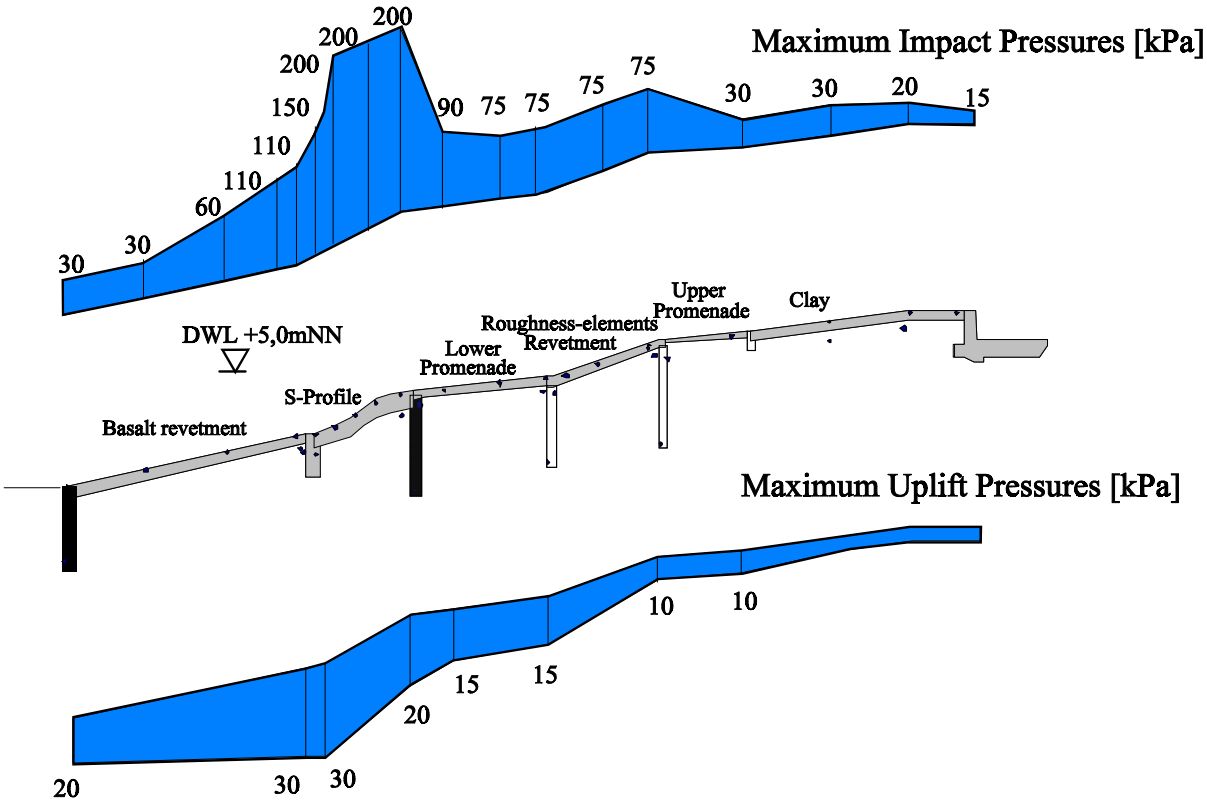


Figure 7. Pressures on the revetment

Wave overtopping

The determination of the average overtopping rates for the revetment of Norderney was realized in the Large Wave Flume by using an overtopping measuring system. First, the overtopping model by Van der Meer (1995), which is accepted for the calculation of wave overtopping in many guidelines, was compared to the measured average overtopping rates. Nevertheless, this model is not applicable to the situation at Norderney due to the tested double peak field spectra and the complexe geometry (Fig. 8a). Based on the measured wave overtopping rates (Fig. 8b) a new model to describe the overtopping situation was developed for the natural wave spectra for the revetment of Norderney:

$$Q_* = 0.124 \cdot \exp(-5.7 \cdot R_*) \qquad (1)$$

for $R_* < 1.67$ (for $R_* \geq 1.67$ there is no overflow)

with: $Q_* = \frac{q}{\sqrt{g\, H_{m0}^3}} \sqrt{\frac{H_{m0}/L_0}{\tan\alpha}}$; $R_* = \frac{R_C}{H_{m0}} \frac{\sqrt{H_{m0}/L_0}}{\tan\alpha}$; $L_0 = \frac{g\, T_{-1,0}^2}{2\,\pi}$;

$T_{-1,0} = \frac{m_{-1}}{m_0}$ with $m_n = \int_0^\infty S(f) \cdot f^n df$, $n = \ldots -2, -1, 0, 1, 2, \ldots$

α = angle between the toe and the crest of the revetment [°] (here: α=12.0°);
q= average overtopping rate [m^3/(sm)];
R_C = freeboard [m]; H_{m0} = significant wave height [m];
g = acceleration due to gravity (=9.81 [m/s²]);

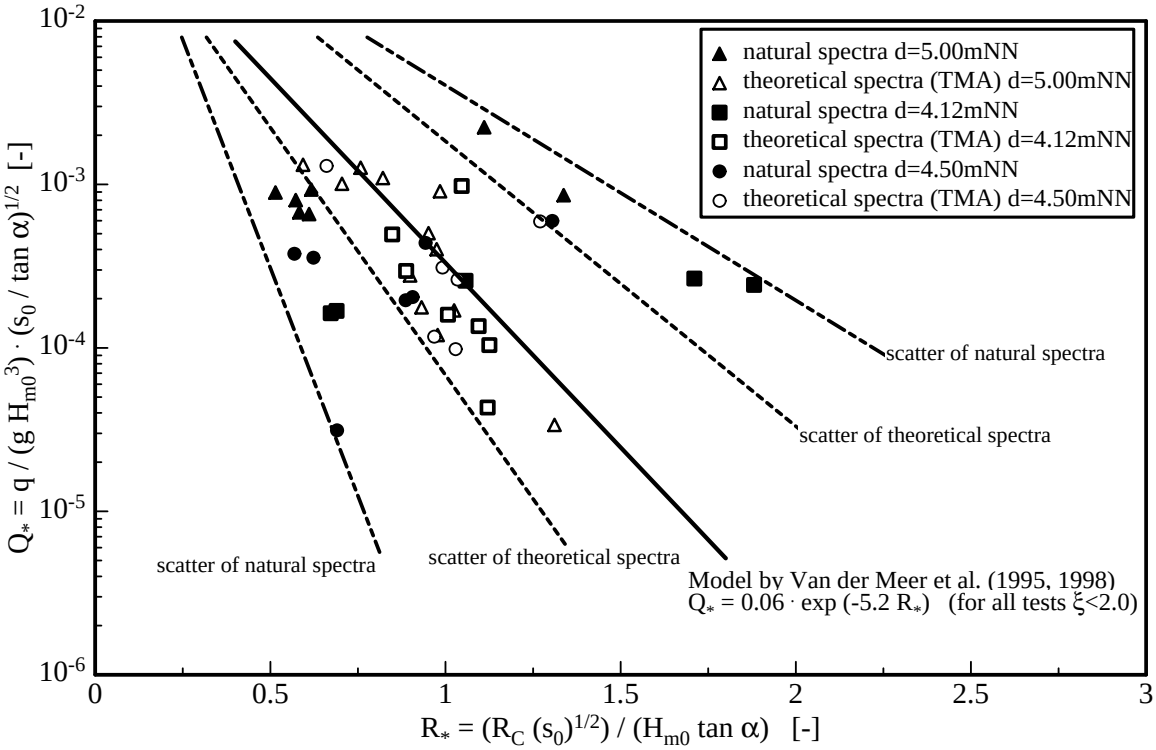


Figure 8a. Comparison between Overtopping model by Van der Meer and measured Data

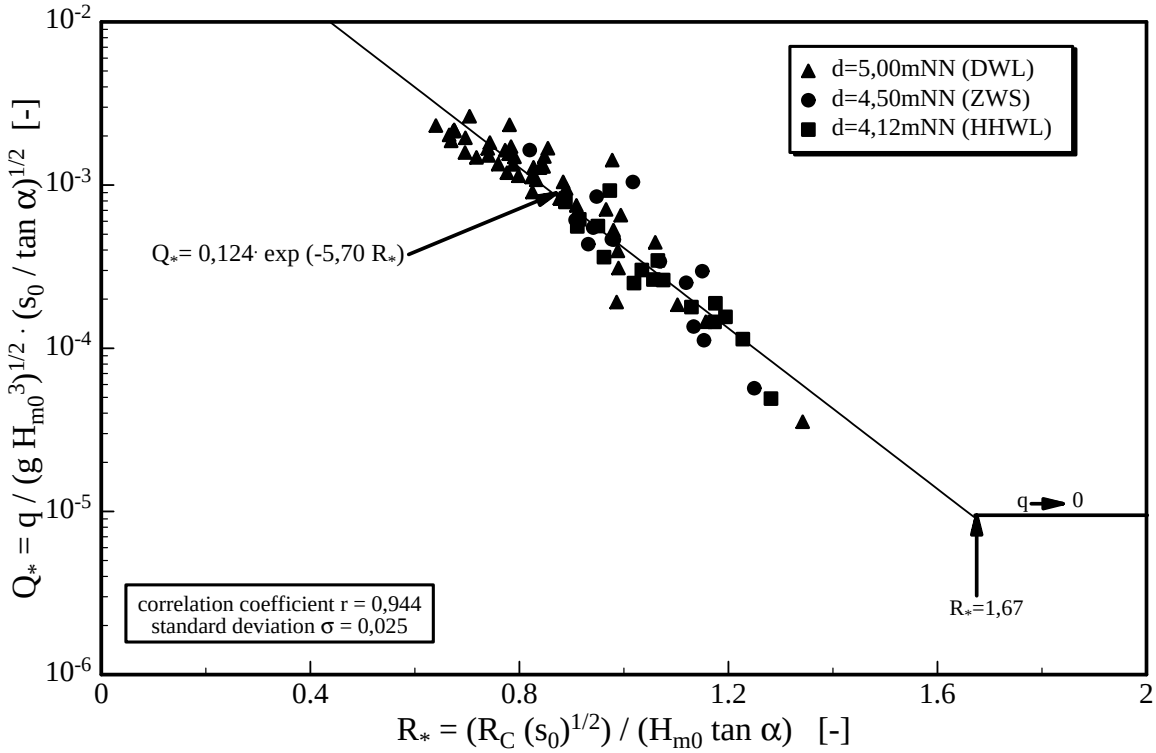


Figure 8b. Overtopping model and measured overtopping rates

The wave parameter $T_{-1,0}$ was selected to describe the wave period. This period parameter is especially qualified for double peak spectra with a distinctive swell part to characterize the wave spectrum (Van Gent, 1999; Schüttrumpf et al., 2001). Therefore, $T_{-1,0}$ was prefered to the

parameter $T_{0,1}$.

The ″no overtopping″-situation was defined by wave run-up tests for the revetment where no wave overtopping occured during the duration of a model test (about 200 waves).

The average overtopping rate for the design conditions (DWL) could finally be estimated to about q_{max}=120 *l*/(s·m) as a maximum overtopping rate. The morphological conditions from 1995 were assumed.

To reduce these very large overtopping rates an additional extension of the revetment is planned. Therefore, the effect of two different surge walls on wave overtopping was tested experimentally (variants 1 and 2). In addition, four more alternatives were analysed numerically (variants 3 to 6 in Table 1) based on eq. (1).

The average overtopping rates are shown in Figure 9 for the tested geometry and for different variants of extension.

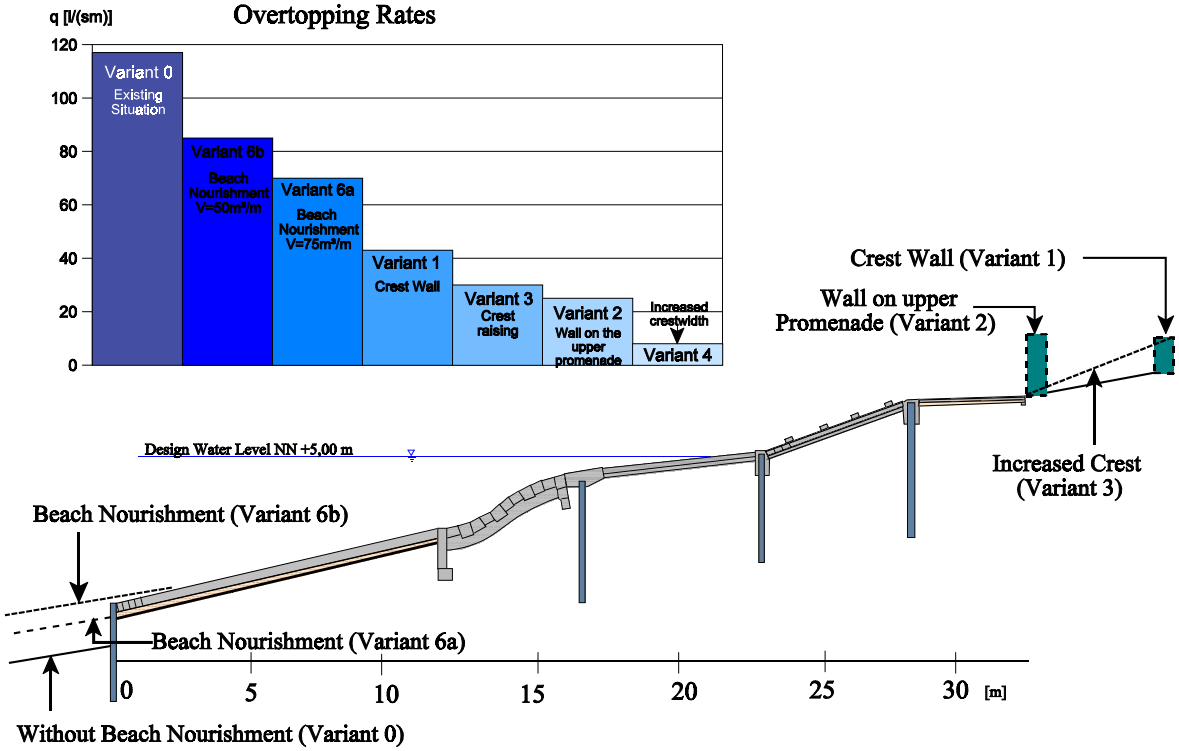


Figure 9. Reduction of wave overtopping by different variants

The average overtopping rates reached q≈120 *l*/(s·m) for the existing geometry without any constructional measure. A beach nourishment (variant 6), which is only a temporary alternative, can reduce the wave overtopping in case of a storm surge dependent on the existent beach volume (q≈85*l*/(s·m) for V=50m³/m above LWL and q≈70 *l*/(s·m) for V=75m³/m above LWL). A larger reduction of wave overtopping can be obtained by surge walls. A splitted surge wall in the area of the upper promenade reduces the average overtopping rate to q≈25*l*/(s·m). The average overtopping rate is reduced to about 45*l*/(s·m) by a crest wall. Similarly, an increase of the crest from 8.50mNN to 9.20mNN reduces the wave overtopping rate (q≈30*l*/(s·m)). The geometry of the tested surge walls is given in Fig. 10.

Nevertheless, a broadening of the crest of about 21m is the best solution (q≈10*l*/(sm)) to reduce wave overtopping. This method is not practicable in all areas because of buildings coming too

close to the revetment. A wider crest was not tested experimentally. An erosion of the foreshore leads to no significant differences concerning wave parameters and overtopping.

In conclusion, it was found that the average overtopping rates would lead to substantial damages on Norderney in case of a design storm surge (NN+5,0m) for the actual geometry of the revetment. Therefore, structural countermeasures like (i) surge walls, (ii) beach nourishments, (iii) an increased crest height or a broadening of the crest or (iv) combinations of the different alternatives are necessary to reduce and avoid potential damages.

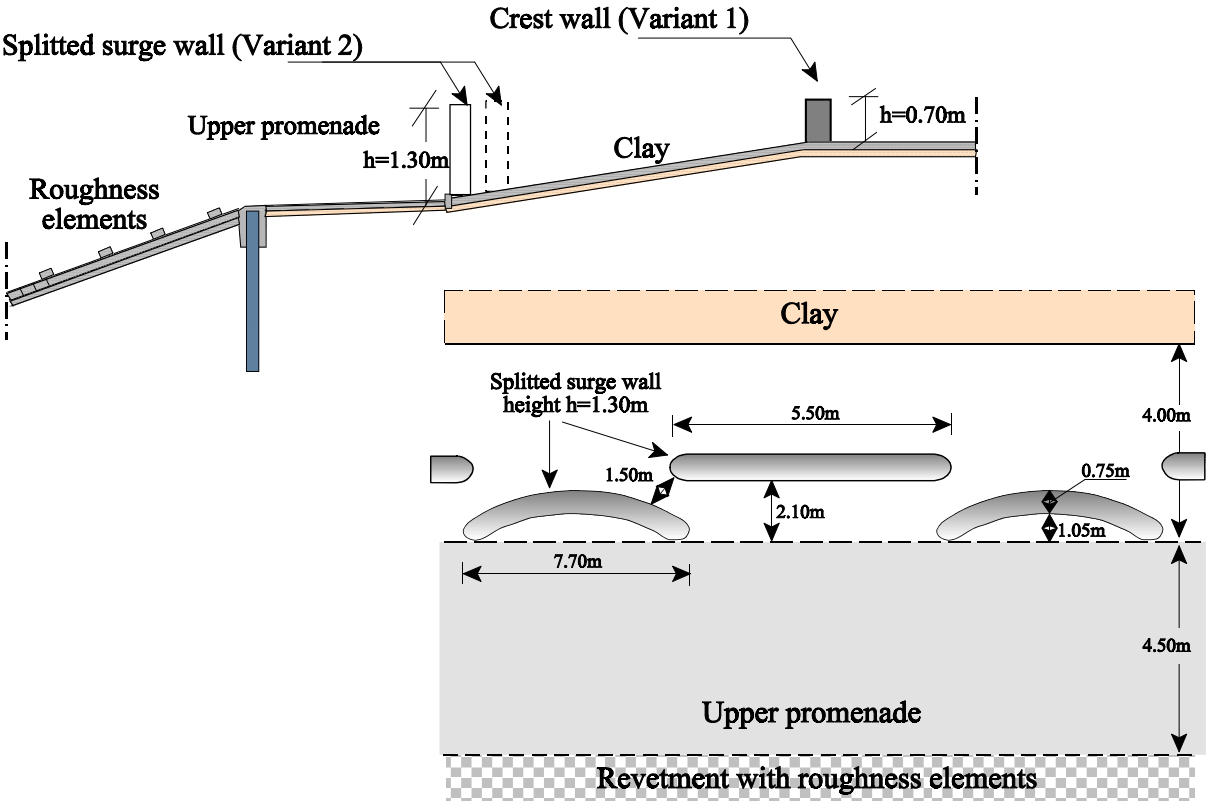


Figure 10. Geometry of surge walls

Summary

The historical revetment of the island of Norderney has to be redesigned for the future. A calculation of wave overtopping and wave loads by existing design formualae was not possible due to the very complex geometry of the revetment and the shape of the incoming double peak wave spectrum. Therefore, large scale model tests have been performed in the Large Wave Flume in Hannover, Germany.

Impact pressures up to 200 kPa and uplift pressures up to 30 kPa have been measured at a section of the revetment called S-profile.

Existing design formulae for wave overtopping are not suitable for such a complex geometry and shallow water wave conditions. The overtopping formula by Van der Meer is not applicable for this revetment due to the fact that the nature of the wave spectrum is not considered correctely. Therefore, the shape of the spectrum was considered by using $T_{-1,0}$ and the slope of the revetment was calculated by a straight line from the toe to the crest. In addition, alternative countermeasures were examined to reduce wave overtopping. It can be concluded, that surge

walls, a broadening of the crest or an increased crest height are very effective to reduce wave overtopping. The final decision how to reduce wave overtopping has to be taken as a function of the local conditions.

Table 1: GWK-geometry and alternatives to reduce wave overtopping for the revetment (Norderney)

variants		description	q [l/(s·m)]
present geometry	0	GWK-geometry (crest height h_K=8.50mNN) (geometry is equivalent to the existing revetment with a beach volume 20m^3/m over LWL)	117
variants to reduce wave overtopping	1	continuous surge wall (h=0.70m) on the crest of the revetment (model tests in GWK)	43
	2	splitted surge wall (h=1.30m) in the area of the upper promenade (model tests in GWK)	25
	3	increased height of the revetment (h_K=9.20mNN) (numerical estimation)	30
	4	broadening of the crest of 21m (numerical estimation)	8
	5	erosion of the foreshore of 0.50m (numerical estimation)	117
	6	enlargement of the beach volume by beach nourishment (numerical estimation) (a) 75m^3/m above LWL (b) 50m^3/m above LWL	 70 85

Acknowledgements
The authors want to thank NLWK Norden (Dipl.-Ing. G. Coldewey, Dipl.-Ing. H. Blum), the Coastal Research Station (Dipl.-Ing. H. Niemeyer, Dipl.-Ing. R. Kaiser), the colleagues of the Coastal Research Centre (Dipl.-Ing. J. Grüne, Dr.-Ing. U. Sparboom) and the colleagues of the Leichtweiß-Institute (Dipl.-Ing. A. Kortenhaus, Dipl.-Ing. M. Kudella, Dipl.-Ing. M. Muttray) for the good teamwork and the help for the realisation of the model tests.

List of symbols

a.) Water levels
- DWL = Design Water Level [mNN]
- HWL = mean tidal high water level [mNN]
- HHWL = highest measured storm surge water level in the past [mNN]
- LWL = mean tidal low water level [mNN]
- NN = reference water level

b.) Wave parameters
- f = frequency [1/s]
- H_{m0} = spectral wave height [m]
- H_S = significant wave height [m]
- H_{max} = maximum wave height out of 100 waves [m]
- L_0 = deep water wave length [m]
- m = spectral moment [m^2]

Q_* = dimensionless overtopping rate [-]
s_0 = wave steepness = H_{m0}/L_0 [-]
R_* = dimensionless freeboard height [-]
S(f) = wave energy for frequency f [m^2s]
$T_{0,1}$ = spectral wave period [s]
$T_{-1,0}$ = spectral wave period [s]
T_p = peak period [s]

c.) Structural Parameters
h_K = crest height [mNN]
R_C = freeboard [m]
α = angle between the toe and the crest of the revetment [°]

d.) Other parameters
q = average overtopping rate [$m^3/(sm)$]
g = acceleration due to gravity (=9.81 [m/s^2])

References

Niemeyer, H.D.; Kaiser, R.; Weiler, B. (2000) Ermittlung des Bemessungsseegangs für die Deckwerke am Nordweststrand von Norderney. Report Lower Saxonian State Board of Ecology.

Oumeraci, H.; Schüttrumpf, H.; Kortenhaus, A.; Kudella, M.; Möller, J.; Muttray, M. (2000) Untersuchungen zur Erweiterung bzw. zum Umbau des Deckwerks am Nordstrand von Norderney. Report No. 853. Leichtweiß-Institute for Hydraulics (in german)

Schüttrumpf, H.; Möller, J; Oumeraci, H. (2001) Effect of Natural Sea States on Wave Overtopping; Waves 2001; San Francisco (accepted for publication)

Thorenz, F. (1991) Schutz der Ostfriesischen Inseln vor Sturmfluten (Protection of east-frisian islands to storm surges). 39. Fortbildungslehrgang des BWK Landesverbandes Niedersachsen

Van der Meer, J.W., Tönjes, P. u. De Waal, J.P. (1998) A code for dike height design and examination. Proceedings Int. Conf. on Coastlines, Structures and Breakwaters. (Ed. N.W.H. Allsop) Thomas Telford, London

Van Gent, M.R.A. (1999) Wave run-up and Wave overtopping for double peaked wave energy spectra. Delft Hydraulics. Report H3351

Mitteilungsheft des Leichtweiss-Instituts Nr. 149

(2001, in Vorbereitung)

Entwicklung eines rechnergestützten Verfahrens zur Bestimmung der Überlaufgeschwindigkeiten an Seedeichen aus Videoaufzeichnungen

Schüttrumpf, H.; Oumeraci, H.; Kübler, S.

Entwicklung eines rechnergestützten Verfahrens zur Bestimmung der Überlaufgeschwindigkeiten an Seedeichen aus Videoaufzeichnungen

H. Schüttrumpf, H. Oumeraci, S. Kübler

1. Einleitung

Im Rahmen des BMBF-Forschungsvorhabens "Belastung der Binnenböschung von Seedeichen durch Wellenüberlauf" (BMBF-KIS 009) wurden Untersuchungen zur Strömungsbelastung der Deichbinnenböschung durch Wellenüberlauf im Großen Wellenkanal (GWK) des Forschungszentrums Küste (FZK) durchgeführt. Ziel der Untersuchungen ist eine Erweiterung der bestehenden Ansätze zum Wellenüberlauf auf eine Deichbemessung, die auf den direkten Strömungsgrößen (Schichtdicken, Strömungsgeschwindigkeiten) aufbaut.

Strömungsgeschwindigkeiten werden i.a. mit Strömungsmeßgeräten wie Strömungspropellern oder elektromagnetischen Sonden gemessen. Diese Meßgeräte haben jedoch den Nachteil einer Störung der Strömung sowie einer nur punktuellen Messung. Eine indirekte Strömungsmessung über ein Bildanalyseverfahren stört die Wellenüberlaufströmung nicht und hat zudem den Vorteil, daß die Anzahl der Meßpositionen von der Bildauflösung abhängt und somit deutlich höher als bei herkömmlichen Meßsystemen ist.

Im folgenden wird ein Verfahren zur Ermittlung der Überlaufgeschwindigkeiten an Seedeichen aus Videoaufzeichnungen (Abb. 1) vorgestellt. Die Videoanalyse wird mit Strömungsmessungen durch Strömungspropeller verglichen. Zusätzlich wird das analytische Verfahren zur Ermittlung von Überlaufgeschwindigkeiten nach SCHÜTTRUMPF (2001) anhand der Videodaten validiert.

Abb. 1: Videoaufzeichnung des Überlaufschwalls auf der Binnenböschung

2. Modellaufbau und Versuchsprogramm

Im Großen Wellenkanal in Hannover (GWK) wurden von April bis Juni 2000 im Rahmen des KFKI-Projektes „Hydrodynamische Belastung der Binnenböschung von Seedeichen durch Wellenüberlauf“ großmaßstäbliche Modellversuche durchgeführt. Ein wesentliches Ziel war die Ermittlung der Strömungsgrößen beim Wellenüberlauf. Von besonderer Bedeutung für die Stabilität des Deiches im Sturmflutfall sind hierbei unter anderem die Geschwindigkeiten, sowohl auf der See-, insbesondere aber auf der Binnenböschung des Deiches bei auftretendem Wellenüberlauf.

2.1 Deichgeometrie und allgemeiner Aufbau

Es wurde ein idealisierter Deich untersucht (ohne Bermen und Knickprofil), welcher typisch für die Deiche der deutschen Nordseeküste ist (siehe Abb. 2). Der Deich hatte eine Gesamtlänge von 46m, die Außenböschung wies eine Neigung von 1:6 bei einer Länge von 36m auf. Die anschließende Deichkrone verlief horizontal auf einer Höhe von 6m über der Kanalsohle mit einer Kronenbreite von 2m. Als Binnenböschung wurde eine Neigung von 1:3 auf 12m Länge eingebaut. Im Anschluß daran befand sich auf einer Höhe von 2m über der Sohle eine Überlaufmeßeinrichtung zur Bestimmung des Überlaufvolumens.

Außen- und Binnenböschung wurden mit einer 15cm starken Asphaltdeckschicht versehen. Die undurchlässige Deichfläche ermöglicht eine detaillierte Erfassung der hydrodynamischen Vorgänge ohne Infiltration.

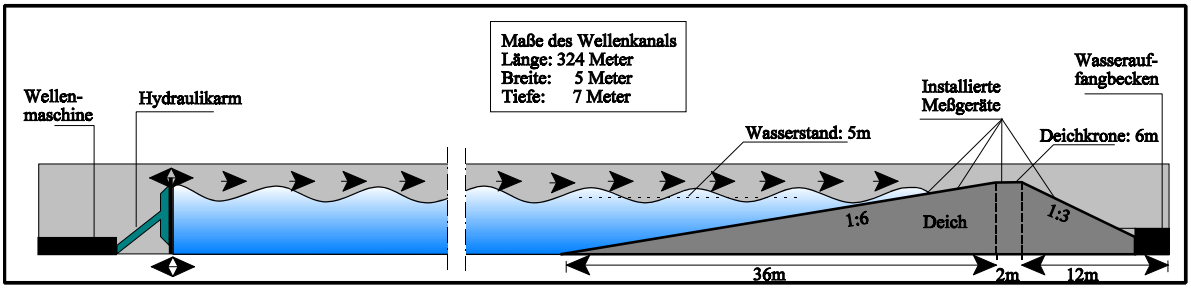


Abb. 2: Geometrie des Deichmodells im Großen Wellenkanal

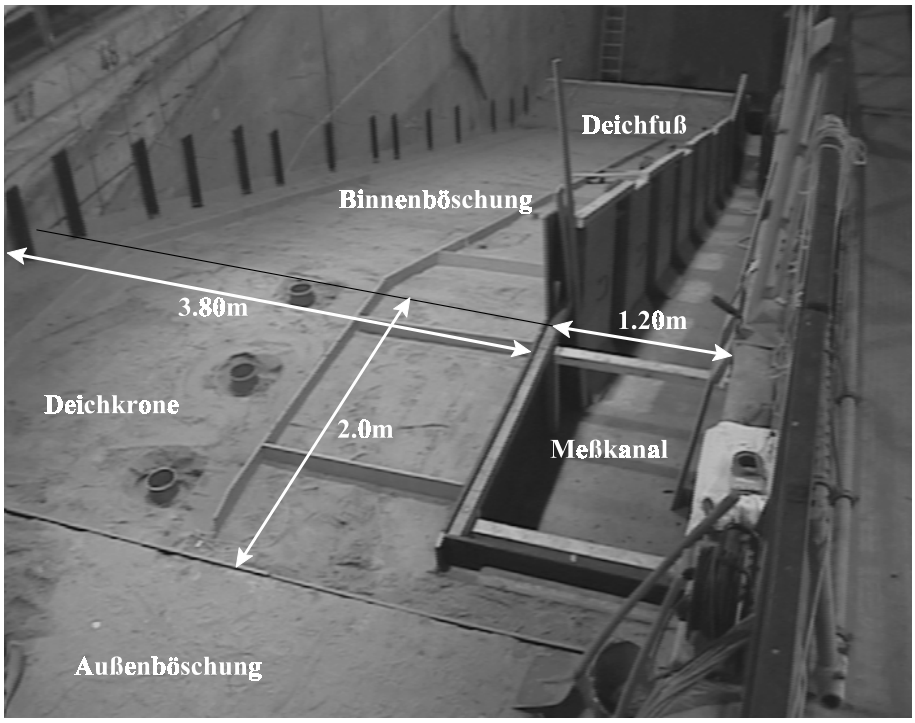


Abb. 3: Blick auf Krone und Binnenböschung im GWK (Einbauphase)

3. Meßtechnik

Am Modell wurden zahlreiche Meßwertaufnehmer installiert, welche die Meßdaten an eine zentrale Meßwerterfassung übermitteln. Aufgezeichnet wurde mit einer Abtastrate von 100 Hz auf insgesamt 78 Kanälen. Folgende Meßgeräte wurden verwendet:

Wellenpegel: Zur Wellen- und Reflexionsanalyse wurden vor dem Deich sowie auf der Außenböschung 17 Pegel installiert.

Druckmeßdosen: Zur Messung des Staudrucks (zwei Meßwertaufnehmer in Strömungsrichtung) und des hydrostatischen Drucks (ein Meßwertaufnehmer quer zur Strömungsrichtung) wurden sowohl auf der Außen- als auch auf der Binnenböschung des Deiches Druckmeßdosen eingebaut. Über die Zeitdifferenz zwischen zwei auftretenden Überlaufereignissen und dem räumlichen Abstand der Druckmeßdosen kann zusätzlich eine mittlere Geschwindigkeit berechnet werden. Abb. 4 zeigt die Anordnung der eingebauten Druckmeßdosen auf der Binnenböschung.

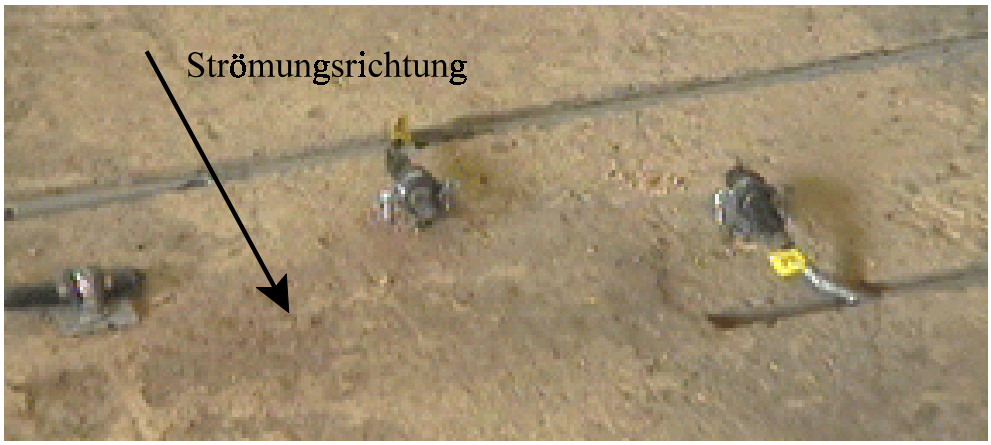


Abb. 4: Eingebaute Druckmeßdosen auf dem Modelldeich

Schichtdickenpegel: Um die Schichtdicken des Auf- und Überlaufschwalls aufzuzeichnen, kamen Schichtdickenpegel zum Einsatz. Hierbei handelt es sich um übereinanderliegende Metallstifte, die, wenn sie durch Wasserkontakt kurzgeschlossen werden, einen Stromimpuls erzeugen. Das Ausgangssignal jeden Elements ist die Summe der diskreten Spannungsdifferenzen. Abb. 5 zeigt den Aufbau der verwendeten Schichtdickenpegel. Hier kann ebenso wie bei den Druckmeßdosen über die Analyse zweier aufeinander folgender Signale die mittlere Strömungsgeschwindigkeit zwischen zwei Meßpositionen berechnet werden.

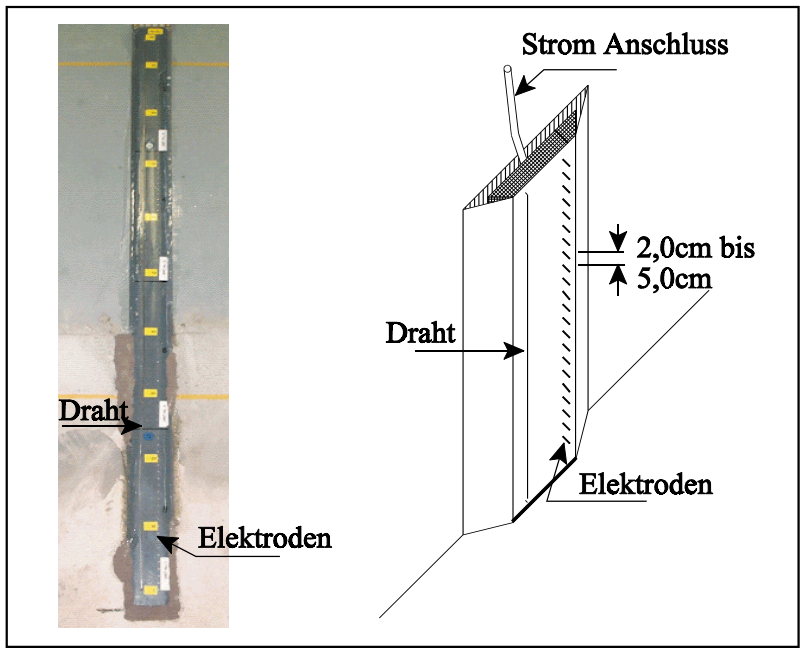


Abb. 5: Aufbau eines Schichtdickenpegels

Wellenauflaufpegel: Auf der Außenböschung des Modells wurde zur Erfassung der Wellenauflaufhöhe ein 60-stufiger Wellenauflaufpegel eingesetzt. Das Funktionsprinzip ist ähnlich dem der Schichtdickenpegel und wurde umfassend von GRÜNE (1982) beschrieben.

Strömungspropeller: Strömungsgeschwindigkeiten wurden sowohl auf der Deichkrone, als auch auf der Binnenböschung mit Strömungspropellern bestimmt. Die Strömungspropeller haben einen Meßbereich bis max. 10 m/s bei einem Propellerkopfdurchmesser von 2,2cm. Abb. 6 zeigt die zur Strömungsgeschwindigkeitsbestimmung verwendeten Micropropeller sowie deren Positionen auf der Deichkrone und der Binnenböschung.

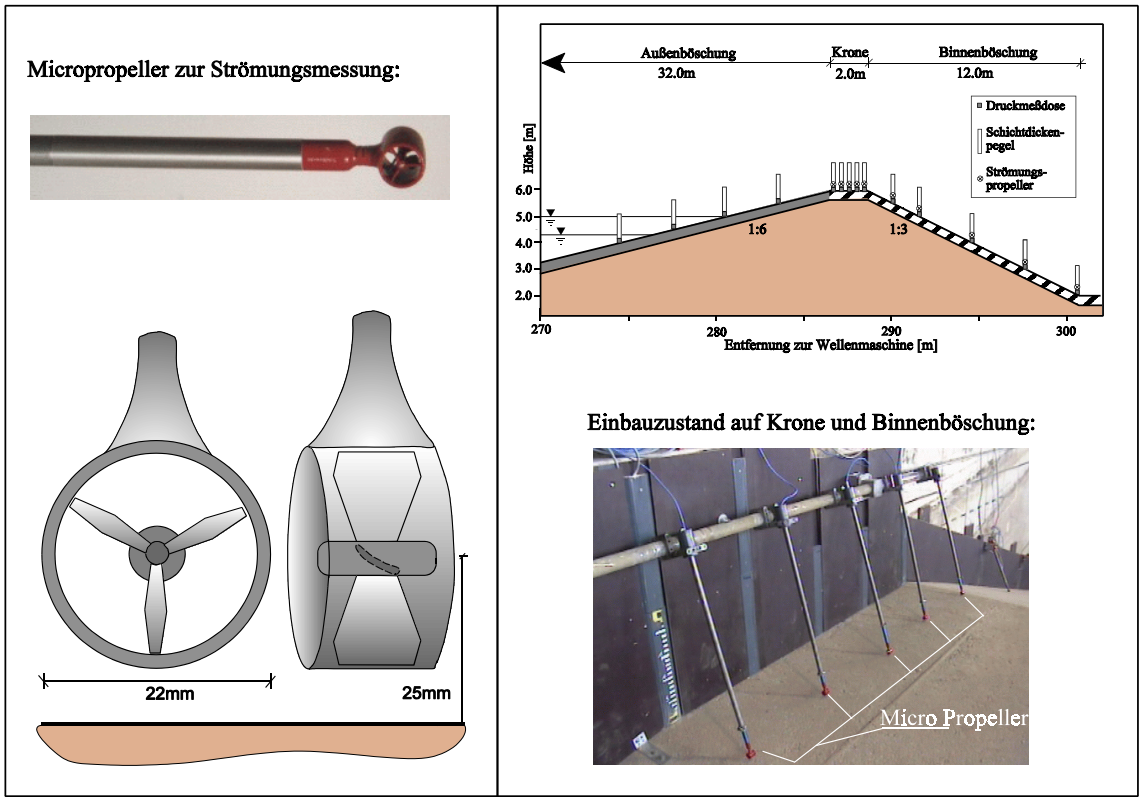


Abb. 6: Micropropeller zur Ermittlung der Überlaufgeschwindigkeit

Überlaufmeßsystem: Überlaufvolumina über die Krone wurden mit einem am Fuß der Binnenböschung auf vier Wägezellen stehendem Behälter bestimmt. Ebenso erfolgte parallel hierzu die Überlaufmessung mittels eines Durchflußinduktionsgerätes direkt hinter der Deichkrone.

Videoaufzeichnung: Während der gesamten Versuchsphase erfolgte eine Videoaufzeichnung aus drei unterschiedlichen Richtungen. Aufgezeichnet wurde der Wellenauflauf sowie Wellenüberlauf auf der Deichkrone und Deichbinnenböschung. Die Binnenböschung wurde mit einer Digitalkamera gefilmt, deren Filmmaterial für die Geschwindigkeits-

analyse verwendet wurde. Bei dem Gerät handelte es sich um eine Canon mit einem CCD-Element, welches eine optische Auflösung von 768x576 Pixeln lieferte.

4. Versuchsprogramm

Während der ersten Versuchsphase wurden insgesamt 251 Versuche durchgeführt. Während der Versuchsdurchführung wurden die Wasserstände im Wellenkanal zwischen 3,5m und 5,0m variiert. Zu Beginn wurden regelmäßige Wellen, nachfolgend theoretische (TMA) und naturähnliche Wellenspektren generiert. Im einzelnen wurden 24 Versuche mit regelmäßigen Wellen, 33 Versuche mit TMA Spektren, 146 Versuche mit in der Natur gemessenen Spektren und 46 zusätzliche Versuche (PM Spektren, Doppelpeakspektren, etc.) durchgeführt. Die Wellenhöhen wurden zwischen 0,40m und 1,20m und die Wellenperioden zwischen 3,5s und 13,5s variiert. Das gesamte Versuchsprogramm ist OUMERACI et al. (2001) zu entnehmen.

5. Theoretischer Ansatz zur Ermittlung der Überlaufgeschwindigkeit auf der Deichbinnenböschung

Im vorhandenen Schrifttum zum Wellenüberlauf an Deichen liegt bisher nur ein theoretischer Ansatz zur Beschreibung der Überlaufgeschwindigkeiten auf der Binnenböschung vor. Dieser Ansatz, der von SCHÜTTRUMPF (2001) auf der Grundlage kleinmaßstäblicher Modellversuche entwickelt wurde, basiert auf der allgemeinen zweidimensionalen Kontinuitäts- und Bewegungsgleichung (nähere Ausführungen zur Herleitung siehe SCHÜTTRUMPF, 2001). Mit diesem Ansatz wird die Geschwindigkeit des Überlaufschwalls nach folgenden Gleichungen iterativ berechnet (Abb. 7):

$$v_B = \frac{v_0 + \frac{k_1 \, h_B}{f} \cdot \tanh\left(\frac{k_1 \, t}{2}\right)}{1 + \frac{f \, v_0}{h_B \, k_1} \cdot \tanh\left(\frac{k_1 \, t}{2}\right)} \qquad (1)$$

mit:

$$t \approx -\frac{v_0}{g \, \sin\beta} + \sqrt{\frac{v_B^2}{g^2 \, \sin^2\beta} + \frac{2 \, s_B}{g \, \sin\beta}} \qquad (2)$$

$$k_1 = \sqrt{\frac{2 \, f \, g \, \sin\beta}{h_B}} \qquad (3)$$

mit: f: Reibungsbeiwert [-]
β: Neigungswinkel der Binnenböschung [°]
h_B: Schichtdicke des Überlaufschwalls [m]
s_B: Zurückgelegter Weg auf der Binnenböschung [m] mit s_B=0 am Ende der Deichkrone
v_0: Geschwindigkeit am Beginn der Deichbinnenböschung [m/s]

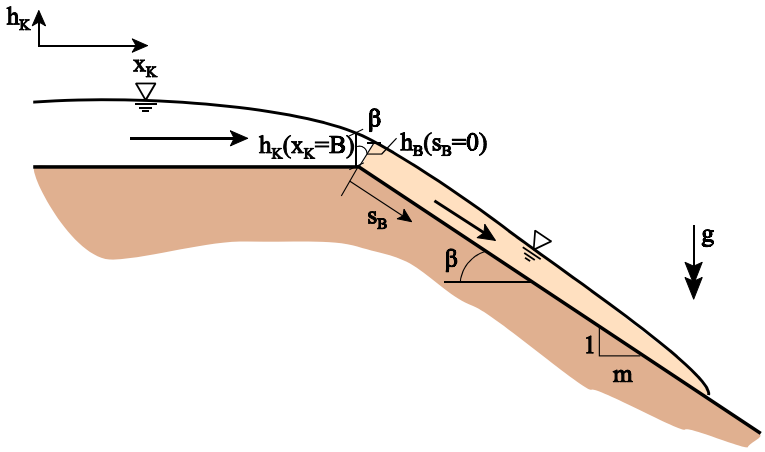


Abb. 7: Definitionsskizze für die Deichbinnenböschung

Die Abb. 7 zeigt die in die Gleichung eingehenden Parameter, die im folgenden näher erläutert werden.

Reibungsbeiwert f: Dieser Parameter erfaßt die im Versuch eingesetzte Rauhigkeit der Böschungsoberfläche. Im Rahmen der Modellversuche wurde eine Betonoberfläche verwendet. Für die Berechnung im Programm wurde daher zunächst ein Reibungsbeiwert für eine Betonoberfläche f=0,02 angenommen [VAN GENT, 1995].

Anfangsschichtdicke h: Die Geschwindigkeitsentwicklung auf der Binnenböschung ist ebenfalls abhängig von der Schichtdicke des Überlaufschwalls, welche am Ende der Krone als Meßwert vorliegt (vgl. Abb. 7).

Anfangsgeschwindigkeit v_0: Hierbei handelt es sich um die Geschwindigkeit am Beginn der Binnenböschung.

Neigung der Binnenböschung β: Der betrachtete Modelldeich wurde mit einer Binnenböschungsneigung von 1:m=1:3 ausgeführt.

Gl. (1) soll dazu genutzt werden, die Überlaufgeschwindigkeiten, die aus Bildinformationen ermittelt wurden, anhand eines theoretischen Modells zu überprüfen und gleichzeitig das theoretische Modell für die großmaßstäblichen Modellversuche zu validieren.

6. Programmentwicklung zur Geschwindigkeitsberechnung auf der Binnenböschung

Im Rahmen der Versuchsdurchführung wurden die auftretenden Überlaufereignisse auch mit einer digitalen Kamera aufgezeichnet. Diese Bildinformationen sollten zusätzlich zu den gemessenen Geschwindigkeiten (Strömungspropeller) und den indirekt bestimmten Geschwindigkeiten (Druckmeßdosen und Schichtdickenpegel) dazu genutzt werden, Geschwindigkeitsverläufe auf der Binnenböschung zu ermitteln. Zur Bearbeitung der Bildinformationen aus der Videoaufzeichnung wurde im Rahmen dieser Arbeit ein Programm entwickelt, dessen Funktionsprinzip im folgenden erläutert wird.

6.1 Verwendete Bildformate und Farbmodelle

Die von der Kamera aufgezeichneten Filmsequenzen der Überlaufereignisse auf der Binnenböschung sollen als Datenbasis für die Programmentwicklung dienen. Dazu wurden aus den Filmen Bildserien extrahiert, um diese dann weiterverarbeiten zu können. Der erste Schritt war zunächst die Überführung von Filmmaterial in Einzelbilder. Gewählt wurde das Bitmap-Bildformat (*.bmp) mit einer Farbtiefe von 24 Bit (16,7 Millionen Farben) und einer Kantenlänge von 768x576 Pixeln, welche der optischen Auflösung des CCD-Elements der Kamera entspricht.

Für die weitere Auswertung bzw. Skalierung des entwickelten Programms werden in dieser Arbeit jedoch nur Bilder von ausgewählten repräsentativen Überlaufereignissen betrachtet.

6.1.2 Farbmodelle RGB und HLS

Zur Bestimmung der Schwallkoordinaten ist es erforderlich, das Bild in einzelne Pixel zu zerlegen, um so die charakteristische Pixel-Eigenschaft des überlaufenden Wassers zu bestimmen. Hierfür wurden zwei Farbmodelle (RGB und HLS) verwendet. Unter Farbmodell versteht man dreidimensionale Modelle zur Darstellung der Farbbeziehungen und Farbwerte, wobei beim Speichern alle Farben sowie die Sättigung und Helligkeit durch eine Zahl beschrieben werden.

RGB-Modell: Das RGB-Modell ist ein additives Farbmodell, in dem die dargestellten Bildinformationen durch eine Mischung der drei Grundfarben Rot, Grün und Blau (auf Pixel-Ebene) erzeugt werden. Diese drei Farben lassen sich nicht durch Mischung erzeugen. Man spricht daher auch von Primärfarben. Jeder dieser Farben wird dabei ein Wert zwischen 0 (kein Anteil der betreffenden Grundfarbe vorhanden) und 255 (maximaler Anteil der Farbe) zugewiesen. Dieses Farbmodell entspricht dem Funktionsprinzip eines Monitors oder Fernsehers.

HLS-Modell: Dies ist ebenfalls ein additives Farbmodell, wobei sich hier die Pixel-Information aus hue=Farbton (Gelb, Blau,..), lightness=Helligkeit (hell, dunkel) und saturation=Sättigung (schwach bis kräftig) zusammensetzt. Der Wertebereich für HLS liegt bei 0-360 für den Farbton (H) und bei 0-100 für die Helligkeits- und Sättigungsinformation [GLASSNER, 1990].

Es ist möglich, jedes Farbmodell in ein anderes Modell umzurechnen, um so die Darstellung der Farbinformationen an die entsprechenden Bedürfnisse des Programms und des Benutzers anzupassen. Um die benötigten Pixel-Informationen zu erhalten, erfolgte eine Überführung der Farbinformationen von RGB in HLS mit Hilfe der folgenden Beziehungen [GLASSNER, 1990]:

$$a = \min[R',G',B']; \quad b = \max[R',G',B']$$

$$\text{mit:} \quad R' = \frac{R}{255}; \quad G' = \frac{G}{255}; \quad B' = \frac{B}{255}$$

$$\text{für} \quad b = R' \quad \Rightarrow \quad h = \frac{G' - B'}{b - a} \cdot 60 \tag{4}$$

$$b = G' \quad \Rightarrow \quad h = 2 + \frac{B' - R'}{b - a} \cdot 60 \tag{5}$$

$$b = B' \quad \Rightarrow \quad h = 4 + \frac{R' - G'}{b - a} \cdot 60 \tag{6}$$

mit: R,G,B: Primärfarben Rot, Grün und Blau
R',G',B': umgerechnete Farbinformation aus betrachtetem Bild
h: Farbtoninformation (hue)

6.2 Algorithmus zur Bestimmung des Geschwindigkeitsverlaufs des Überlaufschwalls auf der Binnenböschung

Während der Programmentwicklung wurde zunächst versucht, die Position des Überlaufschwalls auf der Binnenböschung direkt aus dem vorliegenden Bitmap-Bild (Abb. 8 (links)) zu bestimmen (das Bitmap liegt im RGB-Farbmodell vor). Dies erwies sich jedoch als nicht praktikabel, da ein deutlicher Farbübergang zwischen dem Überlaufschwall und der Deichoberfläche nicht erkennbar war. Aus diesem Grund erfolgte eine Transformation des RGB-Modells in das HLS-Farbmodell. Abb. 8 (rechts) zeigt die Bildinformationen, nachdem das Farbformat von RGB in HLS umgerechnet wurde.

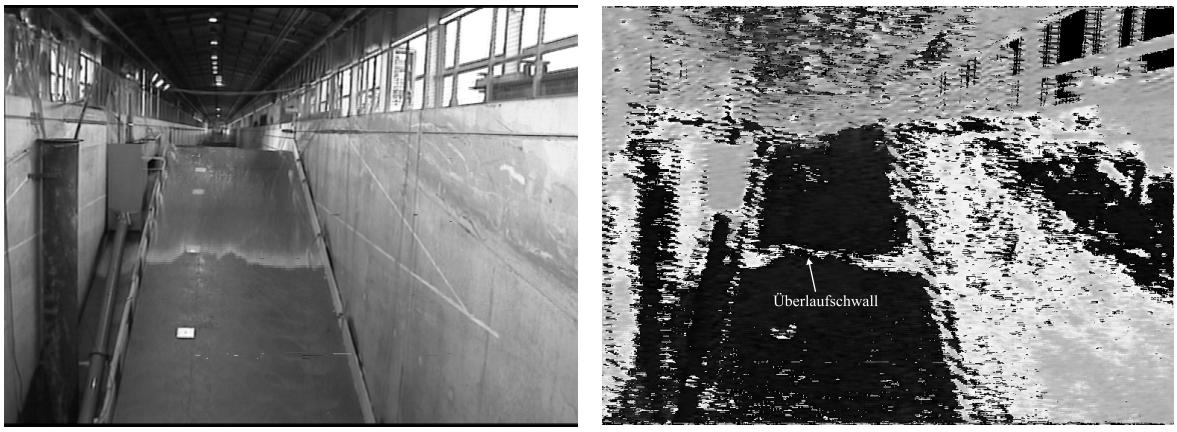


Abb. 8: Kamerabild im RGB-Format (links) und Farbtoninformation H (rechts)

Beim weiteren Vorgehen zeigte sich, daß es ausreicht, die Überlaufschwallposition ausschließlich über die Farbtoninformation (H) zu bestimmen. Der deutliche Kontrast zwischen der Oberfläche der Binnenböschung und des überlaufenden Wassers ist Abb. 8 (rechts) zu entnehmen. Anhand dieses Bildes wird der Unterschied zwischen dem RGB-Farbmodell und dem HLS-Farbmodell deutlich. Man kann eine ausgeprägtere Abgrenzung zwischen dem Schwall und der Deichoberfläche im HLS-Modell erkennen.

Auf Grundlage der vorhandenen Bildsequenzen und mit der Kenntnis der oben beschriebenen Unterscheidungscharakteristika zwischen Überlaufschwall und Binnenböschungsoberfläche wurde ein Algorithmus entwickelt, der die Bestimmung des Geschwindigkeitsverlaufs auf der Binnenböschung ermöglicht. Die Funktionsweise sowie der Ablauf zur Geschwindigkeitsberechnung sollen anhand der nächsten Abbildung (Abb. 9) prinzipiell erläutert werden. Die Abschnitte 6.2.1 bis 6.2.4 liefern eine Präzisierung der wichtigsten Berechnungsschritte.

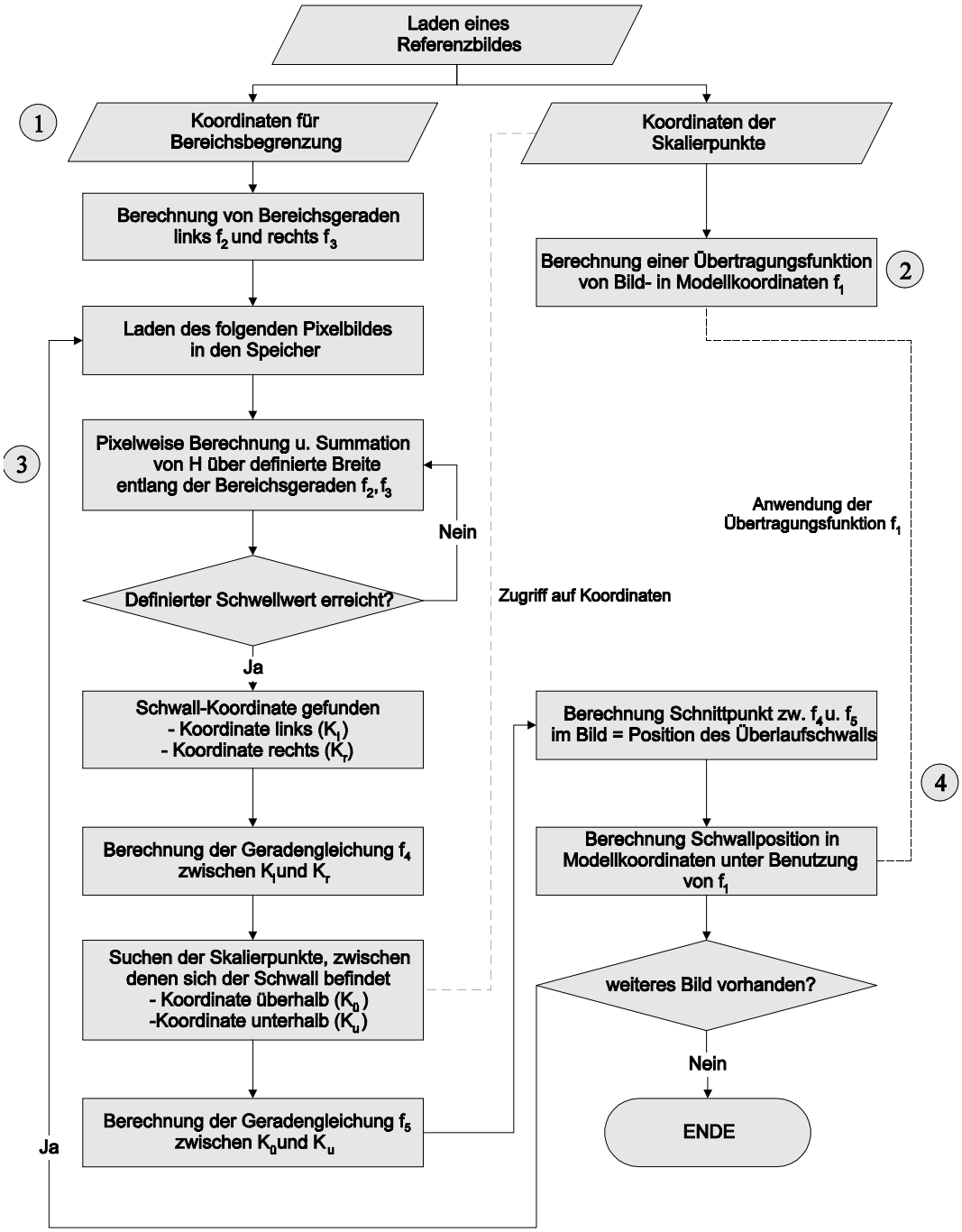


Abb. 9: Schematischer Ablauf der Positionsbestimmung

Am Beginn der Berechnung werden zunächst durch den Benutzer die Koordinaten für die Bereichsbegrenzung und die Skalierpunkte in einem Referenzbild festgelegt (Abb. 9 Schritt 1). Der Algorithmus berechnet aus den Skalierpunkten eine sog. Übertragungsfunktion (Abb. 9 Schritt 2). Im Schritt 3 erfolgt dann die Ermittlung der Schwallkoordinate im Bild, auf deren Grundlage im nachfolgenden Schritt 4 die Berechnung der Überlaufgeschwindigkeit erfolgt.

6.2.1 Skalierpunkte und Bereichsbegrenzung (Schritt 1)

Zur Berechnung der Geschwindigkeiten auf der Binnenböschung ist es notwendig, die Bildkoordinaten (optische Auflösung der Kamera) in Modellkoordinaten zu überführen. Diese Umrechnung erfolgt durch die Angabe von Skalierpunkten im Bild. Mit Hilfe der ausgewählten Punkte (diese müssen koordinatenmäßig bekannt sein) ist es möglich, sowohl die Umrechnung von Bild- in Modellkoordinaten zu realisieren als auch die Aufnahmeperspektive (das Verhältnis zwischen der Pixelanzahl und der entsprechenden Strecke ändert sich in vertikaler Richtung) zu berücksichtigen. Aus diesen Zusammenhängen läßt sich eine Übertragungsfunktion f_1 (vgl. Abschnitt 6.2.2) für die vertikale Bildrichtung berechnen. Diese ermöglicht die Bestimmung der tatsächlichen Koordinaten im Modell für jeden Bildpunkt (Pixel) auf der Binnenböschung. Da nur Geschwindigkeiten in vertikaler Richtung betrachtet werden sollen, ist es nicht notwendig, auch für die horizontale Ebene Skalierkoordinaten anzugeben.

Um die Teile des Bildes, die außerhalb der Binnenböschung liegen, bei der Bestimmung der Schwallkoordinate nicht zu berücksichtigen, wird die Binnenböschung (Bereich in dem sich der Schwall befinden kann) mit vier Eckpunkten eingegrenzt (E_1 bis E_4), die vorab festgelegt werden (Abb. 10). Der Algorithmus startet mit der Berechnung von zwei Bereichsgeraden mit den ausgewählten Bereichsbegrenzungspunkten als Anfangs- und Endpunkt der jeweiligen Gerade (f_2 entlang der linken Bereichsgrenze und f_3 entlang der rechten Bereichsgrenze). Die Auswahl der Skalier- bzw. Bereichsbegrenzungspunkte erfolgt in einem frei wählbaren Referenzbild, welches so lange weiter verwendet werden kann, bis sich die Kameraposition verändert. Abb. 10 zeigt die Auswahl von Skalier- und Bereichsbegrenzungspunkten.

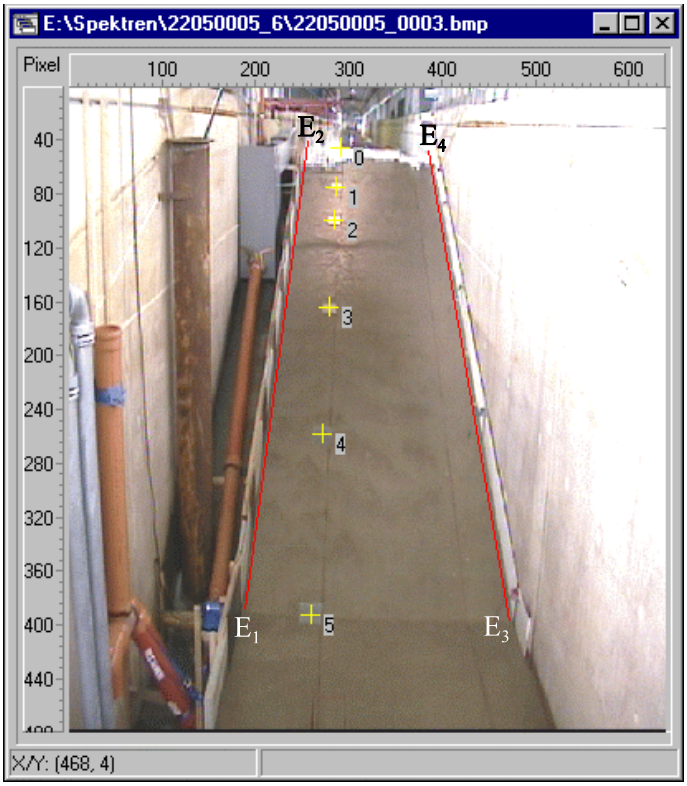


Abb. 10: Auswahl der Skalierpunkte (0-5) und der Bereichsbegrenzung (E_1-E_4)

6.2.2 Übertragungsfunktion (Schritt 2)

Die Übertragungsfunktion f_1 ermöglicht die Umrechnung von Bild- in Modellkoordinaten unter Berücksichtigung der Kameraperspektive. Bei der Berechnung dienen die Skalierpunkte als Stützstellen zur Bestimmung der Funktion. Als Näherung für den Funktionsverlauf wurde eine Splinefunktion gewählt, da diese auch bei wenigen Punkten recht genau berechnet werden kann und glättend wirkt. Die Splinefunktion in jedem Intervall (zwischen den Stützstellen) ist eine Polynomfunktion dritten Grades. Es ergibt sich dabei der in Abb. 11 dargestellte charakteristische Funktionsverlauf. Hieraus wird deutlich, daß die Kameraperspektive einen deutlichen Einfluß auf die Funktion f_1 hat. Daraus resultiert, daß sich ausgehend von gleichen Skalierpunktabständen die Pixelanzahl zwischen den Skalierpunkten signifikant verändert. Dies bedeutet, daß ein linearer Zusammenhang nicht ausreichen würde, um die Koordinatenumrechnungen durchführen zu können.

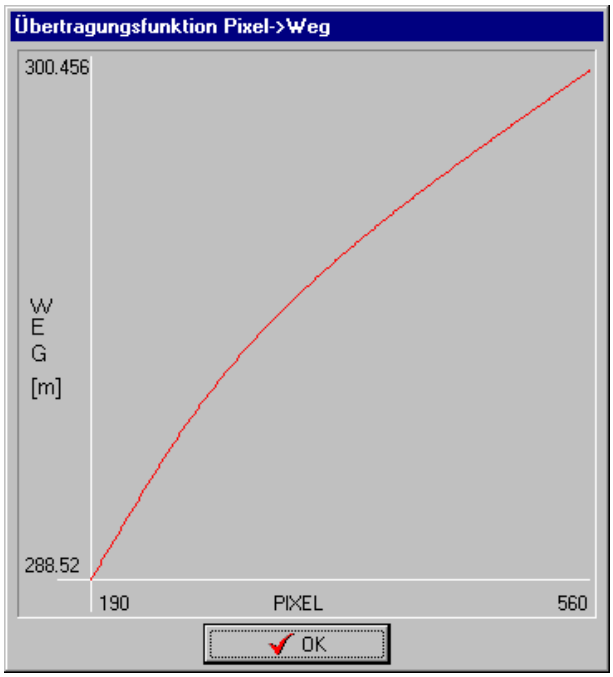


Abb. 11: Übertragungsfunktion (vertikale Bildrichtung) zwischen Pixeln und Modellkoordinaten

6.2.3 Ermittlung der Schwallkoordinate (Schritt 3)

Im folgenden wird der Prozeß beschrieben, der es ermöglicht, aus den Pixelinformationen die Position des Überlaufschwalls auf der Binnenböschung zu ermitteln.

Zum Auffinden des Überlaufschwalls, gekennzeichnet durch eine helle Farbtoninformation, werden entlang der berechneten Bereichsgeraden f_2 und f_3 die RGB-Informationen von 50 horizontal nebeneinander liegenden Pixeln in Farbtoninformationen (H) umgerechnet (vgl. Gleichungen 4-6) und addiert. In der nachfolgenden Abbildung (Abb. 12 rechts) ist die Summation der Farbtoninformation über 50 Pixel dargestellt. Deutlich erkennbar ist hier ein starker Übergang zwischen Überlaufschwall und Deichoberfläche sowie der verwendete Schwellwert für die Positionsbestimmung. Die gesamte Berechnung erfolgt entlang der Bereichsgeraden von unten nach oben. Damit ist sichergestellt, daß die Schwallposition deutlich erkannt werden kann (vgl. Abb. 12), da so der Übergang von der Deichoberfläche zum Überlaufschwall durch einen starken Anstieg der Funktion sehr deutlich wird. Ist hierbei die Summe der Farbtoninformationen über die 50 Pixel kleiner als der definierte Schwellwert, so erfolgt die erneute Summation in der nachfolgend höheren Bildzeile.

Wird der definierte Schwellwert erreicht, ist die Schwallposition jeweils an der untersuchten Grenze koordinatenmäßig (in Bildkoordinaten) für das betrachtete Bild bestimmt. Analog hierzu wird dann ebenfalls die andere Grenze untersucht (Koordinate links K_l und Koordinate rechts K_r). Zwischen der linken und der rechten Koordinate wird nun eine Geradengleichung f_4 ermittelt (siehe Abb. 13).

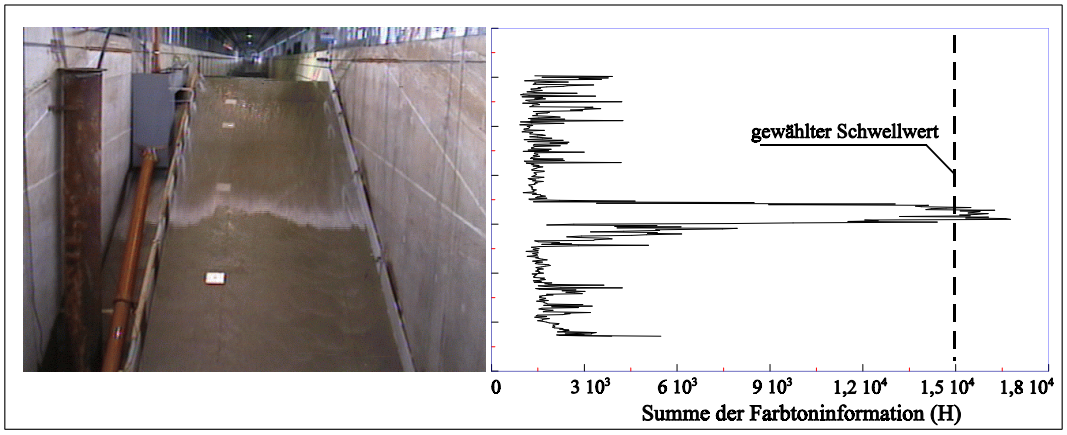


Abb. 12: Schwellwert zwischen Deichoberfläche und Überlaufschwall

Die Berechnung der Überlaufgeschwindigkeit soll entlang einer vertikalen Linie erfolgen. Als Vorgabe für die Berechnung dienen hierbei die ausgewählten Skalierpunkte, da hierfür die exakten Modellkoordinaten vorliegen. Aus diesem Grund wird im nächsten Schritt ermittelt, zwischen welchen zwei Skalierpunkten sich die ermittelten Schwallkoordinaten K_l und K_r befinden, um anschließend zwischen den benachbarten Skalierpunkten eine Geradengleichung f_5 zu berechnen, welche dann mit der Gleichung f_4 zum Schnitt gebracht wird. Die berechnete Schnittkoordinate entspricht dabei der Position des Überlaufschwalls auf der vertikalen Betrachtungslinie. Abb. 13 zeigt die einzelnen, zur Positionsbestimmung notwendigen Funktions- teile.

Nach der Ermittlung der Schwallkoordinate liegt diese noch in Bildkoordinaten vor. Nun erfolgt die Umrechnung in Modellkoordinaten mit Hilfe der zuvor bestimmten Übertragungsfunktion f_1 (vgl. Abschnitt 6.2.2).

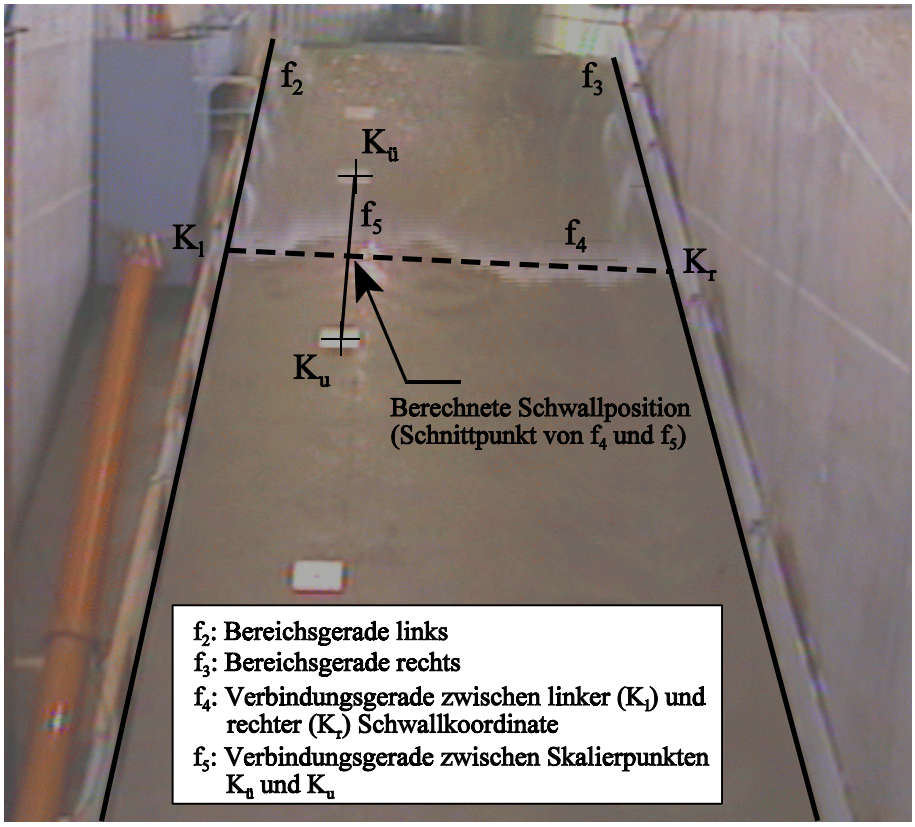


Abb. 13: Ermittlung der Schwallkoordinate (Prinzipskizze)

6.2.4 Berechnung der Überlaufgeschwindigkeit (Schritt 4)

Nachdem für alle ausgewählten Bilder die Schwallkoordinaten in Modelldimension berechnet wurden, kann nun der Geschwindigkeitsverlauf bestimmt werden. Unter Berücksichtigung der Bildwiederholfrequenz und den Koordinatendifferenzen von Bild zu Bild kann ein Geschwindigkeitsprofil auf der Binnenböschung berechnet werden. Als praktikabel erwies sich dabei eine Bildwiederholfrequenz von 5Hz. Der daraus resultierende zeitliche Abstand zwischen zwei Bildern ermöglicht eine Berechnung der Überlaufgeschwindigkeit mit ausreichender Genauigkeit. Ebenfalls wird die Datenmenge (Anzahl von Einzelbildern je Überlaufereignis) nicht zu groß. Den Zusammenhang zeigt folgende Gleichung:

$$v_n = \frac{\Delta s}{\Delta t} \qquad \text{für n = 1 ..... Anzahl der Bilder} \qquad (7)$$

mit: Δs: Koordinatendifferenz zwischen zwei Bildern [m]

Δ t: zeitlicher Abstand zwischen zwei Bildern [s]

v: Überlaufgeschwindigkeit [m/s]

7. Geschwindigkeitsberechnung

Dieser Abschnitt soll die Berechnungsergebnisse des entwickelten Verfahrens bei der Ermittlung der Überlaufgeschwindigkeit aufzeigen sowie einen Vergleich zu den Geschwindigkeiten aus Strömungspropellern liefern. Ebenfalls soll die Anpassung an das theoretische Modell von SCHÜTTRUMPF (Gl. (1)) überprüft werden. Als Datenbasis für die Vergleiche dienen ausgewählte Überlaufereignisse, welche ein recht großes Überlaufvolumen erzeugen und die aufgrund ihrer Bildqualität bei der Kameraaufzeichnung eine Auswertung zulassen.

Abb. 14 zeigt beispielhaft die Berechnungsergebnisse auf Grundlage der analysierten Bildinformationen, die das entwickelte Programm als Ergebnisdaten liefert. Hierbei wurden für eine regelmäßige Welle mehrere Überlaufereignisse ausgewertet und die Geschwindigkeiten aufgetragen. Deutlich wird eine recht geringe Streuung der Überlaufgeschwindigkeiten, die zum einen aus einem etwas variierenden Überlaufschwall (z.B. kann sich eine Seite des Schwalls schneller bewegen als die andere, woraus ein schief verlaufender Überlaufschwall resultiert) entstehen kann. Zum anderen sind bei der Schwallerfassung durch den Algorithmus auch Schwankungsbreiten zu berücksichtigen.

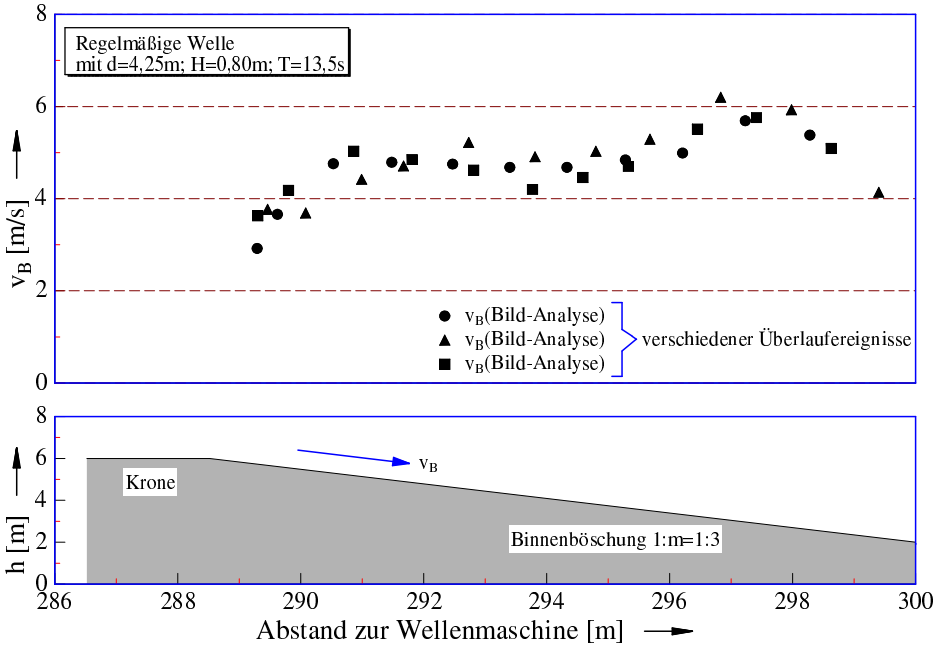


Abb. 14: Geschwindigkeitsberechnung mehrerer Überlaufereignisse einer regelmäßigen Welle

7.1 Vergleich zwischen Überlaufgeschwindigkeiten aus Bildinformationen und Strömungspropellern

Die Strömungspropeller ermöglichen eine direkte Bestimmung der Überlaufgeschwindigkeit auf der Binnenböschung. Abb. 15 zeigt exemplarisch für fünf Überlaufereignisse die Geschwindigkeiten, die die Strömungspropeller liefern, im Vergleich zu den Überlaufgeschwindigkeiten, die mit Hilfe der Bild-Analyse berechnet wurden.

Sehr deutlich erkennbar sind die starken Schwankungen des Propellersignals im Vergleich zu den Geschwindigkeiten aus der Bild-Analyse. Es ergeben sich bei den betrachteten Überlaufereignissen punktuelle Geschwindigkeitsdifferenzen nach oben von bis zu 1m/s und nach unten sogar Differenzen von bis zu 3,5m/s, was einer prozentualen Abweichung von 83% entspricht (vgl. Abb. 15). Hierbei ist jedoch darauf hinzuweisen, daß diese starken Abweichungen gerade nach unten hin durch zeitweiliges Ausfallen des Propellers entstehen. Durch den Ausfall von zwei Propellern ist auf einer Länge von ca. 8m die Geschwindigkeit des Überlaufschwalls unbekannt und kann lediglich interpoliert werden. Bei einer Gesamtlänge des Analysebereichs von ca.12m bedeutet der Ausfall, daß auf einem Großteil der Strecke keine Geschwindigkeiten bekannt sind. Der Vergleich der beiden ermittelten Geschwindigkeiten verdeutlicht, daß die Geschwindigkeitsbestimmung mit Hilfe der Strömungspropeller für einzelne Wellenereignisse recht ungenau ist. Ein klarer Funktionsverlauf ist daher aus den Meßergebnissen der Strömungspropeller schwer abzuleiten. Gründe für die schlechte Qualität der Geschwindigkeitsmessung mit Strömungspropellern sind deren Störanfälligkeit (z.B. Verstopfung durch Partikel im Wasser), ihre Trägheit sowie Probleme bei einem hohen Luftanteil im Überlaufwasser. Diese Effekte sind bei der Auswertung von Strömungspropellersignalen zu berücksichtigen. Diese Auswertung des Strömungspropellersignals belegt die Notwendigkeit für die Entwicklung eines Verfahrens auf der Grundlage einer Bildanalyse, das unabhängig vom Medium Wasser arbeitet.

7.2 Vergleich zwischen Geschwindigkeiten aus Bildinformationen und dem theoretischem Modell

Da insbesondere die dynamischen Vorgänge auf der Binnenböschung für das Versagen von Deichen verantwortlich sind, ist die Bestimmung des Geschwindigkeitsverlaufes des Überlaufschwalls auf der Binnenböschung besonders wichtig. Die oben beschriebenen Meßsysteme zeigen zum Teil starke Schwankungen, so daß in diesem Abschnitt die Berechnungsergebnisse aus der Bild-Analyse dazu genutzt werden sollen, das theoretische Modell aus Gl. (1) (SCHÜTT RUMPF, 2001) auf der Grundlage großmaßstäblicher Modellversuche zu validieren.

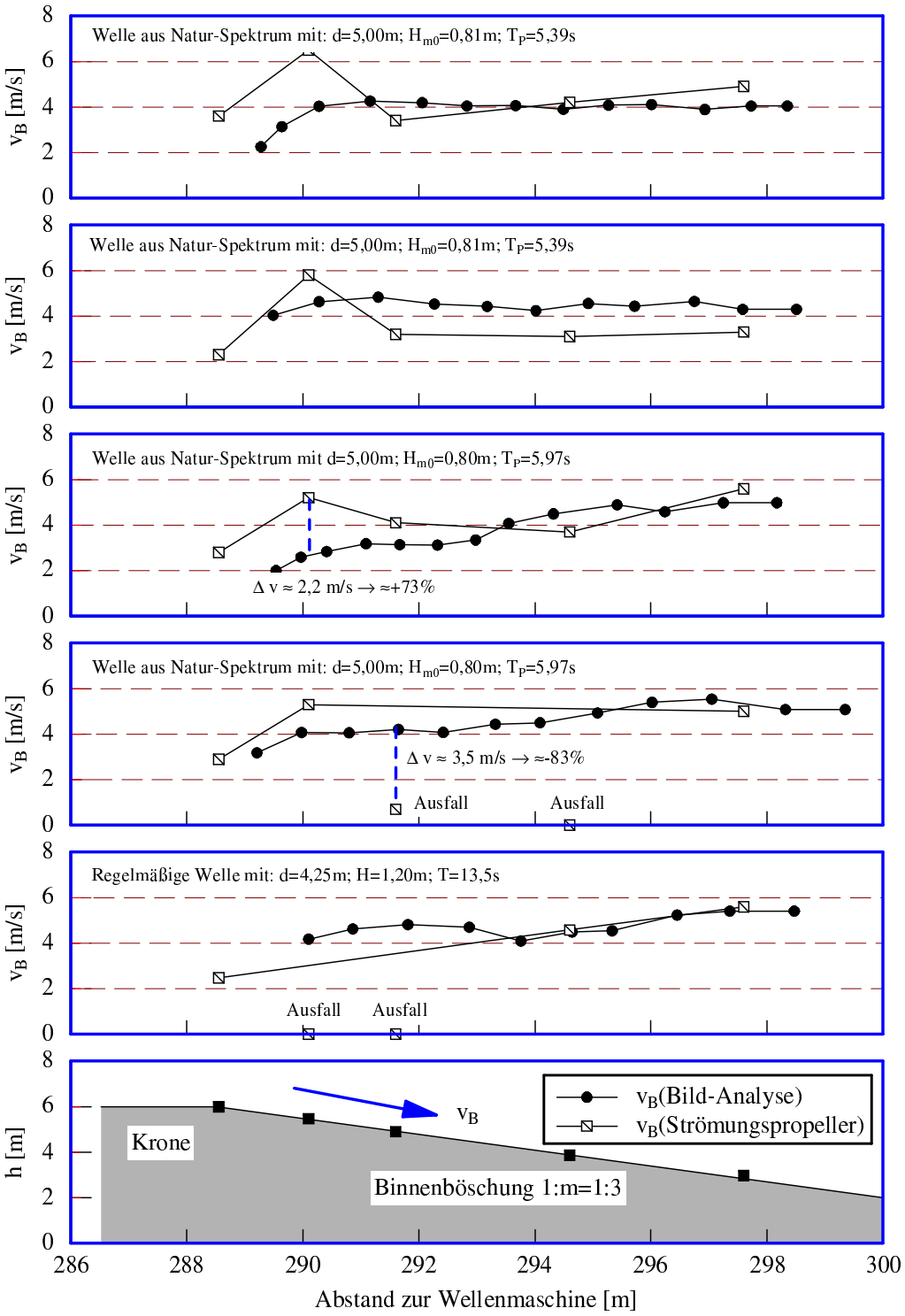


Abb. 15: Vergleich der Geschwindigkeiten aus Bild-Analyse und aus direkter Messung mit Strömungspropellern

7.2.1 Ermittlung der Eingangsparameter für das theoretische Modell

Zunächst muß für den genannten Berechnungsansatz ein Reibungsbeiwert f gefunden werden, der die Rauhigkeitsverhältnisse der Binnenböschungsoberfläche des Modells wiedergibt. In Abb. 16 wird zunächst der Reibungsbeiwert f bei sonst konstanten Eingangsgrößen variiert, um eine möglichst gute Anpassung des Berechnungsmodells an die Geschwindigkeiten (ermittelt aus Bildinformationen) zu erzielen.

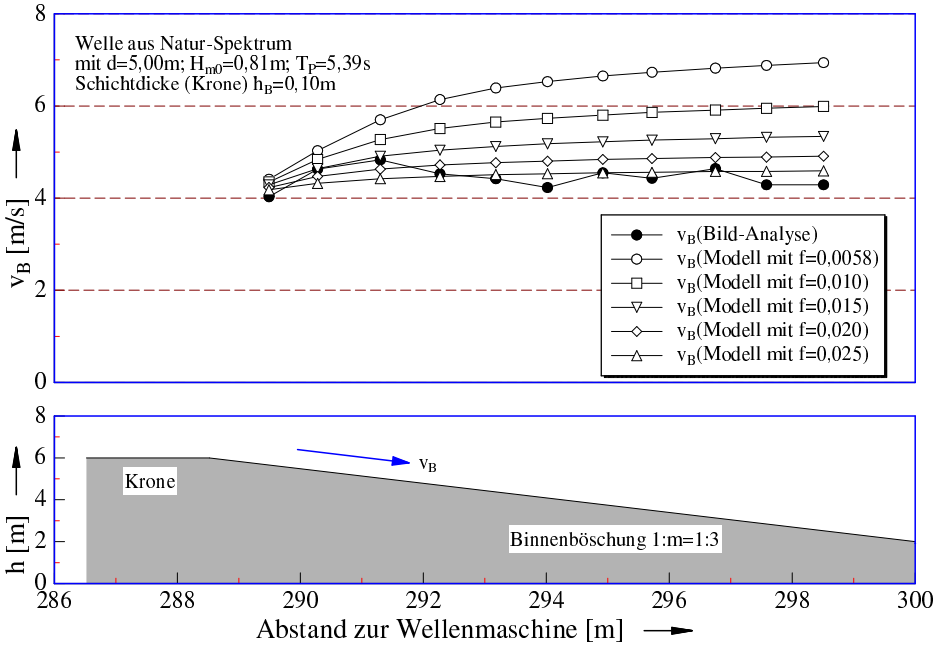


Abb. 16: Variation des Reibungsbeiwertes (Eingangswert für theoretisches Modell)

Hieraus ergibt sich eine Böschungsrauhigkeit der Betonoberfläche im Modellkanal von f=0,02 (bis f=0,025), die dem von VAN GENT (1995) ermittelten Reibungsbeiwert für glatte Böschungen entspricht. Mit diesem Parameter (f=0,02) werden alle nachfolgenden Betrachtungen durchgeführt.

Ein weiterer Eingangsparameter für die Geschwindigkeitsberechnung, ist die Anfangsschichtdicke h_B. Hierbei wurde für die Berechnung die gemessene Schichtdicke am Ende der Krone als Anfangsschichtdicke genutzt. Um den Einfluß der Anfangsschichtdicke auf die Berechnungsergebnisse abschätzen zu können, soll als nächstes eine Variation dieses Parameters erfolgen (Abb. 17), um auch den Einfluß von Ungenauigkeiten bei der Schichtdickenmessung auf die Überlaufgeschwindigkeit beurteilen zu können.

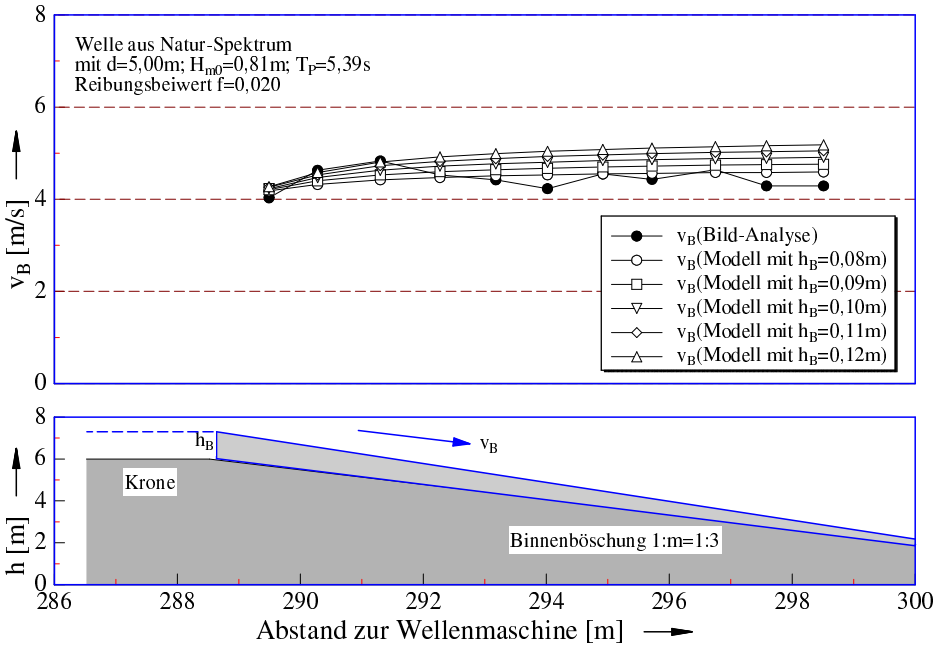


Abb. 17: Variation der Anfangsschichtdicke (Eingangswert für theoretisches Modell)

Abb. 17 zeigt, daß Meßungenauigkeiten bei der Bestimmung der Schichtdicken ebenfalls einen Einfluß auf das Berechnungsergebnis des theoretischen Modells haben. Jedoch sind diese Einflüsse im Vergleich zu denen aus einem ungenau ermittelten Reibungskoeffizienten recht gering. Eine Ungenauigkeit bei der Einschätzung der Anfangsschichtdicke von beispielsweise 2cm führt zu einer maximalen Abweichung der Geschwindigkeit von < 0,5 m/s.

7.2.2 Vergleich der Geschwindigkeiten aus Bildinformationen zu denen aus dem theoretischen Ansatz

In Abb. 18 sind die ermittelten Geschwindigkeiten aus der Bild-Analyse im Vergleich zu den Überlaufgeschwindigkeiten aus dem theoretischen Ansatz (Gl. (1)) dargestellt.

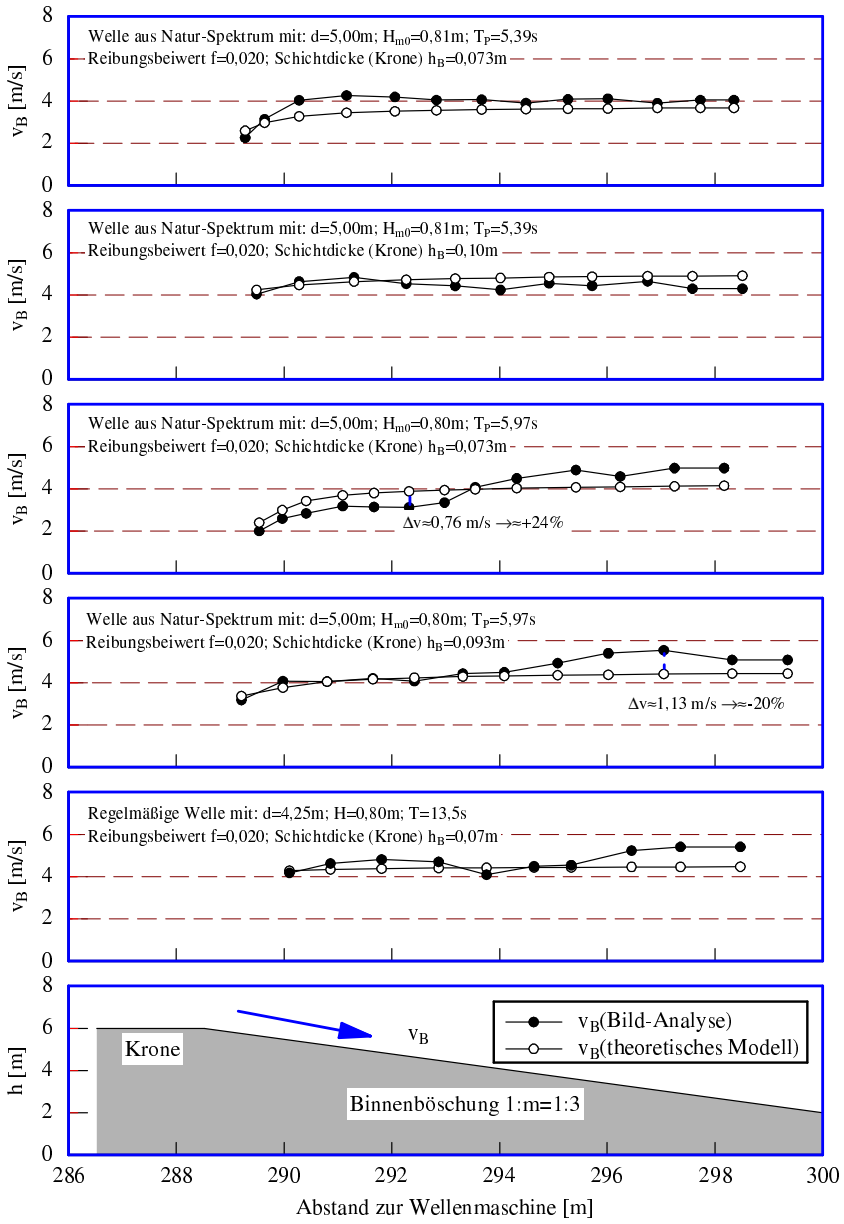


Abb. 18: Vergleich der Geschwindigkeiten aus Bild-Analyse und dem theoretischen Modell Gl.(1)

Dieser Vergleich zeigt, daß die Geschwindigkeitsverläufe sehr gute Übereinstimmungen aufweisen. Gerade im oberen bis hin zum mittleren Bereich der Binnenböschung zeigte sich teilweise sogar ein nahezu identischer Geschwindigkeitsverlauf. Abgesehen von einzelnen höheren Abweichungen (nach oben maximal 24% und nach unten maximal 20%) ist die Streuung sehr gering. Der funktionale Verlauf der Überlaufschwallgeschwindigkeit wird im Vergleich zum theoretischen Ansatz sehr gut wiedergegeben und stimmt insbesondere im oberen bis hin zum mittleren Bereich der Binnenböschung sehr gut überein.

7.2.3 Beurteilung der Ergebnisse aus Bildinformationen und theoretischem Modell

Der Vergleich der Bild-Analyse mit dem theoretischen Modell zeigt eine sehr gute Übereinstimmung. Die Schwankungsbreiten sind im Vergleich zu den „konventionellen“ Meßsystemen deutlich geringer (nach oben maximal 24% bei der Bild-Analyse, bei den Strömungspropellern maximal 73%, Ausreißer nach unten maximal 20% bei der Bild-Analyse, bei den Strömungspropellern maximal 83%). Ebenfalls kann man deutlich einen fast deckungsgleichen Funktionsverlauf der Geschwindigkeiten erkennen.

Problematisch ist zur Zeit noch der untere Bereich der Binnenböschung. An dieser Stelle treten starke Verwirbelungen des Überlaufschwalls sowie ein nicht mehr klar abgezeichneter Übergang zwischen überlaufendem Wasser und Deichoberfläche im Bild auf. Dies könnte als Grund für den etwas veränderten Funktionsverlauf im unteren Bereich der Binnenböschung angeführt werden. Ebenfalls können Abweichungen durch die Systematik des in Abschnitt 6.2.3 beschriebenen Verfahrens zur Bestimmung der Koordinate des Schwalls, insbesondere bei nicht exakt horizontal verlaufenden Schwallgrenzen, auftreten.

7.3 Probleme der Bild-Analyse und Möglichkeiten zu deren Verbesserung

In diesem Abschnitt soll, basierend auf den Erfahrungen bei der Analyse der oben aufgeführten Überlaufereignisse, dargestellt werden, an welchen Stellen der Versuchsdurchführung Verbesserungen zur Steigerung der Aufnahmequalität gemacht werden können. Ebenso sollen Weiterentwicklungsmöglichkeiten für das erstellte Verfahren aufgezeigt werden.

7.3.1 Veränderungen während der Versuchsphase

Bei der Programmentwicklung zeigte sich, daß die Bildqualität einen maßgebenden Einfluß auf die Genauigkeit der Bild-Analyse hat: Sehr wichtig ist eine **(i) möglichst konstante Helligkeitsverteilung** im gesamten Bild ohne zu starke lokale Blendeffekte zu erzielen. Aus wechselnden Beleuchtungsverhältnissen resultiert eine starke Schwankung des Schwellwerts, der zum Auffinden des Überlaufschwalles benötigt wird.

Ebenfalls sehr wichtig im Hinblick auf weitere Auswertungen ist die **(ii) Wahl der Farbe der Binnenböschungsoberfläche**. Diese sollte möglichst so gewählt werden, daß sich ein starker Kontrast zwischen Oberfläche und Überlaufschwall einstellt.

Desweiteren sollte bei der **(iii) Wahl der Kameraperspektive** darauf geachtet werden, den Aufnahmebereich möglichst vollständig auf die Binnenböschung zu konzentrieren, da so der Einfluß der Bildtiefe auf die Übertragungsfunktion reduziert werden kann.

7.3.2 Erweiterungsmöglichkeiten des Verfahrens

Es sollte angestrebt werden, die Schwallposition auch in Deichquerrichtung im Bild zu erkennen. Somit könnte man das Problem von schiefen Schwallverläufen lösen. Zusätzlich sollte versucht werden, den Einfluß der Farbtoninformation (hue) durch die anderen Farbinformationen (lightness und saturation) zu ergänzen, um so eine Reduzierung des Einflusses von starken Helligkeitsschwankungen (und daraus resultierenden Schwankungen des Schwellwertes) zu erreichen. Wäre es möglich, die Genauigkeit der Schwallerkennung (im Pixelbereich) zu steigern, könnte man die Bildfrequenz weiter erhöhen und so weitere Meßpositionen erhalten. Eine erhöhte Bildfrequenz, d.h. eine größere Anzahl von Meßwerten kann die Berechnungsgenauigkeit positiv beeinflussen. Ebenfalls anzustreben wäre eine Erweiterung der Berechnung für die Deichaußenböschung, mit der Möglichkeit, auch den Wellenauflauf und Wellenablauf analysieren zu können.

8. Zusammenfassung und Ausblick

Im Rahmen dieser Arbeit wurde ein Verfahren zur Bildanalyse von Überlaufgeschwindigkeiten an Seedeichen entwickelt. Als Datenbasis wurde das im Rahmen des BMBF-Projektes „Belastung der Binnenböschung von Seedeichen durch Wellenüberlauf“ aufgezeichnete Videomaterial verwendet. Zur Verifizierung der berechneten Geschwindigkeiten erfolgte zunächst ein Vergleich mit Strömungspropellermessungen. Ebenso wurde ein Vergleich mit dem theoretischen Modell von SCHÜTTRUMPF (2001) durchgeführt.

Im Vergleich zu den Strömungspropellern lieferte das Videoanalyseverfahren deutlich gleichmäßigere Geschwindigkeitsverläufe mit recht geringen Streuungen. Es zeigte sich, daß die Geschwindigkeiten, die aus Strömungspropellern ermittelt wurden, stark streuen und die Geräte zeitweise keine Meßwerte aufzeichnen.

In einem weiteren Schritt wurden die aus den Bildinformationen berechneten Geschwindigkeiten auf der Binnenböschung mit dem theoretischen Modell von SCHÜTTRUMPF verglichen. Hierfür wurde zunächst die Abhängigkeit der Berechnungsgenauigkeit von den Eingangsparametern ermittelt. Aus der Variation des Reibungsbeiwertes ergab sich für das betrachtete Modell ein Reibungsbeiwert f=0,020. Dieser Eingangsparameter hat einen starken Einfluß auf die Genauigkeit der Berechnung. Im Gegensatz dazu ist der Einfluß der Anfangsschichtdicke h_B am Beginn der Deichbinnenböschung recht gering. Somit haben Schwankungen bei der Bestimmung der Eingangsschichtdicke einen geringen Einfluß auf die Genauigkeit der Überlaufgeschwindigkeitsberechnung auf der Binnenböschung. Im Verlauf der Analyse zeigte sich gerade im oberen und mittleren Bereich der Binnenböschung eine sehr gute Übereinstimmung beider Ergebnisse der Geschwindigkeitsberechnung (Bild-Analyse und theoretisches Modell).

Zusammenfassend ergibt sich daraus, daß sowohl die Geschwindigkeitsberechnung aus der Bild-Analyse als auch die Berechnung nach dem theoretischen Modell von SCHÜTTRUMPF realistische Ergebnisse liefert. Die Geschwindigkeitsbestimmung auf der Binnenböschung basierend auf Bild-Daten stellt ein innovatives Meßverfahren dar, welches, aufgrund seiner guten Berechnungsergebnisse, eine Alternative bzw. Ergänzung zur Verwendung von Strömungspropellern mit ihren verschiedenen Nachteilen bietet. Ebenso liefert das theoretische Modell eine sehr realistische Beschreibung der Geschwindigkeitsverläufe. Damit kann insbesondere für praktische Fragestellungen mit dem theoretischen Modell gerechnet werden, das anhand der vorliegenden Meßergebnisse validiert wurde.

9. Schrifttum

ALPORT, M.; MOCKE, G.P.; GOVENDER, K.; NAICKER, J.; BASSON, J.; SOLTAU, C. (1999) Video Measurements of Nearshore Processes in the Field and Laboratory. Proceedings of the COPEDEC V, Cape Town, South Africa

GLASSNER, A. (1990) Graphics Gems. Academic Press

KÜBLER, S. (2001) Entwicklung eines rechnergestützten Verfahrens zur Bestimmung der Überlaufgeschwindigkeiten an Seedeichen aus Videoaufzeichnungen. Studienarbeit am Leichtweiß-Institut für Wasserbau

OUMERACI, H.; SCHÜTTRUMPF, H.; MÖLLER, J.; KUDELLA, M. (2001) Large Scale Model Tests on Wave Overtopping. LWI-Bericht Nr. 858

SCHÜTTRUMPF, H. (2001) Wellenüberlaufströmung an Seedeichen - Experimentelle und theoretische Untersuchungen. Dissertation. Mitteilungsheft des Leichtweiß-Instituts für Wasserbau Heft 149 und http://www.biblio.tu-bs.de/ediss/data/20010703a.html

SEDGEWICK, R. (1991) Algorithmen. Addison-Welsey, Bonn, München

VAN GENT, M.R.A. (1995) Wave Interaction with permeable Coastal Structures. Dissertation. Delft University Press

WARKEN, E. (1998) Delphi 4. Addison-Wesley, Bonn, München

Proceedings Of International Conference On Coastal Engineering

Cardiff, 2002 (angenommen)

Overtopping Flow Parameters on the inner slope of seadikes

Schüttrumpf, H.; Möller, J.; Oumeraci, H.

Overtopping Flow Parameters on the inner slope of Seadikes

H. SCHÜTTRUMPF; J.MÖLLER; H.OUMERACI
Leichtweiß-Institute for Hydraulics; Beethovenstr. 51a; 38106Braunschweig; Germany
H.Schuettrumpf@tu-bs.de; H.Oumeraci@tu-bs.de ; Ja.Moeller@tu-bs.de

Abstract
Wave overtopping is one of the most important parameters concerning the design of seadikes. In the past the design was based on average overtopping rates. Nevertheless, average overtopping rates are not suitable for the design of seadikes because they don‘t represent the direct loading on the dike surface. Direct loads on the dike surface are overtopping velocities and layer thicknesses. These parameters are responsible for erosion and infiltration of overtopping water into the clay cover of seadikes (Fig. 1). A theoretical model was developed based on the two dimensional equations of motion to predict overtopping velocities and layer thicknesses. This model was calibrated and verified by small and large scale model tests and is valid for each dike section (seaward slope, dike crest, landward slope).

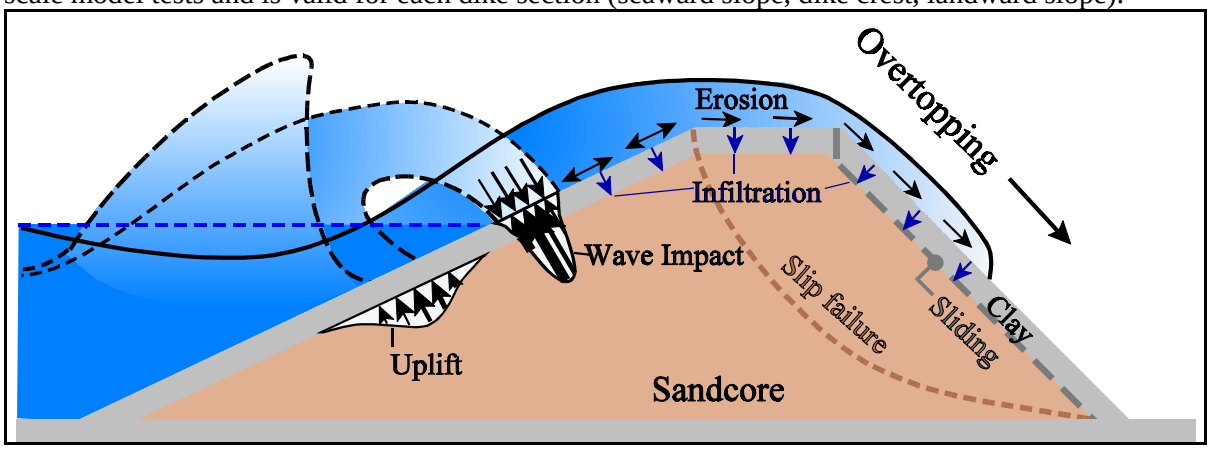


Fig. 1: Overtopping process including main failure mechanisms

1. Introduction

The design of seadikes is mainly based on the determination of the crest level. The crest level can be obtained by the design water level and the design wave run-up height. Due to uncertainities in the prediction of the design water level and the design wave run-up height, wave overtopping can not be avoided. Therefore, wave overtopping has to be taken into account for design. Present design guidelines in the Netherlands and in Germany are based on the formulas by VAN DER MEER et al. (1998) which are suitable to calculate average overtopping rates for single peaked wave spectra. Average overtopping rates are not a good criterium for the design of seadikes because they do not take into account the interaction between the soil properties and the overtopping flow. Overtopping velocities are much better for the prediction of erosion and layer thicknesses for the prediction of infiltration than average overtopping rates. Therefore, a theoretical model was developed based on the equations of motion to predict overtopping velocities and layer thicknesses. The model will be described in the full paper. Here only the main results for the landward slope of seadikes are presented. Each dike section is treated separately. This means, that the overtopping flow is described from the generation on the seaward slope after wave breaking. Than, the overtopping flow is described on the dike crest and finally on the landward slope. This model presents a completely new way for the design of seadikes which has never been done before.

2. Description of the theoretical model

The theoretical model is based on the momentum and the continuity equation. Due to the fact that both equations can not be solved analytically for such a complex case some assumptions were made to simplify the differential equations. It was assumed that the overtopping flow is unidirectional, the pressure gradient is neglectible and energy loss is caused only by bottom friction. Using these

assumptions the following equation was derived analytically:

$$v = \frac{v_0 + \frac{k_1 h}{f} \tanh\left(\frac{k_1 t}{2}\right)}{1 + \frac{f v_0}{h k_1} \tanh\left(\frac{k_1 t}{2}\right)} \qquad \text{with: } k_1 = \sqrt{\frac{2 f g \sin\beta}{h}}$$

with: v = overtopping velocity; v_0 = overtopping velocity at the dike crest; h = layer thickness; t = time; f = friction coefficient; g = gravity; β = slope

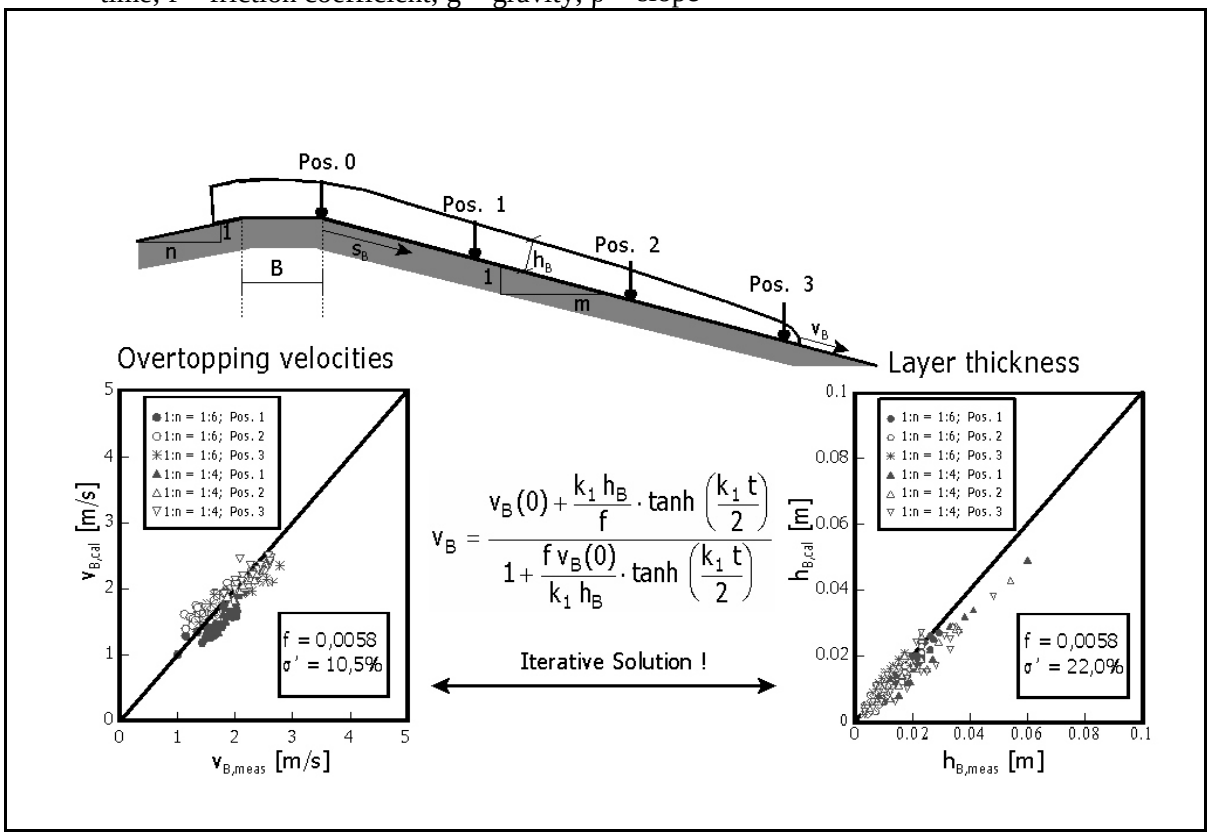


Fig. 2: Comparison of analytical model and physical model tests for overtopping velocities and layer thicknesses

3. Model Results

Model tests have been performed in a scale model in the wave flume of Leichtweiss-Institute. Different dike geometries have been tested including variations of the seaward slope, the landward slope, the water depth, the freeboard and the wave parameters. Model tests have been performed with regular waves, wave spectra and measured wave spectra. The later type of wave spectrum was needed for the applicability of the model for shallow water conditions which exist in many coastal areas. Overtopping velocities were measured with small micro propellers and the layer thickness by very sensitive resistance type wave gauges which have been mounted on the dike slope.

The main model results for the landward slope are shown in Fig. 2 for overtopping velocities and layer thicknesses. The comparison between measurements and calculation is very good for both overtopping velocities and layer thicknesses. This is obvious from Fig. 2 which includes comparisons for different measuring positions on the dike, different landward slopes and wave spectra.

References

SCHÜTTRUMPF, H. (2001) Overtopping Flow for Seadikes - Theoretical and Experimental Investigations. PHD Thesis

VAN DER MEER, J.W., TÖNJES, P. u. DE WAAL, J.P. (1998) A code for dike height design and examination. Proc. Int. Conf. on Coastlines, Structures and Breakwaters. Thomas Telford, London

Tagungsband des 1. Siegener Symposiums
„Messen im Erd- und Grundbau“

(2001)

Ermittlung der Bodenerosion mittels Laserscanning

Weissmann, R.

ERMITTLUNG DER BODENEROSION

MITTELS LASERSCANNING

Roland Weißmann

1. BODENEROSION

1.1 Allgemeines

In weiten Teilen der Erde wird Jahr für Jahr durch Starkregenereignisse und die häufig damit verbundenen Überschwemmungen Boden erodiert. Allein in den USA sind nach offiziellen Berichten über 1 Million Quadratkilometer, die dreifache Fläche Deutschlands, durch Bodenerosion stark geschädigt (RICHTER, 1998). Dabei belaufen sich die jährlichen Schäden durch Bodenerosion in der USA auf rd. 44 Milliarden Dollar (PIMENTEL, 1995). Beide Zahlen belegen die Dringlichkeit, sich mit den Ursachen und Folgen sowie mit den zur Verfügung stehenden Möglichkeiten der Eindämmung der Bodenerosion zu beschäftigen. Häufige Vorstufe der Bodenerosion ist die Zerstörung der dichten und damit schützenden natürlichen Vegetationsdecke infolge von Naturholzentnahme, Holzkohlegewinnung oder Beweidung. Der so freigelegte Boden kann austrocknen und besitzt dann eine geringere Widerstandsfähigkeit gegenüber dem überströmenden Wasser. Zum Lösen des Bodens muß die Scherfestigkeit des Bodens von der durch das überströmende Wasser verursachten Schubspannung in der Berührungsfläche überwunden werden. Besitzt nun das überströmende Wasser eine genügend große Transportkapazität, kommt es zu einer Bodenverlagerung. Dieser vom Wasser aufgenommene Boden wird bei Unterschreiten der Transportkapazität an anderer Stelle wieder abgelagert. Beides, die Bodenerosion wie die Ablagerung des Bodens, führt zu weiteren Problemen.

1.2 Einteilung der Erosion nach dem Erscheinungsbild

Grundsätzlich läßt sich die Erosion aufgrund ihrer Ausprägung in Rillenerosion und in Flächenerosion unterscheiden. Dabei wird die Art der Ausprägung sowohl von der Art der Belastung als auch von der Widerstandfähigkeit und Oberflächenbeschaffenheit des überstömten Bodens bestimmt. Ungünstigerweise beeinflussen sich die Art des Oberflächenabflusses und die Oberflächenbeschaffenheit während des Erosi-

onsprozesses durch den Abtrag, so daß eine zuverlässige Prognose über den Verlauf selbst bei vorgegebenem Wasserangebot nur schwerlich getroffen werden kann.

1.3 Bisherige Meßmethoden

Um quantitative Aussagen über das Erosionsverhalten bestimmter Böden treffen zu können, stehen bisher die folgenden Methoden zur Verfügung, die sich in ihrer Meßgenauigkeit sowie in ihren bevorzugten Einsatzmöglichkeiten unterscheiden. Zunächst lassen sich die Einsatzgebiete der quantitativen Bodenerosionsmessung in

- flächenhafte Gebietsmessungen
- quasiflächenhafte Feldmessungen und
- punktuelle Messungen

aufgliedern.

1.3.1 Flächenhafte Gebietsmessung

Bei der *flächenhaften Gebietsmessung* sollen Abtragsumlagerungen und –verluste für ein größeres Gebiet bestimmt werden. Dafür stehen *die komplexe Schadenskartierung* sowie die *Messung des Gebietsabflusses* zur Verfügung und ermöglichen eine flächendeckende Aussage bezüglich Erosion und Akkumulation, also Abtrag und Ablagerung. Ziele der komplexen Schadenskartierung sind die Bilanzierung der tatsächlichen Bodenverluste bzw. –gewinne, die Erlangung eines flächenhaften regionalen Überblicks über die Art und räumliche Verteilung der Bodenerosionsschäden und bei wiederholter Kartierung auch die Bestimmung möglicher Schwerpunktgebiete der Bodenerosion. Mit der Messung des Gebietsabflusses und des Gesamtaustrags wird ebenfalls eine Aussage bezüglich der Erosion des gesamten Gebiets ermöglicht. Eine Differenzierung der einzelnen Abtragsprozesse innerhalb dieses Gebietes ist dabei jedoch nicht möglich.

1.3.2 Quasiflächenhafte Feldmessung

Die *quasiflächenhafte Feldmessung* berücksichtigt Bezugsflächen zwischen 50 m^2 und 150 m^2, die ihrerseits ein ganzes Feld repräsentieren. Zur Messung stehen *Feldstation* und *Feldkasten*, die das erodierte Material auffangen sollen, sowie *Erosionsmeßstäbe*, mit deren Hilfe die Distanz zwischen dem Stabende und der Bodenoberfläche gemessen wird, zur Verfügung. Alle drei Feldmessungen haben den Vorteil, daß sie unter ackerbaulichen Bedingungen eingesetzt werden können.

1.3.3 Punktuelle Messungen

Zur Erfassung von Grundlagendaten wie dem Zusammenspiel einzelner, den Erosionsprozeß beeinflussender Parameter werden *punktuelle Messungen* an kleinen Testflächen bzw. Parzellen von 1 m^2 bis zu 50 m^2 durchgeführt. An diesen Testflächen können unter vorgegebenen Randbedingungen Teilbereiche des Bodenerosionvorgangs erforscht werden. In diesen Testfeldern werden sowohl die Belastung durch das überstömende Wasser wie auch der Bodenabtrag durch Auffangen in Sammelbehältern und anschließendes Abfiltrieren gemessen. Ebenso können Bodenfeuchte und –temperatur sowie Saugspannungen in unterschiedlichen Tiefen gemessen werden. Durch die Variation von Einbauprozedur, Einbauwassergehalt, Bodenzusammensetzung sowie Veränderung der Überlaufwassermenge und der Hangneigung können quantitative Aussagen zu dem Einfluß des jeweiligen Parameters auf den Erosionsprozeß getroffen werden. Idealerweise finden solche Versuche unter Laborbedingungen statt, bei denen man die Belastungsrandbedingungen relativ genau steuern kann. Bei geringen Wassermengen läßt sich das Erosionsvolumen mit der oben geschilderten Vorgehensweise ermitteln. Jedoch ist auch dann das Abfiltrieren des erodierten Bodens eine aufwendige Angelegenheit, die zudem bei sehr feinkörnigen Böden entsprechend viel Zeit in Anspruch nimmt. Bei hohen Wassermengen versagt die angesprochene Methode, da die Auffangbehälter innerhalb Minutenfrist bereits gefüllt sind.

2. LASERSCANNING

2.1 Allgemeines

Eine neue Meßmethode, das Laserscanning, ist erst seit kurzem verfügbar. Es ermöglicht die quantitative Erfassung der Erosion auf größeren Flächen auch bei großen Wassermengen. Das Laserscanning ermöglicht die berührungslose Messung der Bodenoberfläche und über den Vergleich der Messungen zu verschiedenen Zeiten eine Aussage über die Veränderung der Erosion bzw. die Bestimmung der zu einem bestimmten Oberflächenabfluß gehörenden Erosionsrate. Gerade im Nahbereich bis zu 10 m Entfernung liefert die Messung im Raster von rd. 1 cm x 1 cm ein sehr genaues Abbild der jeweiligen Oberfläche. Dabei kann jeder Meßpunkt als Mittelwert aus z. B. 100 Einzelmessungen bestimmt werden. Da der eingesetzte Laserscanner der Firma Callidus® Precision Systems mit diffusem Laserlicht betrieben wird, besteht auch bei unmittelbarer Sicht in den Meßstrahl ab 1,0 m Abstand keine Gefahr für das Augenlicht. Mit Hilfe dieser Meßmethode ist es auch möglich, die zeitliche Entwicklung von Erosionsnestern quantitativ zu verfolgen und damit erstmalig auch lokale Erosionsprozesse berührungsfrei untersuchen zu können.

2.2 Meßprinzip

Der Laserscanner arbeitet nach dem Prinzip der *Pulslaufzeitmessung*. Ein extrem kurzer Lichtimpuls wird vom Scanner ausgesendet, trifft auf ein Hindernis, wird von diesem reflektiert und ein Teil vom Scanner wieder empfangen. Die aus der Zeitdifferenz errechnete Laufzeit verhält sich proportional zur Entfernung zwischen Scanner und Hindernis.

2.3 Meßgenauigkeit

Grundsätzlich kann der Laserscanner während des Meßvorgangs im Meßkopf um 360° (Schrittweite 0.0625°, 0.125°, 0.25°, 0.5°, 1.0°) in der Horizontalen gedreht werden. Mittels eines rotierenden Drehspiegels wird der Laserstrahl fächerförmig aufgespreizt und überstreicht einen Bereich von 180° in der Vertikalen, wobei Auflösungen von 0.25°, 0.5° oder 1.0° eingestellt werden können. Je nach Einstellung des Laserscanners und Entfernung der zu vermessenden Oberfläche variieren die Abstände zwischen den einzelnen Meßpunkten. So kann im Nahbereich ein tangentialer Rasterabstand von wenigen Millimetern realisiert werden, der bei Anwachsen der Entfernung zum Meßobjekt bis auf rd. 10 cm zunimmt. Aufgrund der geringeren vertikalen Auflösung variiert der radiale Rasterabstand je nach Neigung der einzumessenden Fläche und ihrer Entfernung zum Laserscanner von rd. 1 cm bis rd. 10 cm. Die Genauigkeit der Entfernungsmessung liegt üblicherweise bei ± 0.1 mm. Da der Laserstrahl diffus ist, unterliegt er einer Strahlaufweitung. Die Messung ergibt sich so aus der durchschnittlichen Entfernung aller in diesem diffusen Lichtkegel befindlichen Flächen. Die Häufigkeit der zu einem Meßwert gehörenden Einzelmessungen kann zwischen 1 und 200 eingestellt werden. Aus all diesen Messungen wird dann ein Punkt der Oberfläche ermittelt und in 3D-Koordinaten abgespeichert. Ausreichende Mittelung wird bereits bei 25 Messungen je Punkt erreicht. In Abhängigkeit von Winkelauflösung und Zuschaltung der eingebauten CCD-Kamera erhält man in vergleichsweise kurzer Zeit das komplette Aufmaß des Raums inklusive Bildmaterial.

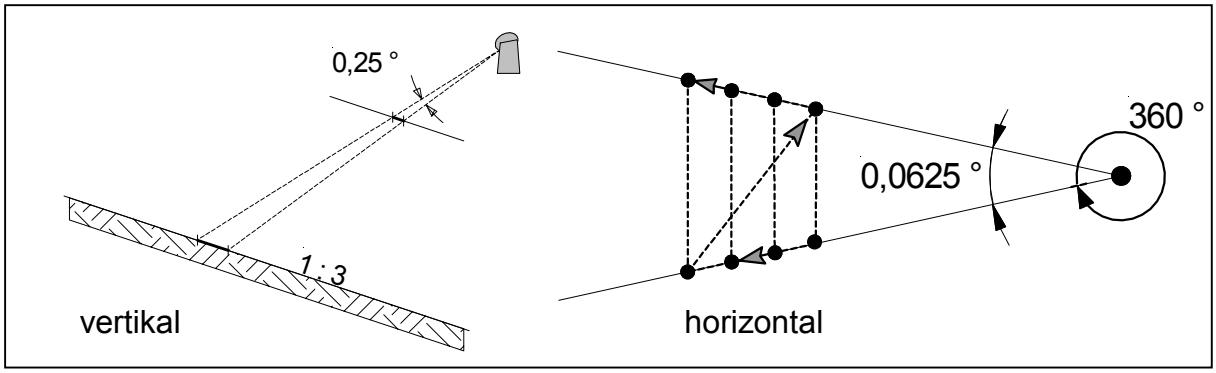


Abbildung 1: Höchste Winkelauflösung des Laserscanners

3. EROSIONSVERSUCHE

3.1 Allgemeines

Im folgenden werden einige am Institut für Grundbau und Bodenmechanik, Felsmechanik und Tunnelbau, Essen, durchgeführte Erosionsversuche vorgestellt, in denen die Erosionsraten verschiedener Kleiböden mit Hilfe des Laserscannings bestimmt wurden. Diese Untersuchung wurde im Rahmen eines durch das BMBF geförderten Forschungsvorhabens zur Belastung von Seedeichbinnenböschungen infolge von Wellenüberlauf unter der Leitung von Prof. Dr.-Ing. W. Richwien durchgeführt. Ziel der im großen Wellenkanal (GWK) des Franzius-Instituts in Hannover durchgeführten großmaßstäblichen Versuche ist die Bestimmung der Wechselwirkungen zwischen dem Wellenüberlauf bei Deichen und der bodenmechanischen Reaktion des als Abdeckschicht eingebauten Kleibodens (RICHWIEN / WEISSMANN, 2001).

3.2 Versuchsböden

Die hier vorgestellten Versuche wurden als Vorversuche mit den insgesamt drei für den Einsatz im GWK vorgesehenen Kleiböden, davon zwei aus Elisabethgroden (Entnahmestellen bei Deichkilometer (Dkm) 9,0 und Dkm 3,5) und einer aus Cäciliengroden, im Labor in Essen durchgeführt.

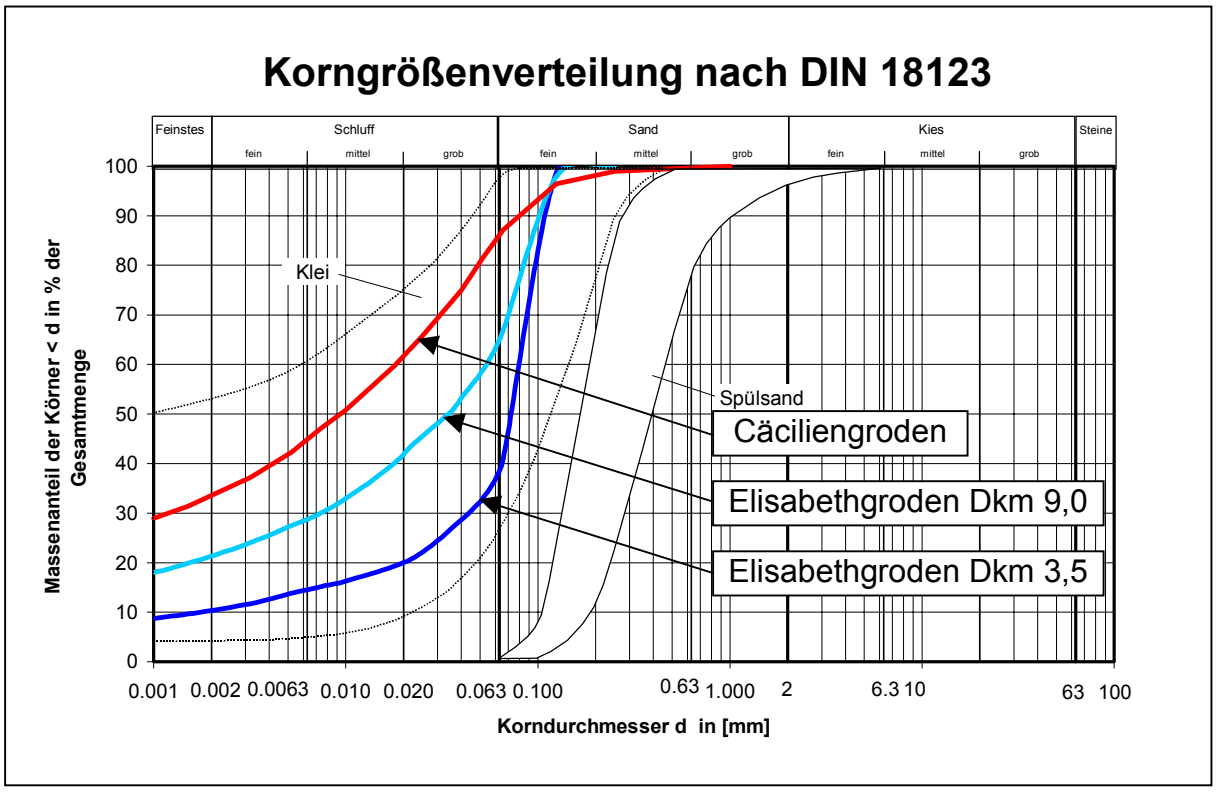


Abbildung 2: Korngrößenverteilung der Versuchsböden

Ein gut als Abdeckboden tauglicher Klei besitzt wie der Boden aus Cäciliengroden einen Tonanteil von rd. 30 % und einen Sandanteil von weniger als 40 %. Mit der Erhöhung des Sandanteils nimmt auch die Erosibilität zu. Wie Abb. 2. entnommen werden kann, besitzt der Boden aus Elisabethgroden Dkm 9,0 rd. 20 % Ton und der Klei aus Elisabethgroden Dkm 3,5 einen Anteil von rd. 10 % Ton. Damit läßt der Versuchsboden 3 aus Elisabethgroden Dkm 3,5 aufgrund der Korngrößenverteilung die höchste Erosionsrate erwarten.
Der gestrichelt umrandete Bereich in Abb. 2 begrenzt den Bereich der an der deutschen Nordseeküste eingesetzten Kleiböden und belegt zugleich deren Vielfalt. Die rechte Fläche kennzeichnet die Kornverteilungen der in den Deichkernen eingesetzten Spülsande (RICHWIEN / WEISSMANN, 2000).

3.3 Versuchsaufbau

In Abb. 3 ist der Versuchsaufbau dargestellt, mit dem die Erosionsversuche durchgeführt wurden. Ebenso ist auch der Standort des Laserscanners eingezeichnet. Der Boden wurde in dem Erosionskasten in einer Stärke von 50 cm eingebaut und besaß damit nahezu die Minimalstärke an der Nordseeküste üblicher binnenseitiger Deichabdeckschichten aus Klei. Die Überlaufwassermenge kann bei diesem Versuchstand auf maximal 21 Liter pro Sekunde eingestellt werden. Eine Variation der Überstauhöhe in Form von Wellen war bei diesen Versuchen nicht vorgesehen, da

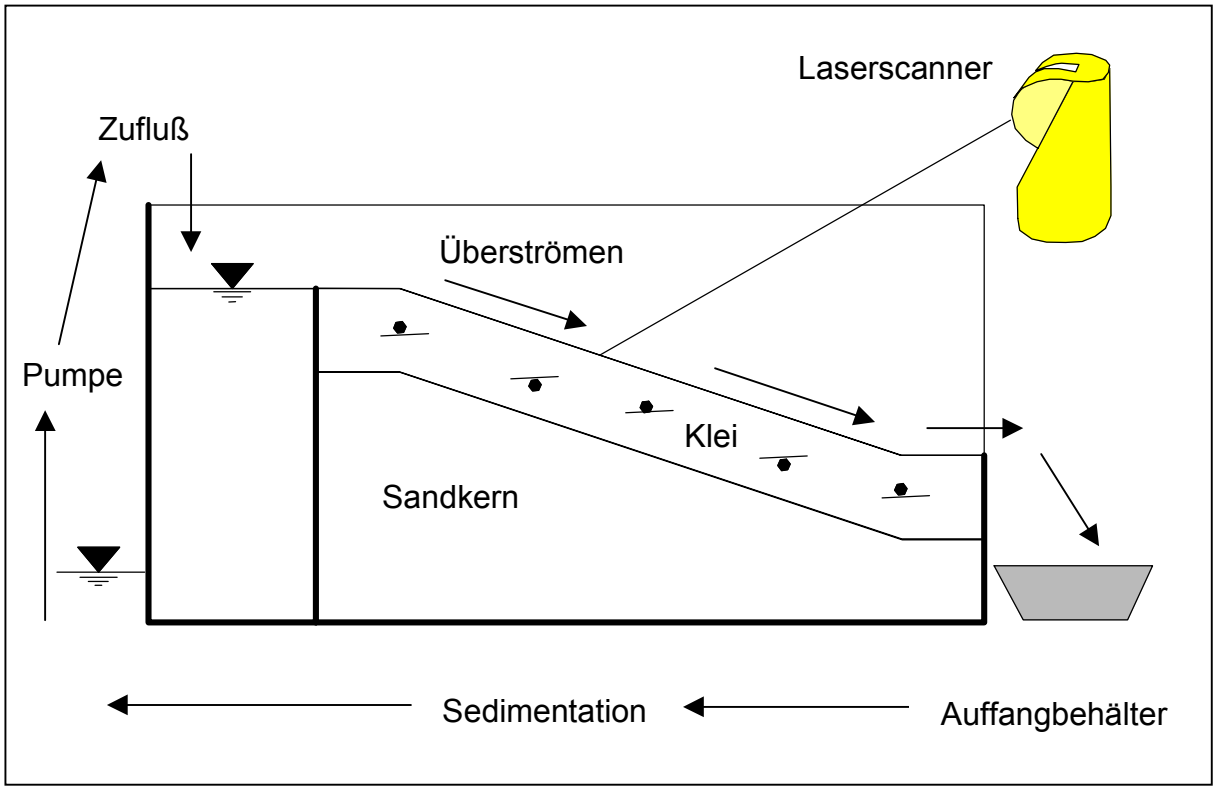


Abbildung 3: Versuchsaufbau zur Bestimmung der Erosion

der stationäre Abfluß im Vergleich zu gleich hohen Wellen die größere Belastung darstellt. Das Wasser wird bei den Versuchen durch drei Pumpen im Kreislauf geführt. Damit der bereits erodierte Boden die Versuche nicht beeinflußt, nehmen zwei am Fuß des Erosionskastens befindliche Kübel den überwiegenden Teil des Bodens auf. Feine Bestandteile bleiben zunächst im Wasser, können sich unterhalb des Erosionskastens aber durch die dort langsamen Strömungsgeschwindigkeiten absetzen.
Der Laserscanner wurde bei den Versuchen vor Kopf des Erosionskastens aufgestellt, um die Oberfläche voll erfassen zu können. Bei diesen Versuchen wurde der Scannkopf waagerecht aufgestellt und auf den linken Rand des Erosionskastens ausgerichtet. Um die beste Auflösung zu erzielen, wurden die kleinstmöglichen Winkeländerungen für den Scannvorgang eingestellt.

3.4 Versuchsdurchführung

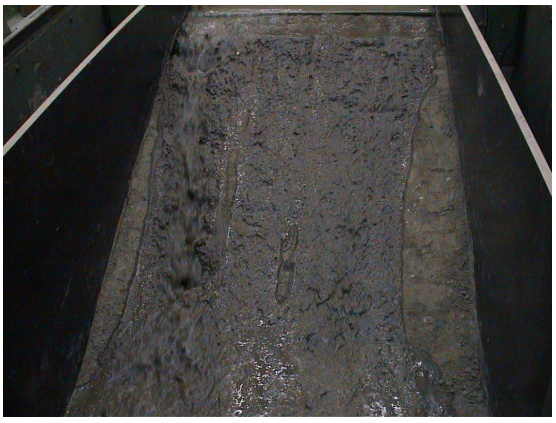
Zur Versuchsdurchführung wurde der jeweilige Boden in den Erosionskasten eingebaut, profiliert und planmäßig mit einem Stampfer von Hand verdichtet. Das Verdichtungsergebnis wurde anhand von Stechzylinderproben ermittelt. Nachdem die Entnahmestellen wieder verfüllt und verdichtet waren, wurde der erste Oberflächenscann durchgeführt. Er bildet den Ausgangszustand ab. Anschließend wurden die Pumpen eingeschaltet und somit der Überlauf gestartet. In Abb. 4 bis Abb. 6 ist beispielhaft die durch das überlaufende Wasser hervorgerufene Oberflächenerosion während eines Versuches, hier mit dem Boden aus Elisabethgroden Dkm 3,5, dargestellt. Dieser Boden neigt aufgrund seines geringen Tongehaltes zu starker Erosion. Schon nach wenigen Sekunden bildet sich an der linken Seite der Böschung eine bevorzugte Strömungsrinne aus, die bereits nach kurzer Zeit nahezu das gesamte überlaufende Wasser führt. Aufgrund der höheren Beanspruchung gräbt sich in der Folge dieser Kanal immer tiefer in die Abdeckschicht und weitet sich auf. Die restliche Oberfläche wird durch die geringer werdende Überströmung auch weniger belastet und bleibt deshalb über die gesamte Versuchszeit größtenteils erhalten.

a) Oberfläche vor Versuchsbeginn

b) Beginn des Überströmens

c) Ausweitung der überströmten Fläche

d) rd. 45 sec nach Beginn des Versuches



e) rd. 60 sec nach Beginn des Versuches

f) rd. 90 sec nach Beginn des Versuches

Abbildung 4: Erosionsversuch mit Boden aus Elisabethgroden Dkm 3,5

a) rd. 2 min. nach Beginn des Versuches

b) 3 min. nach Beginn des Versuches

c) rd. 4 min nach Beginn des Versuches

d) rd. 5 min nach Beginn des Versuches

e) 10 min nach Beginn des Versuches

f) 15 min nach Beginn des Versuches

Abbildung 5: Erosionsversuch mit Boden aus Elisabethgroden Dkm 3,5 - Teil 2

a) 20 min nach Beginn des Versuches

b) 30 min nach Beginn des Versuches

c) 60 min nach Beginn des Versuches

d) Bei Versuchsende nach rd. 90 min

Abbildung 6: Erosionsversuch mit Boden aus Elisabethgroden Dkm 3,5 – Teil 3

3.5 Ergebnisse des Laserscannings

Als Ergebnis des Laserscannens erhält man eine Datei, in der die 3D-Koordinaten der einzelnen Punkte enthalten sind. Ursprung des Koordinatensystems ist der Scannmittelpunkt. Diese 3D-Koordinaten können visualisiert und anschließend bearbeitet werden. In Abb. 7 sind zwei Messungen des Versuches mit dem Boden aus Elisabethgroden Dkm 3,5 wiedergegeben. Der erste Scann gibt den Ausgangszustand wieder, der zweite den Endzustand. Anhand der Scanns ist die starke Erosion auf der linken Seite der Böschung sehr gut zu erkennen. Ein Teil der rechten Hälfte der Böschung ist in dieser Darstellung durch die Seitenwand des Erosionskastens verdeckt. Ebenfalls deutlich zu erkennen ist die hohe Punktdichte bei diesen Nahbe-

reichsscanns. Je nach Winkeländerung beim Scannen erhält man 8000 bis rd. 16000 Punkte bzw. 3D-Koordinaten.

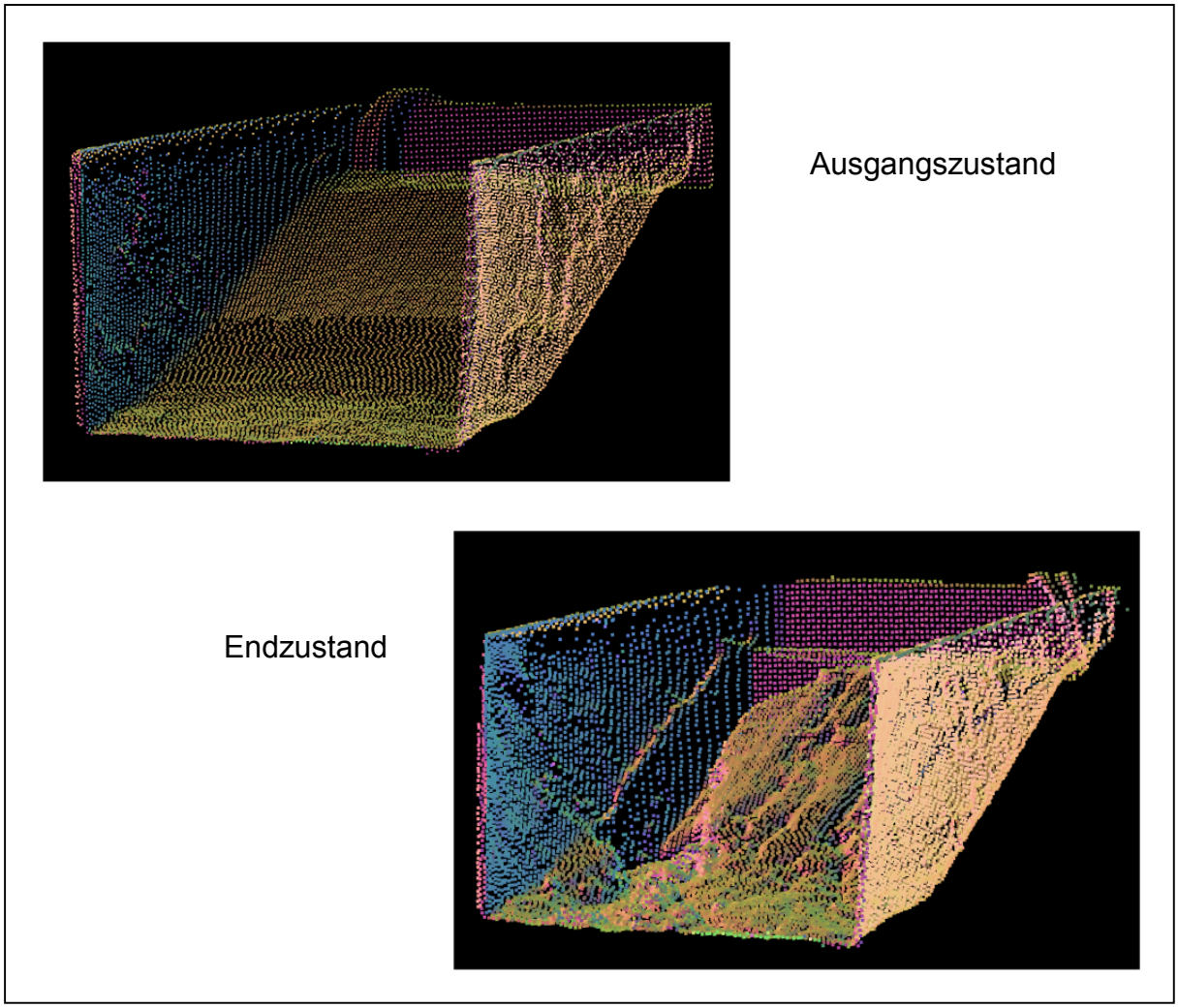


Abbildung 7: Punktoberfläche als Ergebnis des Laserscannings

3.6 Auswertung der Messungen

3.6.1 Prinzipielles Vorgehen bei der Auswertung

Zur Auswertung der Messung werden zunächst alle Punkte, die nicht zu der zu vermessenden Oberfläche gehören, in der Bearbeitungssoftware „3D-Extraktor“ der Firma Callidus® Precision Systems entfernt. Anschließend werden parallel zu den Randpunkten senkrechte virtuelle Wände gesetzt, die die Oberfläche innerhalb des Meßfeldes schneiden. Damit befinden sich Punkte der Oberfläche auf beiden Seiten der virtuellen Wände. Nun werden die Meßpunkte zu Dreiecksflächen miteinander vermascht und die Schnittlinie mit den senkrechten Wänden ermittelt. In dem horizontalen Bezugsniveau oberhalb der Oberfläche wird eine weitere Wand eingerich-

tet, die das Volumen V_1 abschließt. Nach der Umwandlung in reelle Wände kann das eingeschlossene Volumen ausgegeben werden. Diese Prozedur wird für jeden gemessenen Zustand des Erosionsversuches durchgeführt. Man erhält so weitere Volumen V_2, V_3 ... bis V_n. Durch Differenzenbildung erhält man das erodierte Volumen V_E zwischen zwei Versuchszuständen bzw. bei

$$V_n - V_1 = V_{E(gesamt)} \qquad \text{(Gl. 1)}$$

zwischen Anfang und Ende des Versuches. Die Erosionsrate E ergibt sich aus dem Quotienten des Erosionsvolumens zu der jeweiligen Wassermenge.

$$E = V_{E(gesamt)} / Q \qquad \text{(Gl. 2)}$$

3.6.2 Auswertung des Erosionsversuches mit Boden aus Elisabethgroden Dkm 3,5

Die Entwicklung der Erosion während des Versuches kann aus Abb. 8 entnommen werden.

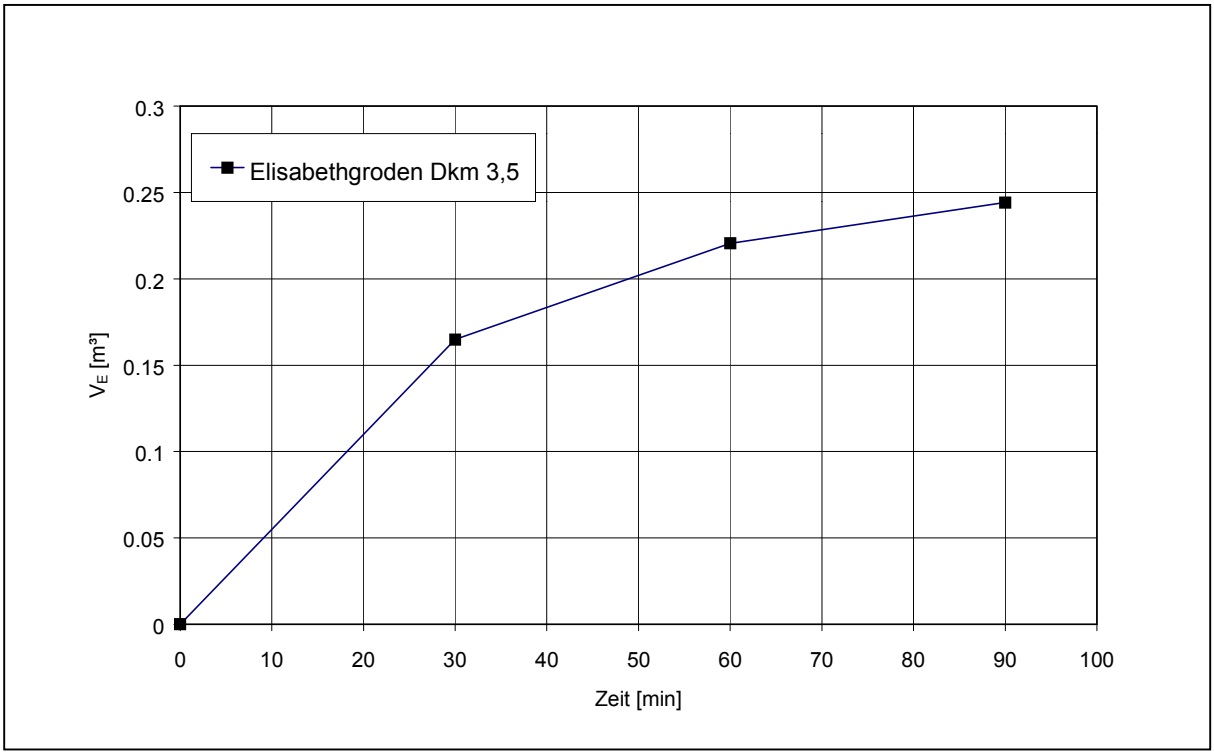


Abbildung 8: Entwicklung des Erosionsvolumens

Wahrscheinlich verläuft die Entwicklung des Erosionsvolumens in den ersten 20 Minuten noch steiler, als es der Abb. 8 zu entnehmen ist. Aber da die Messungen nur jede halbe Stunde durchgeführt wurden, konnte keine genauere Aussage gemacht

werden. Man erkennt aber deutlich die Abnahme der Erosion über die Versuchsdauer, was auch dem Eindruck des Versuchsverlaufes nach Abb. 4 bis Abb. 6 entspricht. Die Entwicklung der Erosion in diesem Versuch deutet auf das Erreichen eines stabilen Zustandes trotz andauernder Belastung durch überströmendes Wasser hin. Dieser Zustand hält aber bei andauerndem Überlauf nur bis zum Nachbrechen der durch die Erosion freigespülten und infolge von Wasseraufnahme aufgeweichten Erosionsrinnenwände an. Die herabgefallenen Bodenteile werden von dem Überlaufwasser erfaßt und abgetragen.

3.7 Probleme bei der Auswertung der Messungen

Bei der Auswertung der 3D-Koordinaten zeigte sich die Schwierigkeit, Flächen, die nicht durch den Laserscanner erfaßt werden konnten, sinnvoll zu ersetzen. Besonders Flächen, die im Schatten des Lasers lagen, konnten verständlicherweise nicht vermessen werden. Der hierdurch entstehende Fehler kann die Auswertung der gesamten Messung gefährden. Es ist daher erforderlich, die Oberfläche von einer besseren Position erneut einzuscannen, um bei der Auswertung genügend Oberflächenpunkte zur Verfügung zu haben. Das erneute Einscannen von einem anderen Standort aus erfordert nicht nur das Umsetzen des Scanners, sondern bedeutet auch eine Verlängerung der Versuchspause bzw. der gesamten Versuchszeit. Ein weiteres Problem ergibt sich bei größeren Rastermaßen durch die automatisierte Vermaschung der 3D-Koordinaten. Bei vier nebeneinanderliegenden Punkten, von denen zwei diagonal gegenüberliegende Punkte deutlich höher sind, als die anderen beiden Punkte, existieren zwei Möglichkeiten der Vermaschung.

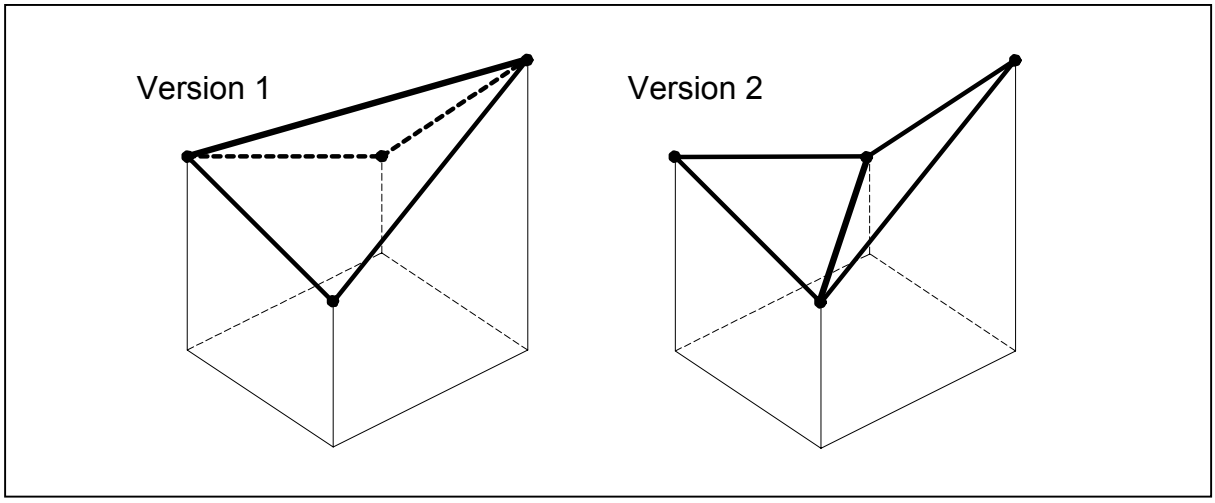


Abbildung 9: Volumen durch unterschiedliche Vermaschungsweise

Entweder werden die beiden hohen Punkte direkt miteinander verbunden und bilden mit den anderen tiefer liegenden Punkten die Oberfläche, oder die beiden tiefer lie-

genden Punkte werden verbunden und bilden mit den jeweils höher liegenden Punkten die Oberfläche. Durch die anschließende Volumenbildung bis zum Bezugsniveau ergeben sich unterschiedliche Volumina, die in der Summe einen größeren Interpretationsspielraum entstehen lassen. Diese Schwierigkeit wirkt sich aber nur bei großem Rasterabstand und starken Höhenunterschieden aus. Für kleine Rastermaße ergeben sich hierdurch nur geringe Abweichungen.

4. ZUSAMMENFASSUNG

Das Laserscannen stellt eine neue Möglichkeit dar, Oberflächenveränderungen infolge von Erosion zu erfassen. Es besitzt gegenüber herkömmlichen Meßverfahren viele Vorteile:

- Das Verfahren funktioniert berührungsfrei und ohne Meßmarken, d.h. es entsteht keine Störung des Erosionsprozesses durch die Messung.
- Das Verfahren ist auch bei großen Wassermengen bei der Erosionsmessung einsetzbar.
- Es besitzt im Nahbereich eine hohe Auflösung der Oberfläche, mit der auch lokale Erosionsereignisse erfaßt werden können.
- Es läuft automatisiert ab, d. h. es ist nur geringer Personaleinsatz erforderlich.
- Es werden direkt 3D-Koordinaten ermittelt.
- Es ist wenig störanfällig, selbst bei nassen Oberflächen.

Nachteile sind:

- die Dauer des Scannens, da während dessen der Versuch nicht fortgeführt werden kann.
- das Umsetzen des Laserscanners und mehrfache Scannen, welches bei tiefen Erosionsrinnen zur Erfassung der Rinnenwände erforderlich wird.

Gerade im Vergleich mit der Stereophotogrammetrie, die als Alternative zum Laserscannen in Erwägung gezogen wurde und ebenfalls berührungsfrei arbeitet, gaben der automatisierte Ablauf der Messung und die hohe Dichte der 3D-Koordinaten den Ausschlag zugunsten des Laserscannens. Der immer noch hohe Aufwand bei der endgültigen Auswertung der Daten läßt sich mit zunehmender Verbesserung der Auswertesoftware im Laufe der Zeit verringern, so daß mit dem Laserscannen eine gute Meßmethode zur Erfassung von Oberflächenveränderungen zur Verfügung steht.

5. LITERATUR

PIMENTEL, D. et al.: Enviromental and economic cost of soil erosion and conservation benefits, Scince, Vol. 267, 1995, S. 1117-1123

RICHTER, G.: Bodenerosion – Analyse und Bilanz eines Umweltproblems, Wissenschaftliche Buchgesellschaft, Darmstadt, 1998, S. 24

RICHWIEN, W.; WEISSMANN, R.: Belastung der Binnenböschungen von Seedeichen durch Wellenüberlauf- Teil I – Bodenmechanische Voruntersuchungen, März 2000, unveröffentlicht

RICHWIEN, W.; WEISSMANN, R.: Belastung der Binnenböschungen von Seedeichen durch Wellenüberlauf- Teil III – Abschlußbericht, in Vorbereitung (November 2001), unveröffentlicht

Weitere Informationen über den Laserscanner und seine Einsatzmöglichkeiten können der Homepage von callidus® precision systems unter www.callidus.de bzw. unserer Homepage unter www.uni-essen.de/grundbau/ entnommen werden.

WEISSMANN, Roland, Dipl.-Ing.
Universität Essen – FB 10
Institut für Grundbau und Bodenmechanik, Felsmechanik und Tunnelbau
Universitätsstraße 15
45141 Essen
Fon: 0201-183-2856
Fax: 0201-183-2870
Email: roland.weissmann@uni-essen.de