

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

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

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

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:

- 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 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 WellenWellenauflauf (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.



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}):

$$m_{n} = \int_{0}^{\infty} S(f) f^{n} df \quad mit: \quad n = ..., -3, -2, -1, 0, 1, 2, 3,...$$
(1)

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

$$H_{m0} = 4 \sqrt{m_0}$$
 (2)

$$T_{0,1} = \frac{m_0}{m_1}$$
 und $T_{0,2} = \sqrt{\frac{m_0}{m_2}}$ (3)

$$T_{-1,0} = \frac{m_{-1}}{m_0}$$
 und $T_{-2,0} = \sqrt{\frac{m_{-2}}{m_0}}$ (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 Beschreibung der Wellenüberlaufströmung erforderlich, um die Strömungsgrößen am Beginn der Deichkrone zu ermitteln.



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:

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

mit:	А	=	Wellenauflaufhöhe [m]
	Н	=	Wellenhöhe [m]
	L_0	=	Tiefwasserwellenlänge [m]
	Т	=	Wellenperiode [s]
	α	=	Neigung der Deichaußenböschung [°]
	g	=	Erdbeschleunigung = $9,81 \text{ [m/s^2]}$
	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:

$$A_{98} = 1.5 \sqrt{\frac{g}{2\pi} \sqrt{H_s}} T_m \tan \alpha \quad \text{mit} \quad A_{98} \le 3.0 \cdot H_s$$
(6)

mit: $\sigma' = 14\%$ ($\sigma' = Variationskoeffizient = Standardabweichung / Mittelwert \mu$)

Diese Gleichung beschreibt den Wellenauflauf an einer undurchlässigen, glatten und geraden Deichböschung bei küstennormalem Wellenangriff ($\theta = 0^{\circ}$).

(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 A₉₈ diskutiert werden. Der Bemessungsansatz ist in Abbildung 9 dargestellt.





Bestimmung der Wellenauflaufhöhe

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

$$A_{98} = c_1 \gamma_{\theta} \gamma_f \gamma_b \sqrt{\frac{g}{2 \pi}} \sqrt{H_s} T_m \tan \alpha$$
 (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 A₉₈ 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 Wellen-überlaufschwall 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:

$$h_A(x_*) = c_2^* x_* \tan \alpha \tag{8}$$

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 ($x_z = n \quad A_{98}$) 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 \overline{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 ($E_{kin} = \ddot{A}nderung der kinetischen Energie; E_{pot} = \ddot{A}nderung der potentiellen Energie; E_{Reibung} = Reibungsverluste):$

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



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:

$$\frac{\mathbf{v}_{\mathrm{A}}}{\left(\frac{\pi \,\mathrm{H}_{\mathrm{S}}}{\mathrm{T}_{\mathrm{m}}}\right)} = \frac{\mathbf{a}_{0}^{*}}{\sqrt{\mathrm{H}_{\mathrm{S}} / \mathrm{L}_{0}}} \sqrt{\frac{\mathrm{A}_{98} - \mathrm{z}_{\mathrm{A}}}{\mathrm{H}_{\mathrm{S}}}}$$
(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=A₉₈, d.h. die Freibordhöhe entspricht der maßgebenden Wellenauflaufhöhe. Dieser Fall berücksichtigt die Wellenüberlaufrate, wenn ein Deich auf die Auflaufhöhe A₉₈ bemessen wird. In diesem Fall laufen 2% aller Wellen höher als die Auflaufhöhe A₉₈ auf und erzeugen somit Wellenüberlauf.

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

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

mit: q = mittlere Wellenüberlaufrate [m³/(s m)]

Die Koeffizienten c_4 und b' müssen in Abhängigkeit des angreifenden Seegangs bestimmt werden. Da die Wellenauflaufhöhe A₉₈ proportional zum Produkt aus Wellenhöhe H_s und Brecherkennzahl ξ_d ist, wird aus Gründen der Vereinfachung Gl. (11) wie folgt umgeschrieben:

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

mit: $\xi_d = \frac{\tan \alpha}{\sqrt{H_s/L_0}}$ = 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:

$$\frac{q}{\sqrt{2 g H_{S}^{3}}} = c_{4} \cdot \frac{\tan \alpha}{\sqrt{H_{S}/L_{0}}} \cdot \exp\left(-b \frac{R_{C}}{\gamma_{\theta} \gamma_{f} \gamma_{b} \xi_{d} H_{S}}\right)$$
(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):

$$v_{K}(x_{K}) = v_{K}(x_{K}=0) \cdot exp\left(-\frac{x_{K} f}{2 h_{K}}\right)$$
(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 [-]



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.



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:

$$\frac{h_{K}(x_{K})}{h_{K}(x_{K}=0)} = \exp\left(-c_{3} \frac{x_{K}}{B}\right)$$
(15)

mit:

 C_3

 $c_3 = 0.75$ für JONSWAP-Spektren (σ = 6.6%)

= 0,89 für TMA-Spektren (σ = 7,0%)

 $c_3 = 1,11$ 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 v₀ und die Anfangsschichtdicke h₀ 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):

$$v_{\rm B} = \frac{v_0 + \frac{k_1 h_{\rm B}}{f} \tanh\left(\frac{k_1 t}{2}\right)}{1 + \frac{f v_0}{h_{\rm B} k_1} \tanh\left(\frac{k_1 t}{2}\right)}$$
(16)

mit:

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

- $v_B = Uberlaufgeschwindigkeit am Ort s_B (mit v_0 = v_B(s_B=0))$ $h_B = Schichtdicke am Ort s_B (mit h_0 = h_B(s_B=0))$ t = Zeit [s] g = Erdbeschleunigung [m/s²]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:

$$\mathbf{h}_{\mathrm{B}} = \frac{\mathbf{v}_{0} \cdot \mathbf{h}_{0}}{\mathbf{v}_{\mathrm{B}}} \tag{17}$$

mit: $v_0, h_0 = \ddot{U}$ berlaufgeschwindigkeit 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 untersuch 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

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 [-]	0,400,50	0,220,26	0,150,18
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 [-]	0,600,82 0,730,92		1,071,58
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 .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

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

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. $c_u = c_u (w_p)^{I_c}$ (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/m². Damit ergibt sich nach Gl. 18:

$$c_u = c_u (w_p)^{I_C} = 180^{I_C}$$
 (19)

Für Elisabethgroden km 9,0 gilt:

$$c_u = c_u (w_p)^{I_C} = 55^{I_C}$$
 (20)

Für Elisabethgroden km 3,5 gilt:

$$c_u = c_u (w_p)^{I_c} = 7,5^{I_c}$$
 (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.







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.

Versuchstag	Versuchsboden		Verdichtungsgrad		Regel- mäßige Wellen	TMA Spektrum	Natur- Spektrum
	Krone	Binnen- böschung	Krone	Binnen- böschung	q [l/(sm)]	q [l/(sm)]	q [l/(sm)]
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

Tab. 2: Übersicht über die durchgeführten Testfeldversuche

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-Spektrumbelastet. 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.

tub.s. versuenspurumeter					
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	

Tab 3. Versuchsparameter



Abb. 22: Ergebnisse der Wassergehaltsmessung

Modellversuche zur Interaktion Boden - Überlaufschwall an durch-4.3 lässiger 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.



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 Abb. 24: Bewässerung des Kleibodens



b) Bewässerung auf der Deichkrone

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 $q = 0.5 l/(s \cdot m)$; $1,0 l/(s \cdot m)$; $2,0 l/(s \cdot m)$ bzw. $2,5 l/(s \cdot m)$; $5,0 l/(s \cdot m)$ und $10 l/(s \cdot m)$ nacheinander durchgeführt. Dabei wurden ausschließlich Naturspektren verwendet. Während bei den geringen mittleren Wellenüberlaufraten bis $2,5 l/(s \cdot m)$ wenige große Wellen zu diesem Wellenüberlauf führten, liefen bei den Versuchen mit größeren mittleren Wellenüberlaufraten ($5 l/(s \cdot m)$) nahezu alle Wellen über. Bei den Versuchen mit größeren mittleren Wellenüberlaufraten Wellenüberlaufraten wurde also eine deutliche Zunahme der Wellenüberlaufreignisse 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 einsebbaren Bereichen bzw. parallel zu dem Laserstrahl verliefen. Zur

ränder 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

rd.
$$0,37 \le w \le rd. 0,44$$
,

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





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 verschieden 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)



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 η =1,0. In der Regel waren die Sicherheiten jedoch weit größer als η =1,0 (s. Abb. 33).



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):

$$\eta = \frac{C + T}{G_{II} + S_{II}} = \frac{\frac{c'}{\cos\beta \cdot z_{s} \cdot \gamma'} + \tan\phi' \cdot \cos\beta + i \frac{\gamma_{w}}{\gamma'} \sin(\alpha - \beta) \cdot \tan\phi'}{\sin\beta + i \frac{\gamma_{w}}{\gamma'} \cos(\alpha - \beta)}$$
(22)

mit:

η	=	Standsicherheit gegenüber hangparallelem Versagen [-]
С	=	Kohäsionskraft in der Gleitfuge [kN/m]
Т	=	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 [°]
γ́	=	Wichte des Bodens unter Auftrieb [kN/m ³]
$\gamma_{\rm w}$	=	Wichte des Wassers [kN/m ³]
α	=	Strömungsrichtung gegenüber der Horizontalen [°]
β	=	Neigung der Binnenböschung [°]
i	=	hydraulischer Gradient [-]
Zs	=	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:

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

mit:

 Q_s = Transportkapazität [m³/s·m]

Q	=	Oberflächenabfluß [m ³ /s·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:

 $M_{\rm E} = 0.276 \cdot \eta_{\rm ST} \cdot (\tau_0 - \tau_{\rm or})$

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]
$\tau_{\rm cr}$	=	Scherfestigkeit des Bodens [kN/m ² , kPa]

die Sohlschubspannung ist definiert als:

$$\tau = \rho_{W} \cdot g \cdot S \frac{Q}{v_{0}} = \rho_{W} \cdot g \cdot \frac{v_{0}^{2}}{k_{st}^{2} \cdot h_{ii}^{1/3}}$$
(25)

mit:

$ ho_{\rm w}$	=	Dichte des Wassers, 1000 [kg/m ³]
g	=	Erdbeschleunigung, 9,81 m/s ²
\mathbf{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.

(24)

Abb. 34: Schubspannungen τ in Abhängigkeit von der Überstauhöhe h_{u} 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/m². 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/m² 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.

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 Institutio-

nen

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 Instituten¹⁾ 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.; ZIM-MERMANN, 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.; KU-DELLA, 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