

Mathematische Modellierung hydrodynamischer Belastungen von Deichen

Von CORDULA BERKENBRINK, RALF KAISER und HANZ-DIETER NIEMEYER

Zusammenfassung

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

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

Schlagwörter

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

Summary

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

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

Keywords

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

Inhalt

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

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

1. Einleitung

1.1 Motivation

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

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

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

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



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

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

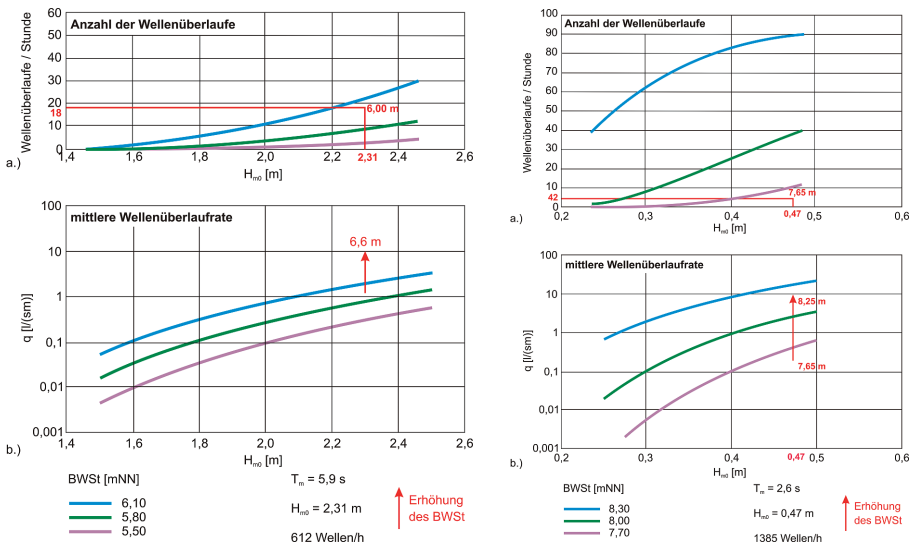


Abb. 2: Effekt einer höheren mittleren Wellenüberlauf rate auf die Höhe des tolerierbaren Bemessungswasserstandes für Deiche am Dollart und an der Tidelbe (NIEMEYER et al., 2008)

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

1.2 Ziele der Arbeit

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

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

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

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

2. Hydrodynamische Belastungen

2.1 Hydrodynamische Grundlagen

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

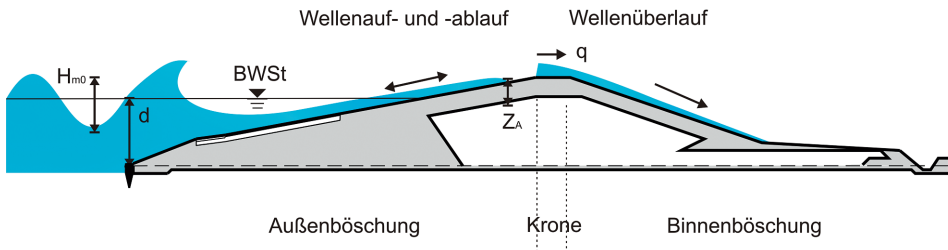


Abb. 3: Definitionsskizze zu Wellenauf- und Wellenüberlauf

2.2 Bemessungswasserstände

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

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

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

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

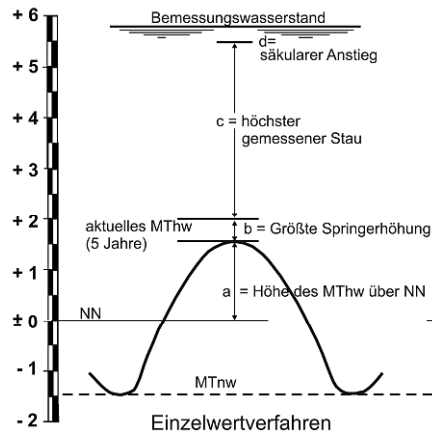


Abb. 4: Ermittlung der Bemessungswasserstände nach dem Einzelwertverfahren (LÜDERS u. LEIS, 1964; ML, 1973)

2.3 Bemessungswellenauflauf

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

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

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

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

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

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

2.4 Wellenüberlauf

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

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

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

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

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

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

wobei ein Maximalwert von:

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

nicht überschritten werden darf.

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

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

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

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

mit der Wellenlänge:

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

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

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

3. Mathematische Modellierung der hydrodynamischen Belastungen

3.1 Physikalische Grundlagen

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

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

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

Impulsgleichung:

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

Kontinuitätsgleichung:

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

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

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

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

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

3.2 Numerische Grundlagen

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

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

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

3.3 Modellbildung

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

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

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

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

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

3.4 Modellerweiterungen im Forschungsvorhaben

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

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

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

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

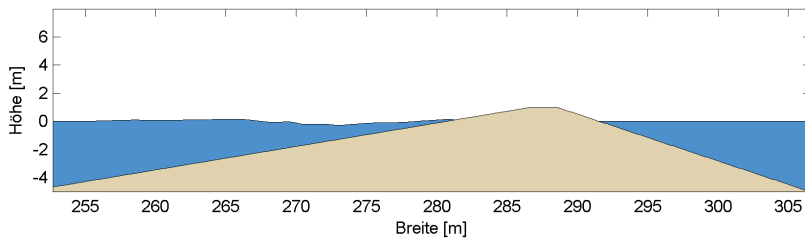


Abb. 5: Momentaufnahme aus einer Animation mit dem Originalcode

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

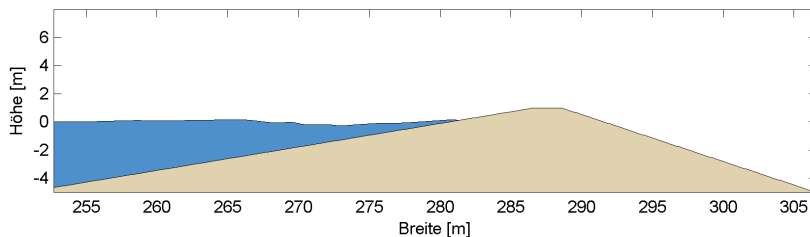


Abb. 6: Momentaufnahme aus einer Animation mit dem erweiterten OTT-1D

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

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

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

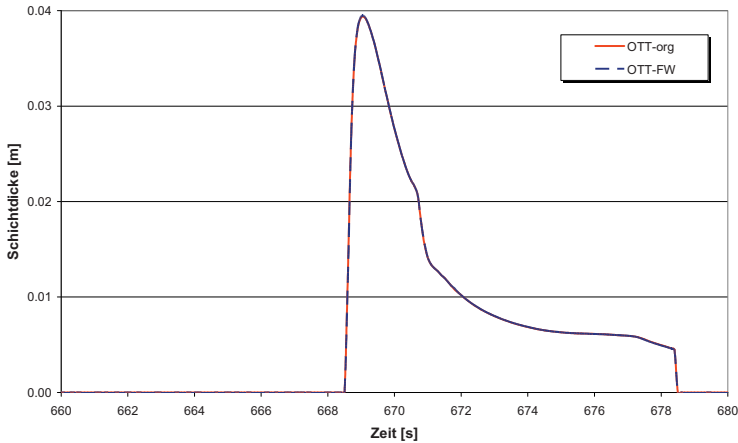


Abb. 7: Vergleich der Ausgabesignale vom Originalcode (OTT-org) und vom erweiterten Code (OTT-FW)

3.5 Untersuchungen zur numerischen Dämpfung

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

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

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

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

4. Validierung des mathematischen Modells

4.1 Vorgehen

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

Tab. 1: Übersicht über die verfügbaren Wellenkanalversuche

einfache Geometrie:

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

komplexe Geometrie:

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

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

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

4.2 Einfache Geometrie

4.2.1 Aufbau der hydraulischen Modellversuche

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

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

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

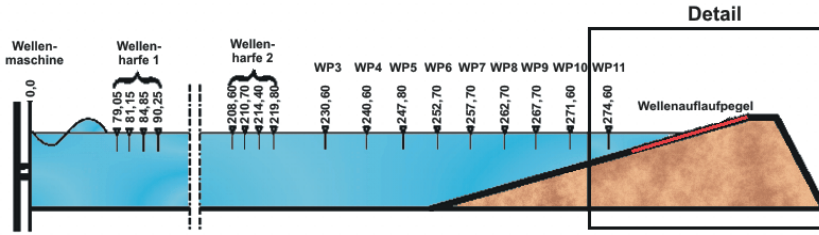


Abb. 8: Lage der Wellenpegel und -harfen (nach: OUMERACI et al., 2001)

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

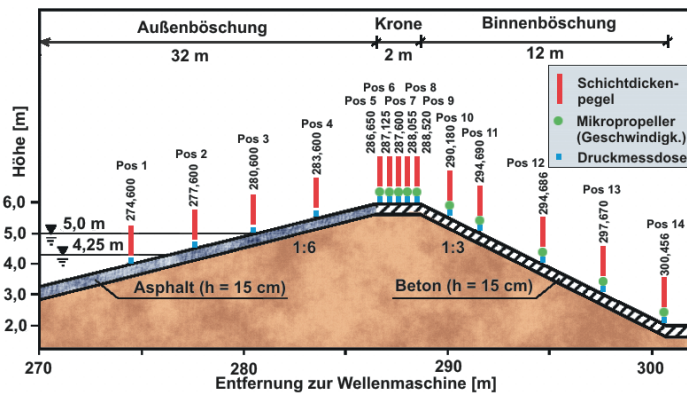


Abb. 9: Deichgeometrie und Lage der Messpositionen (nach: OUMERACI et al., 2001)

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

4.2.2 Versuchsprogramm

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

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

4.2.3 Mathematische Modellierung

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

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

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

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

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

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

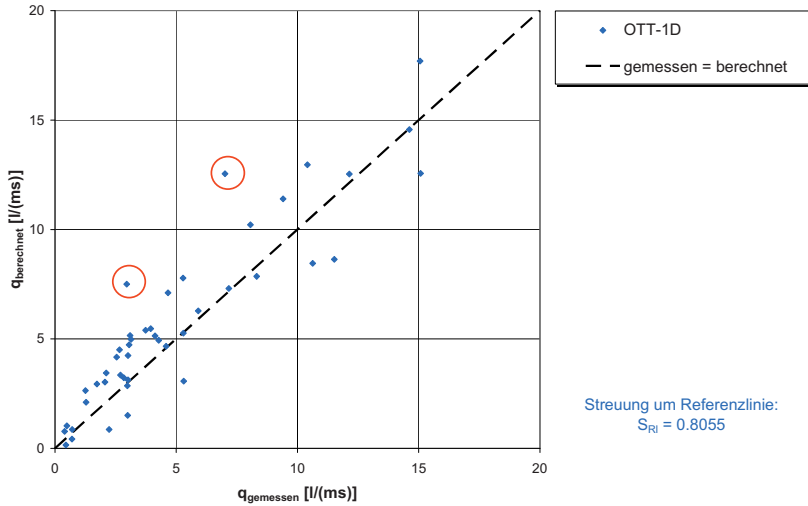


Abb. 10: Vergleich der gemessenen und mit OTT-1D berechneten Wellenüberlaufraten

4.2.4 Empirische Berechnungsansätze

4.2.4.1 Ansatz nach SCHÜTTRUMPF

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

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

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

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

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

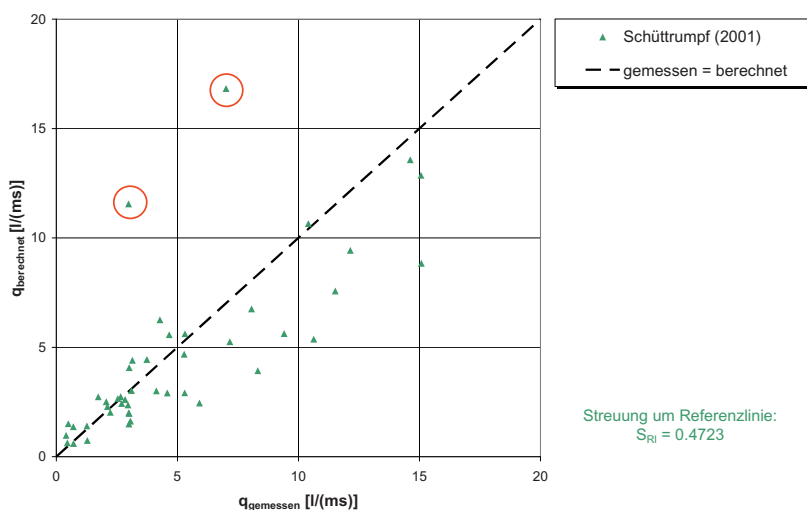


Abb. 11: Vergleich der gemessenen mit den nach dem Ansatz von SCHÜTTRUMPF (2001) berechneten Wellenüberlaufsraten

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

4.2.4.2 Anwendung der empirischen Ansätze des EUROTOP-MANUALS

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

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

bzw.

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

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

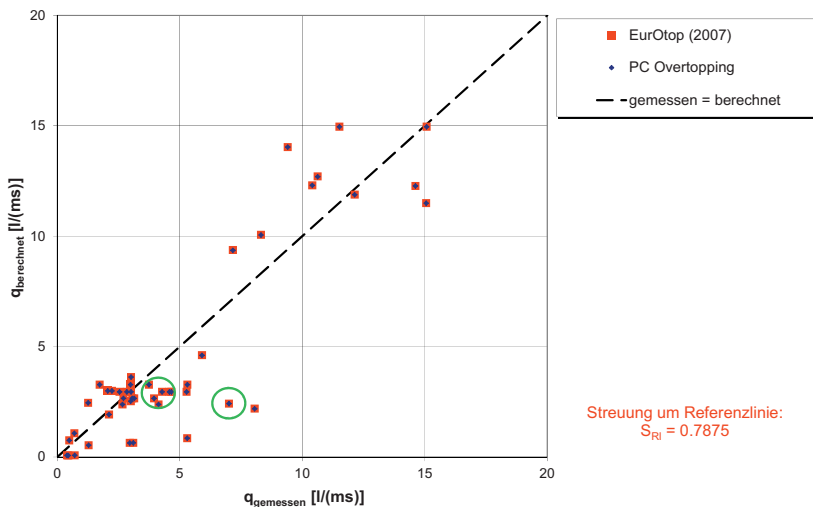


Abb. 12: Vergleich der gemessenen mit den nach dem EUROTOP-MANUAL (2007) berechneten Wellenüberlaufraten

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

4.2.4.3 Anwendung von NN_Overtopping

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

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

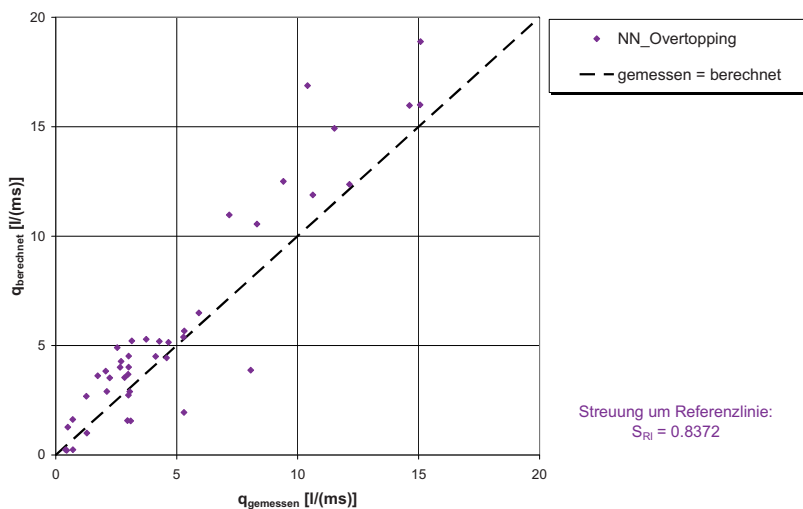


Abb. 13: Vergleich der gemessenen mit den nach NN_Overtopping ermittelten Wellenüberlaufsraten

4.2.5 Zusammenfassung und Vergleich

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

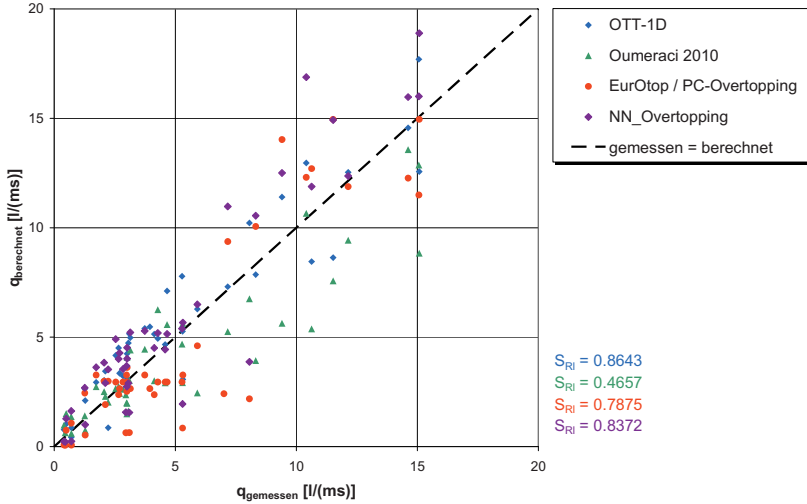


Abb. 14: Vergleich der gemessenen und berechneten Wellenüberlafrate für die vier gezeigten Verfahren (ohne Ausreißer)

4.3 Komplexe Geometrie – Norderney Weststrand

4.3.1 Aufbau der physikalischen Modellversuche

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

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

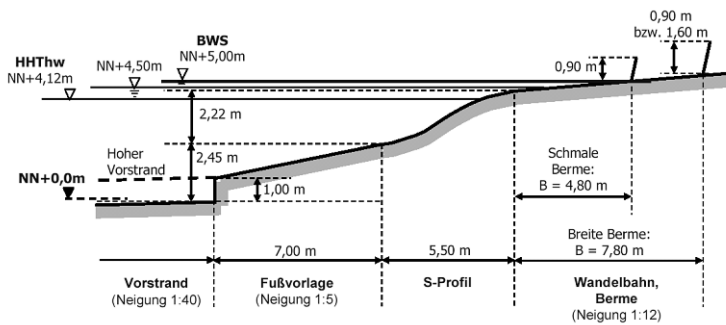


Abb. 15: Modellprofile für den Ist-Zustand (KORTENHAUS et al., 2004)

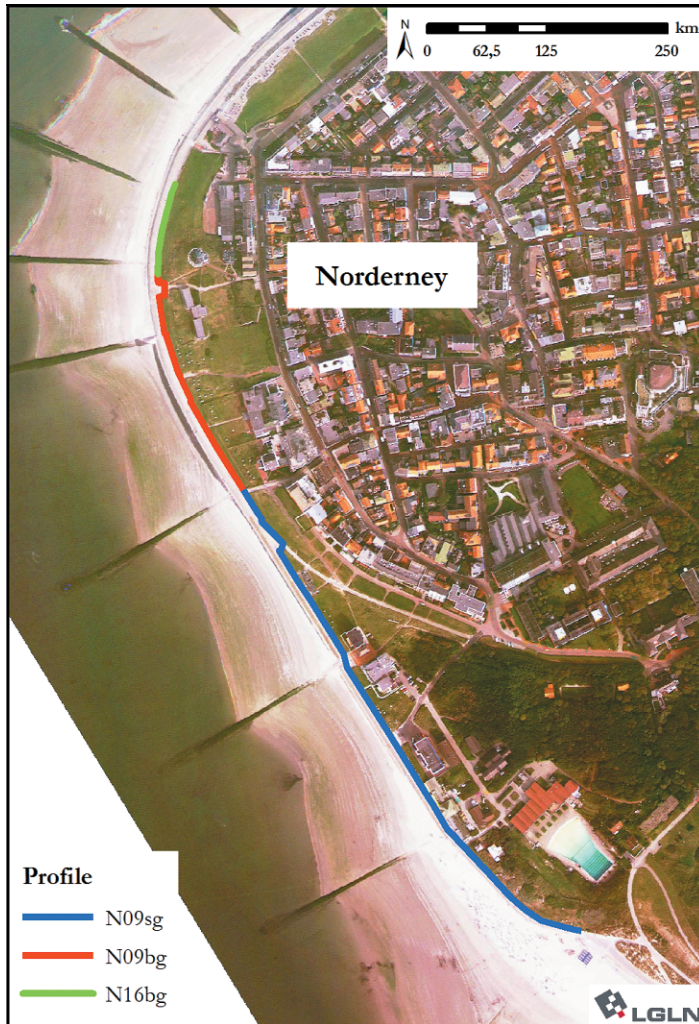


Abb. 16: Lage der untersuchten Profile am Westkopf Norderneys

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

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

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

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

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

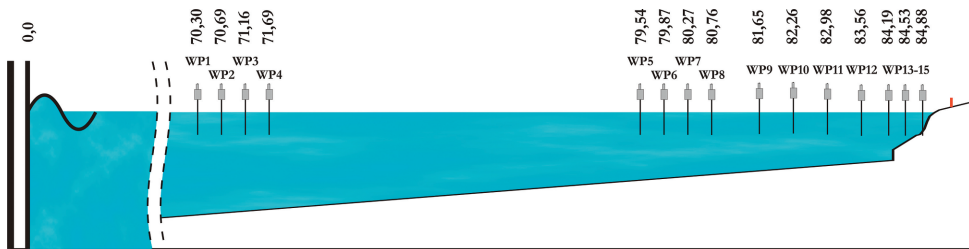


Abb. 17: Anordnung der Wellenpegel im Wellenkanal

4.3.2 Versuchsprogramm

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

Tab. 2: Wasserstände Natur – Modell

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

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

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

4.3.3 Mathematische Modellierung

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

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

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

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

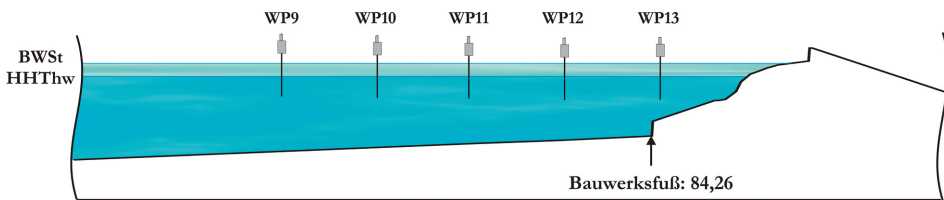


Abb. 18: Aufbau des mathematischen Modells

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

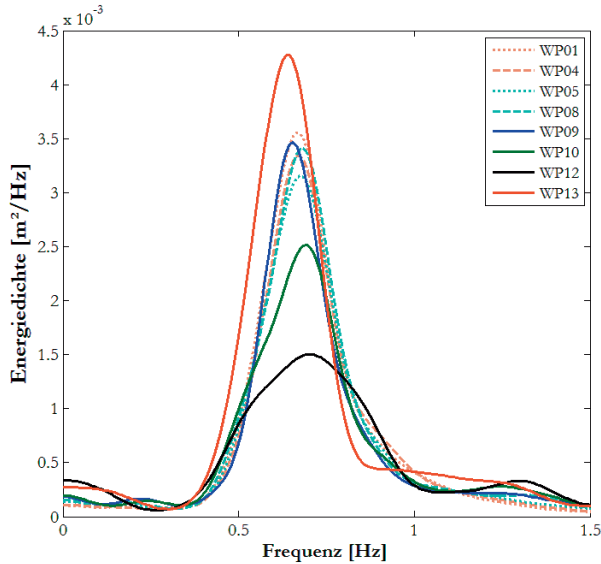


Abb. 19: Energiedichtespektren der Wellenpegel 1 bis 13 (Abb. 17) für Versuch 15080301

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

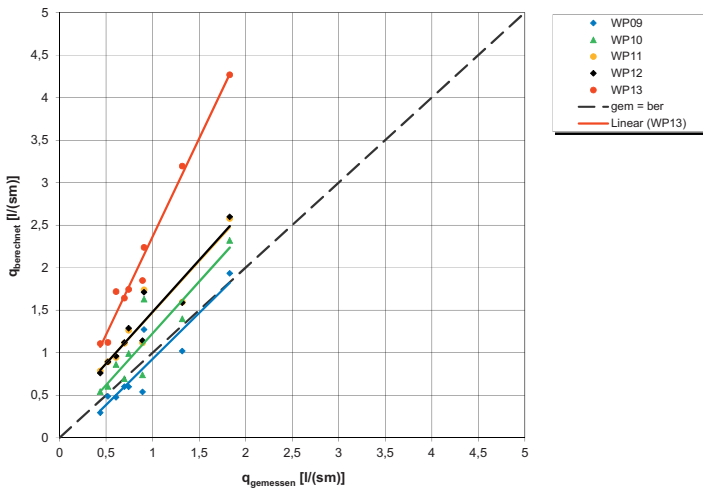


Abb. 20: Vergleich der verschiedenen Wellenpegel als seeseitige Randbedingung (für N09sg mit HHThw)

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

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

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

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

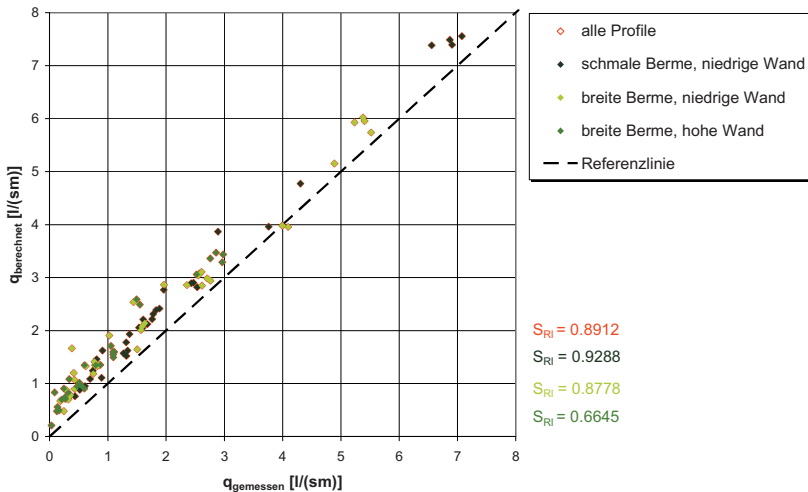


Abb. 21: Vergleich der gemessenen und mit OTT-1D berechneten Wellenüberlaufdaten

4.3.4 Empirische Berechnungsansätze

4.3.4.1 Modifizierter Ansatz nach OWEN

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

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

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

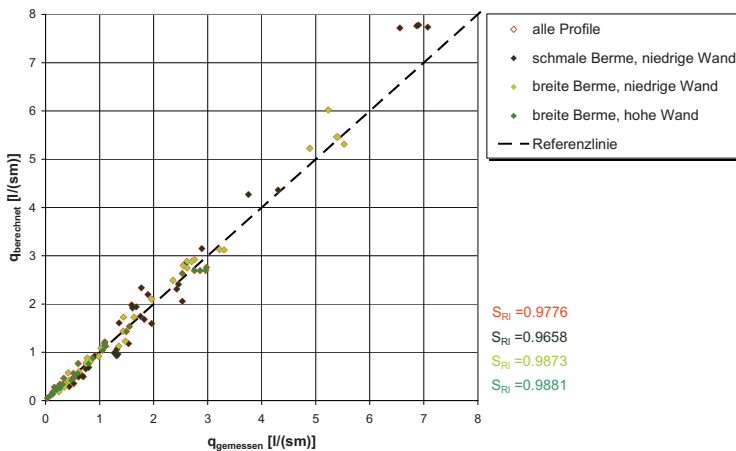


Abb. 22: Vergleich der gemessenen mit der nach dem modifizierten Ansatz nach OWEN berechneten Wellenüberlauraten

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

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

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

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

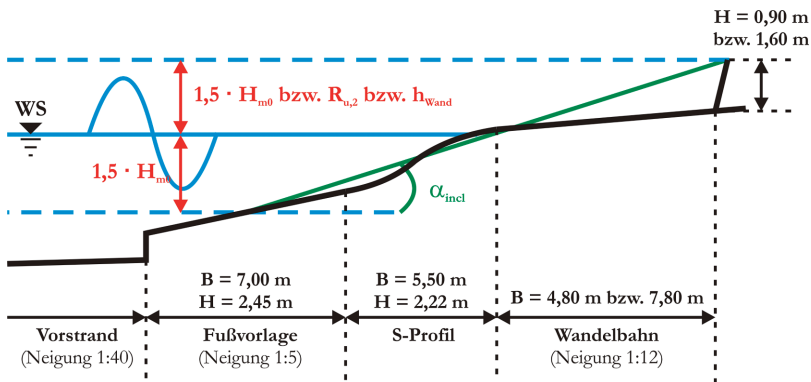


Abb. 23: Äquivalente Deichneigung für Wandelbahn = Böschung

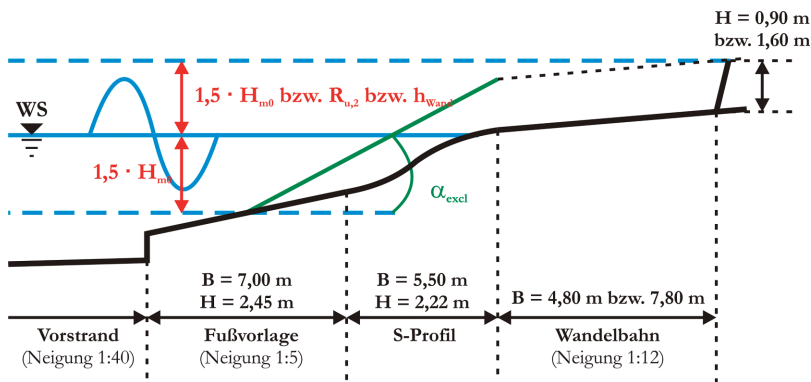


Abb. 24: Äquivalente Deichneigung für Wandelbahn = Berme

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

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

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

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

Der Einfluss der Berme wird folgenderweise berücksichtigt:

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

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

mit:

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

und:

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

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

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

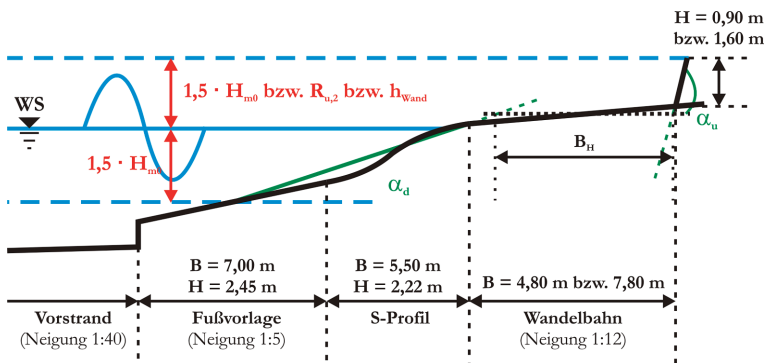


Abb. 25: Definition der horizontalen Bermenbreite

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

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

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

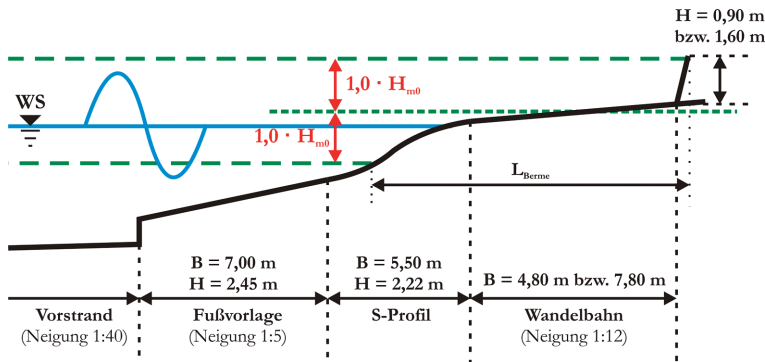


Abb. 26: Definition der Einflussbreite der Berme

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

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

mit einem Maximum von:

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

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

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

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

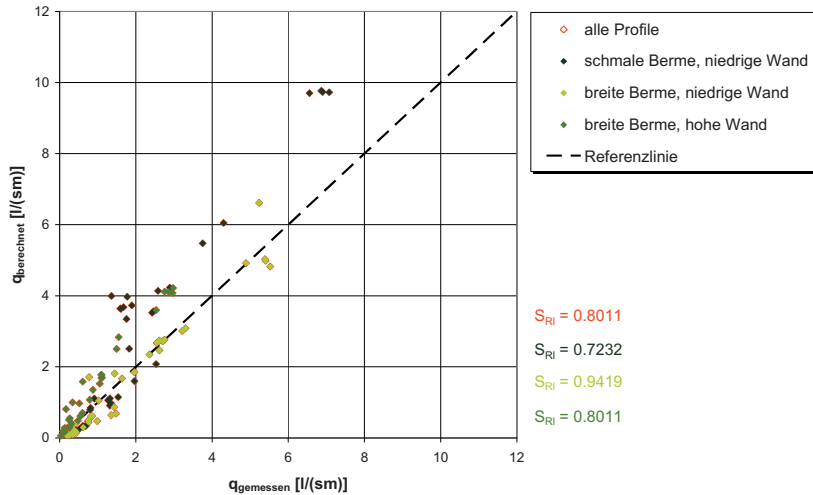


Abb. 27: Vergleich der gemessenen mit der nach dem EUROTOP-MANUAL (2007) berechneten Wellenüberlaufraten

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

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

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

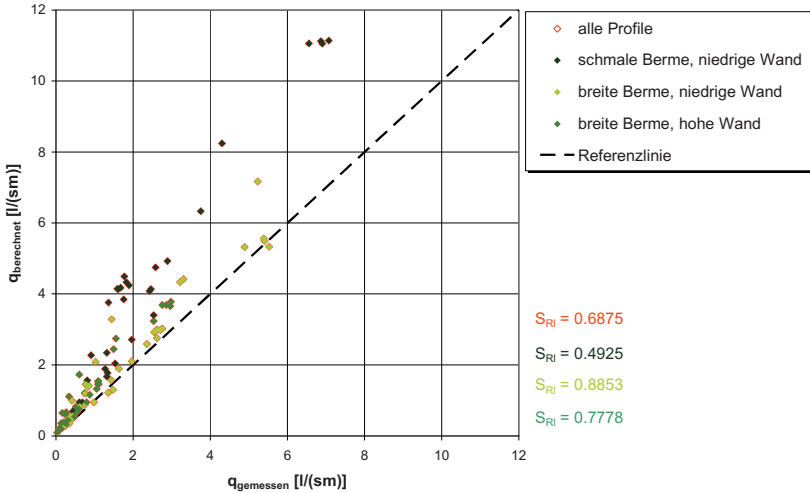


Abb. 28: Vergleich der gemessenen mit den nach PC-Overtopping berechneten Wellenüberlauraten

4.2.4.3 Anwendung von NN_Overtopping

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

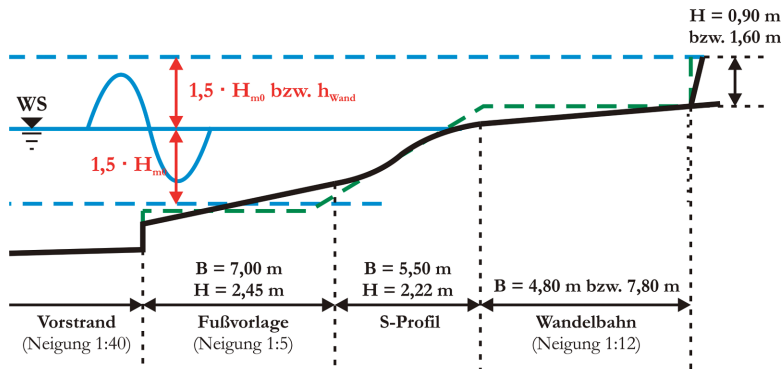


Abb. 29: Profil Norderney Weststrand und verifiziertes Profil für NN_Overtopping (grün)

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

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

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

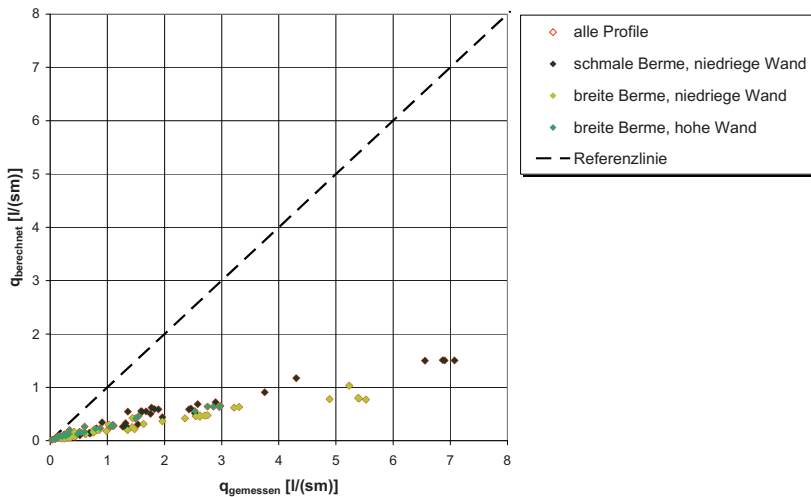


Abb. 30: Vergleich der gemessenen mit den nach NN_Overtopping berechneten Wellenüberlaufdaten

4.3.5 Zusammenfassung und Vergleich

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

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

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

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

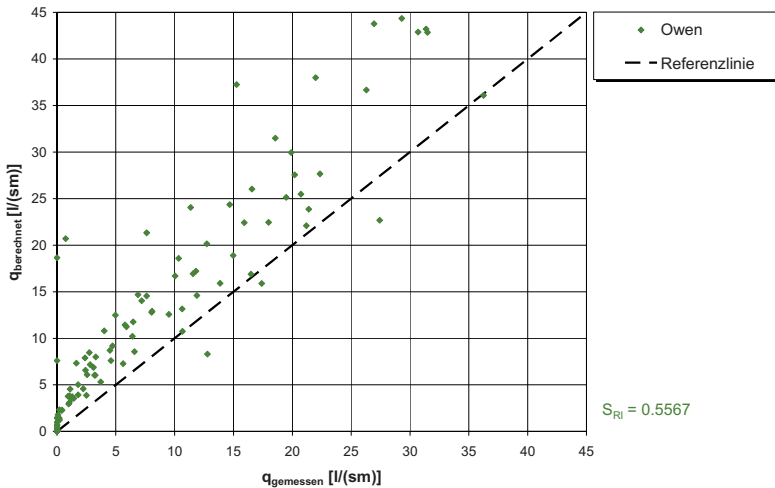


Abb. 31: Anwendung des modifizierten Ansatzes nach OWEN auf das Profil vom Norderneyer Nordstrand

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

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

4.4 Komplexe Geometrie – Baltrum Weststrand

4.4.1 Aufbau der physikalischen Modellversuche

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

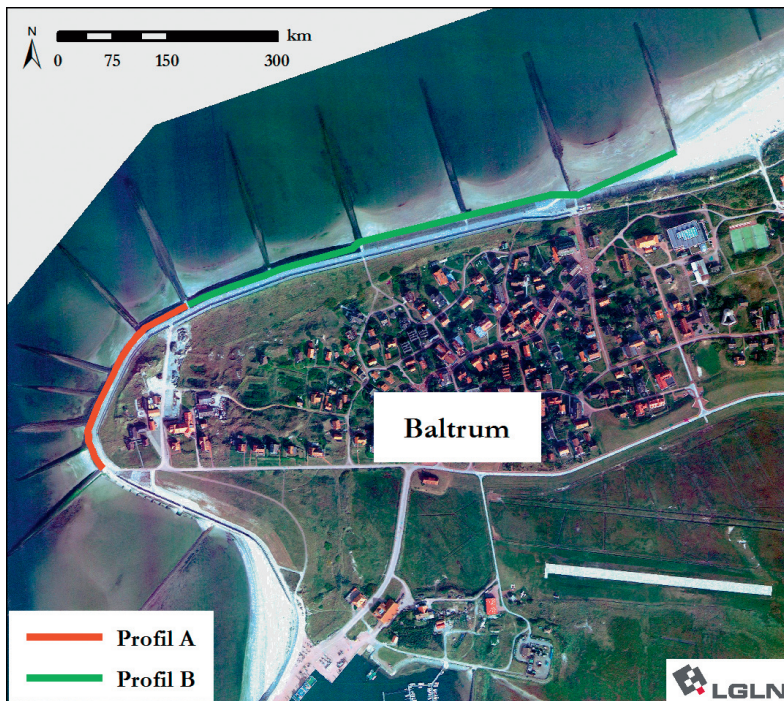


Abb. 32: Lage der untersuchten Profile am Westkopf Baltrums

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

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

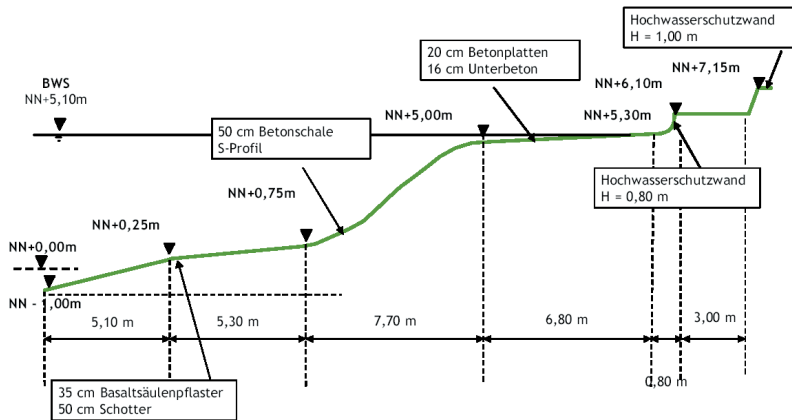


Abb. 33: Modellprofil für den Ist-Zustand am Weststrand (OUMERACI und KORTENHAUS, 2008)

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

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

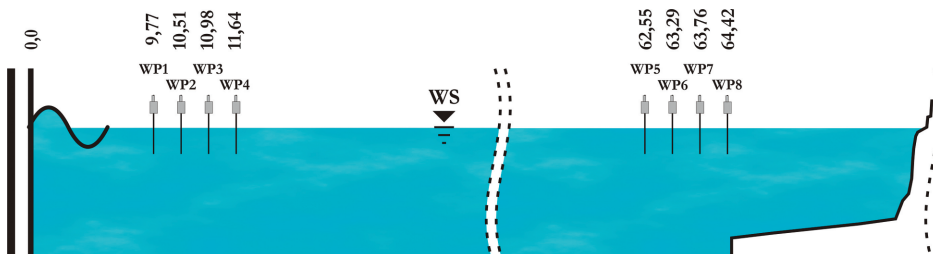


Abb. 34: Anordnung der Wellenpegel im Wellenkanal

4.4.2 Versuchsprogramm

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

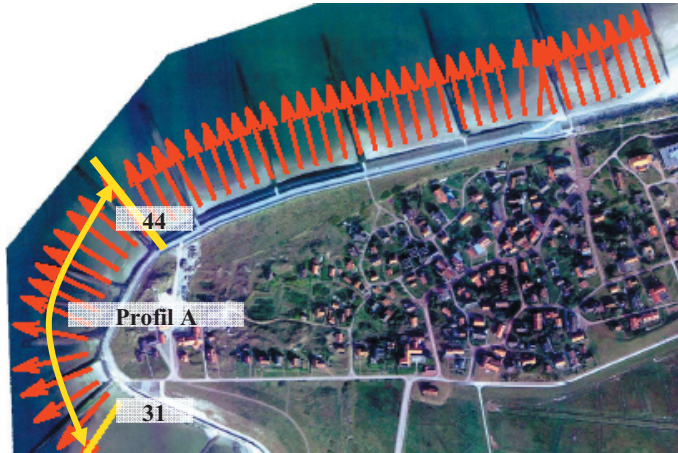


Abb. 35: Verfügbare Seegangsspektren (KAISER und NIEMEYER, 2006)

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

Tab. 3: Wasserstände Natur – Modell

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

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

4.4.3 Mathematische Modellierung

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

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

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

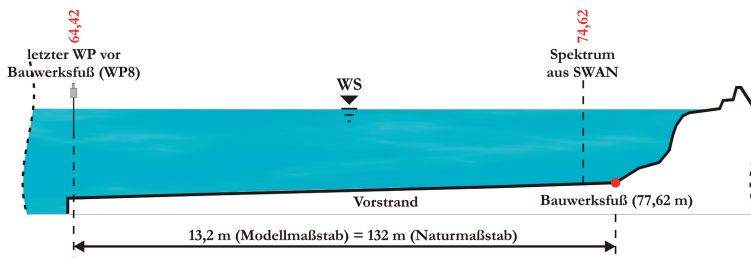


Abb. 36: Mögliche Seegangsrandsbedingungen

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

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

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

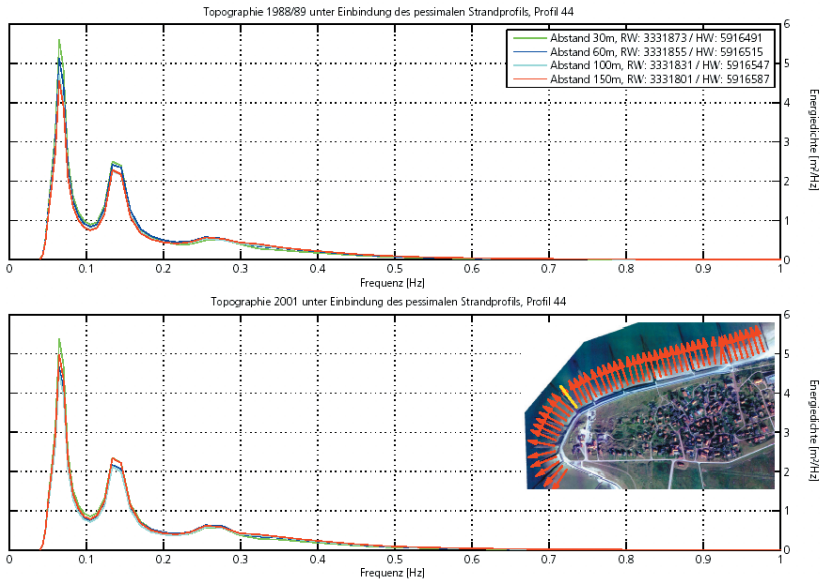


Abb. 37: Energiedichtespektren für Seegangprofil 44 (KAISER und NIEMEYER, 2006)

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

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

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

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

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

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

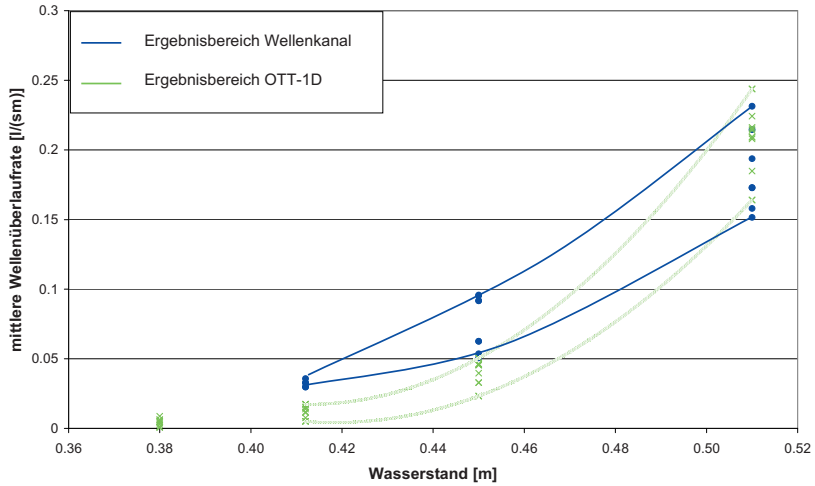


Abb. 38: Vergleich von berechneten und gemessenen mittleren Wellenüberlauftraten für Seegangsspektrum 33

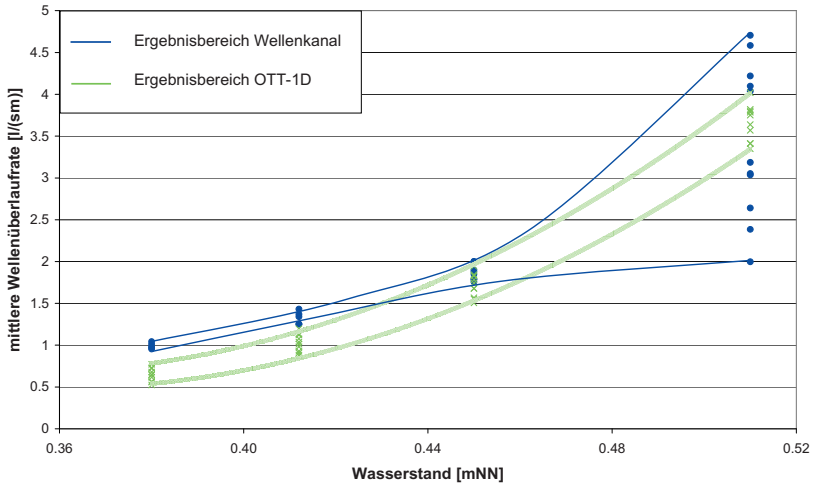


Abb. 39: Vergleich von berechneten und gemessenen mittleren Wellenüberlauftraten für Seegangsspektrum 44

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

4.4.4 Empirische Berechnungsansätze

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

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

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

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

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

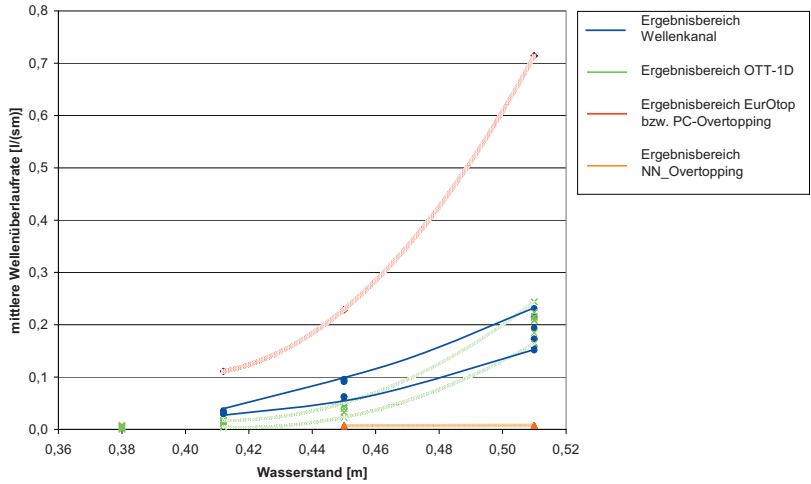


Abb. 40: Mittlere Wellenüberlauftrate für Spektrum 1

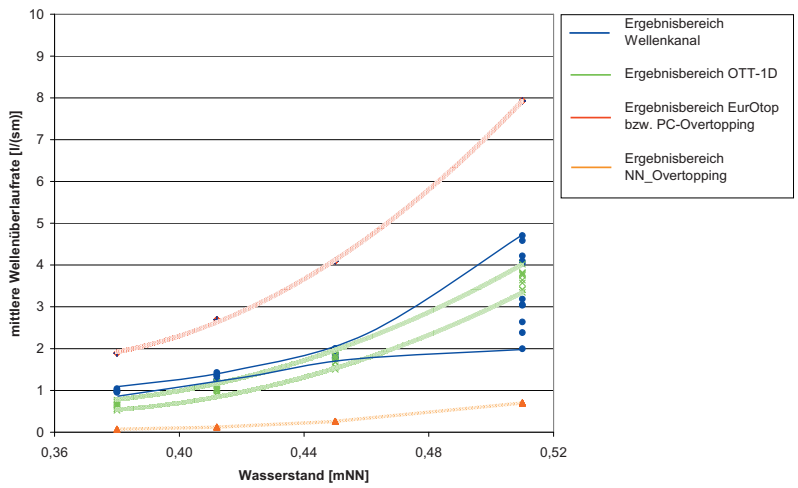


Abb. 41: Mittlere Wellenüberlauftrate für Spektrum 2

4.4.5 Zusammenfassung und Vergleich

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

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

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

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

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

4.5 Komplexe Geometrie – Norderney Nordweststrand

4.5.1 Aufbau der physikalischen Modellversuche

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

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

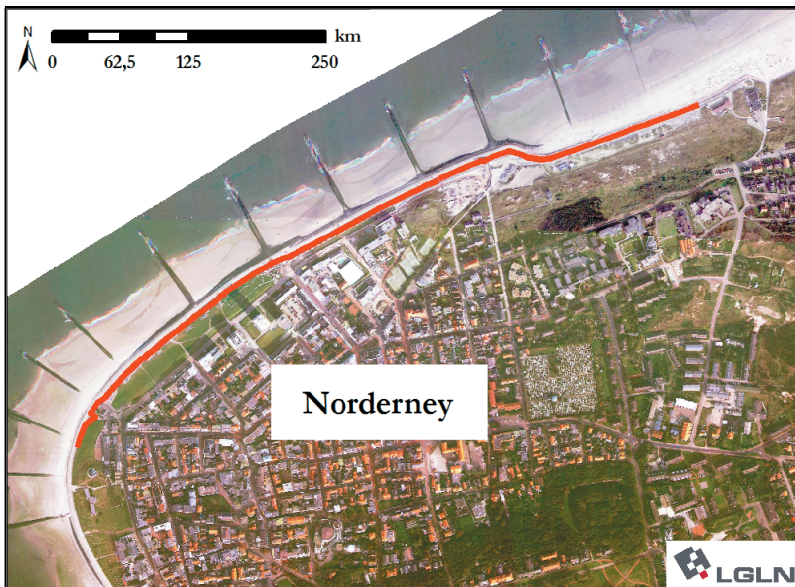


Abb. 42: Untersuchungsgebiet Norderney-Nordweststrand

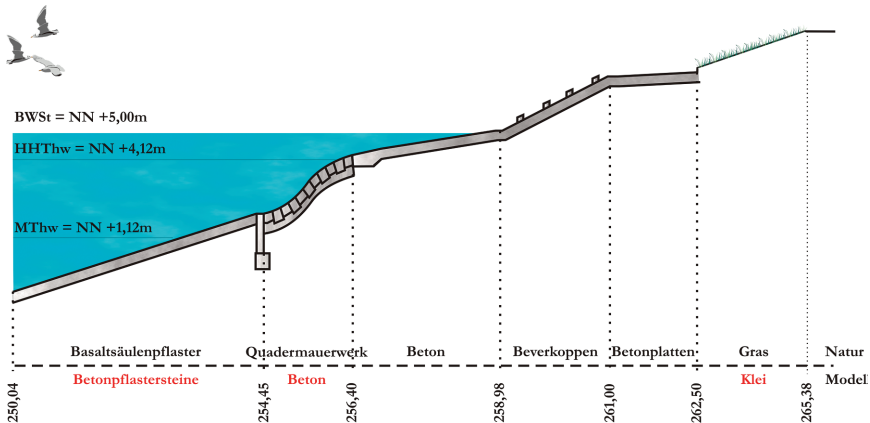


Abb. 43: Deckwerksprofil am Nordweststrand von Norderney (vor Umbau des Deckwerks 2006)

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

4.5.2 Versuchsprogramm

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

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

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

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

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

4.5.3 Mathematische Modellierung

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

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

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

Tab. 7: Rauigkeitsfaktoren für die unterschiedlichen Deckwerksabschnitte

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

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

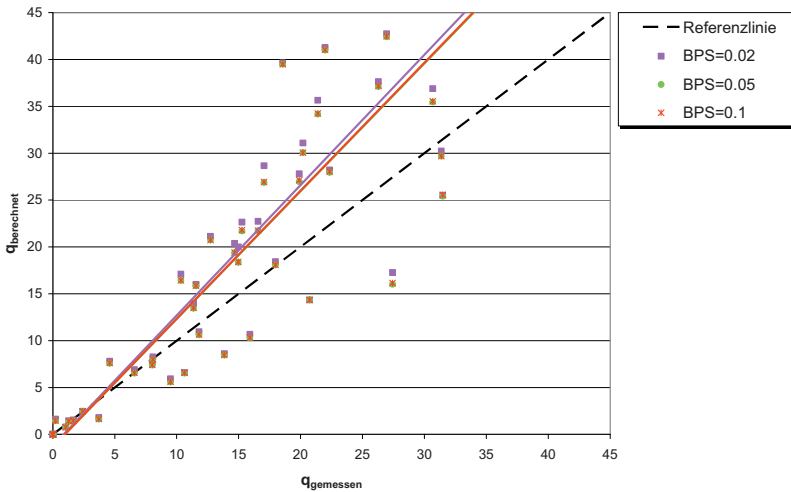


Abb. 44: Variation der Rauigkeiten für die Betonpflastersteine

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

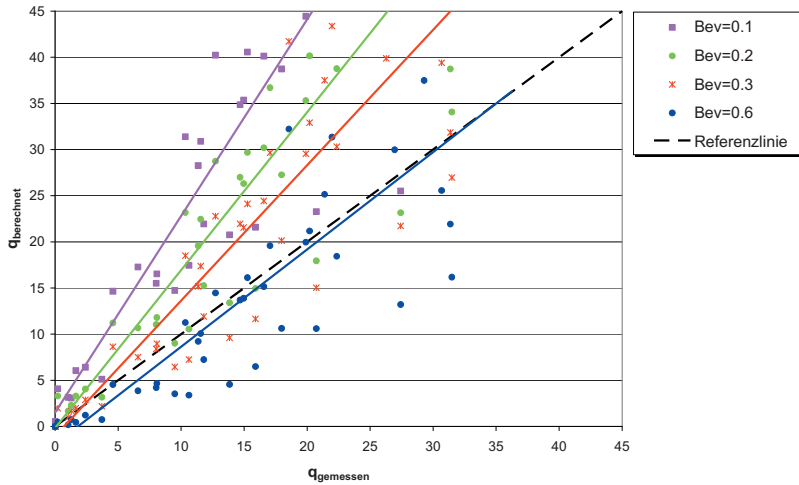


Abb. 45: Variation der Rauigkeiten für die Beverkappen

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

Tab. 8: Gewählte Rauigkeitsfaktoren für die unterschiedlichen Deckwerksabschnitte

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

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

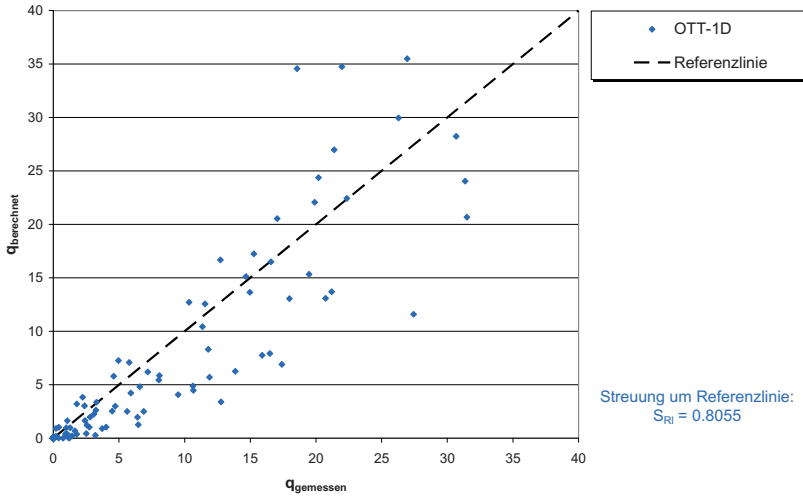


Abb. 46: Vergleich der gemessenen und mit OTT-1D berechneten Wellenüberlaufdaten

4.5.4 Empirische Berechnungsansätze

4.5.4.1 An hydraulische Versuche angepasste Wellenüberlauffunktion

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

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

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

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

$$\xi_0 < 2,0.$$

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

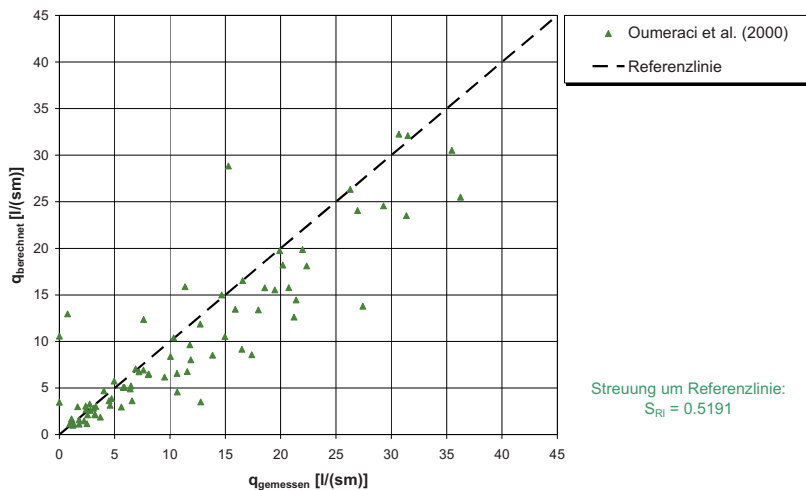


Abb. 47: Vergleich der gemessenen mit der nach dem modifizierten Ansatz (OUMERACI et al., 2000) berechneten Wellenüberlaufzeiten

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

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

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

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

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

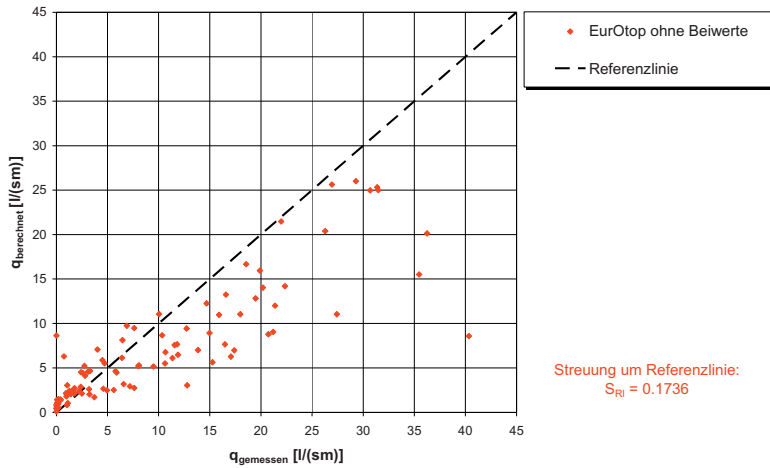


Abb. 48: Vergleich der gemessenen mit den nach dem EUROTOP-MANUAL (2007) berechneten Wellenüberlaufdaten (ohne Beiwerte)

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

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

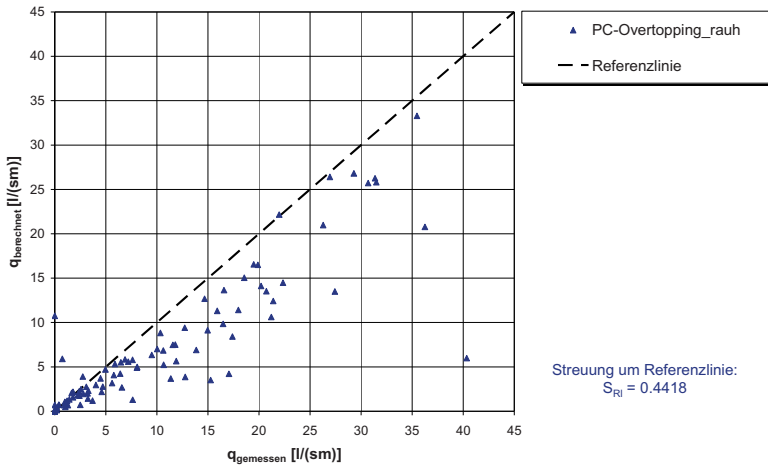


Abb. 49: Vergleich der gemessenen mit den nach PC-Overtopping berechneten Wellenüberlaufdaten (mit Beiwerten)

4.5.4.3 Anwendung von NN_Overtopping

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

4.5.5 Zusammenfassung und Vergleich

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

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

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

5. Anwendung des gekoppelten Bemessungskonzepts

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

5.1 Scharliegender Deich – Ostermarsch

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

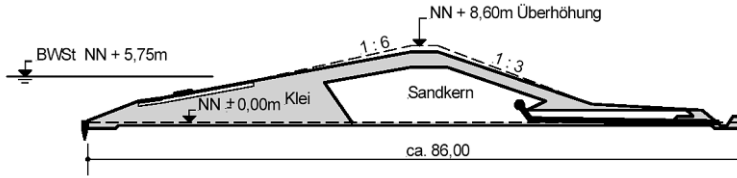


Abb. 50: Querschnitt des scharliegenden Deiches in der Ostermarsch

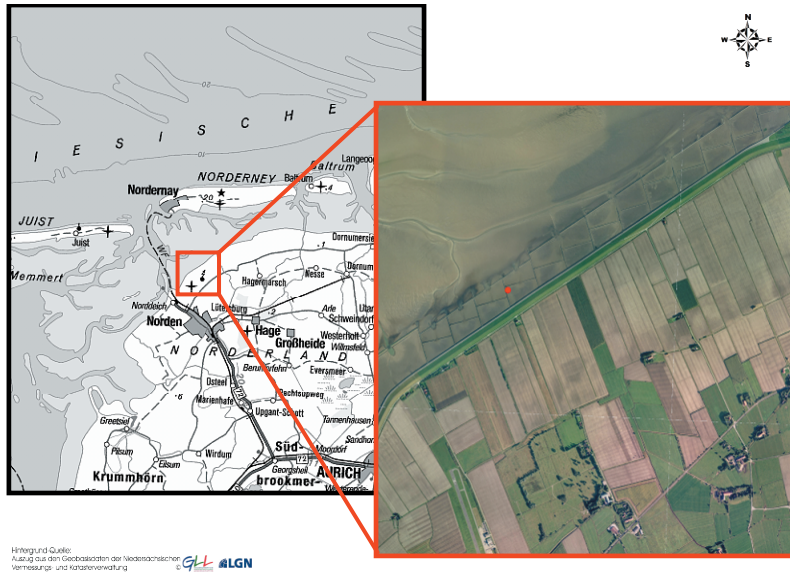


Abb. 51: Lage des repräsentativen scharliegenden Deiches

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

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

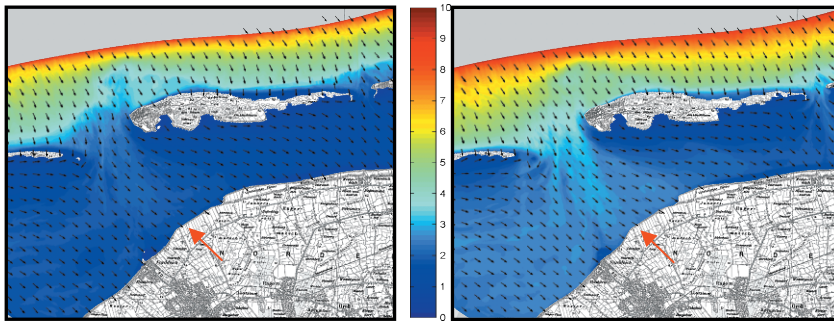


Abb. 52: Spektrale signifikante Wellenhöhen $H_{m,0}$ und mittlere Wellenangriffsrichtungen Θ im Modellgebiet (links: RWS = NN +5,00 m, rechts: RWS = NN +7,50 m)

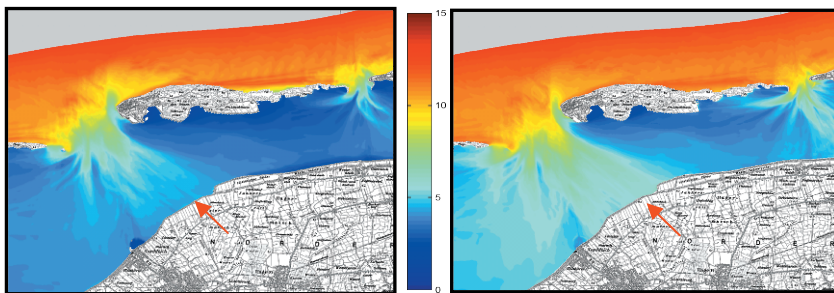


Abb. 53: Energieperioden $T_{m-1,0}$ im Modellgebiet
(links: RWS = NN +5,00 m, rechts: RWS = NN +7,50 m)

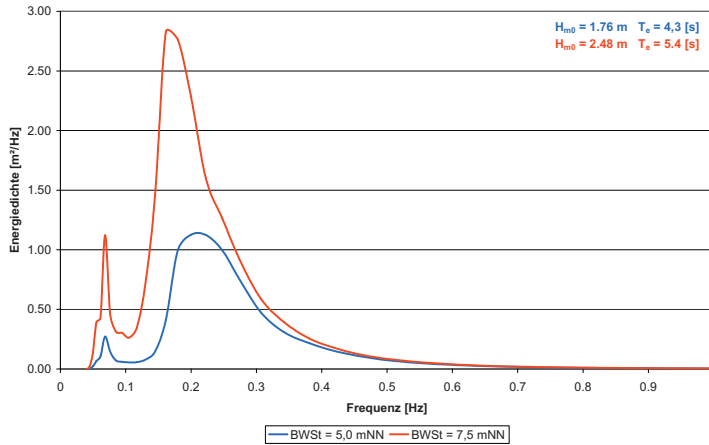


Abb. 54: Energiedichtespektren der Randszenarien am Deichfuß (scharliegender Deich)

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

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

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

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

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

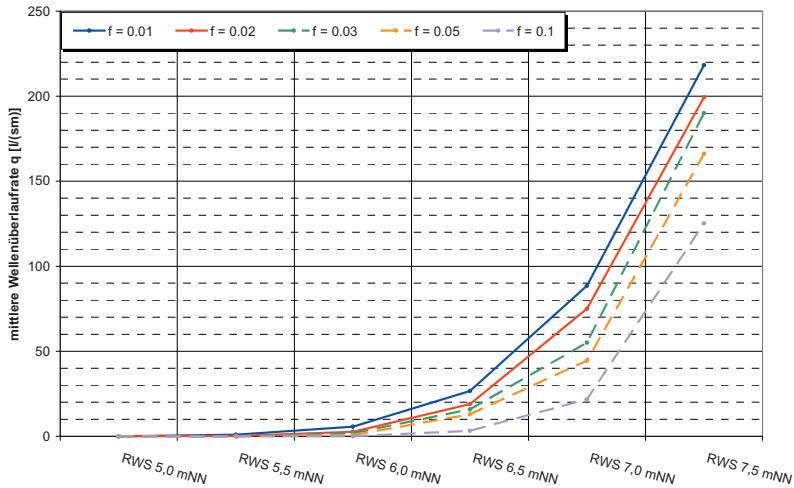


Abb. 55: Mittlere Wellenüberlaufraten für verschiedene Bemessungsszenarien

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

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

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

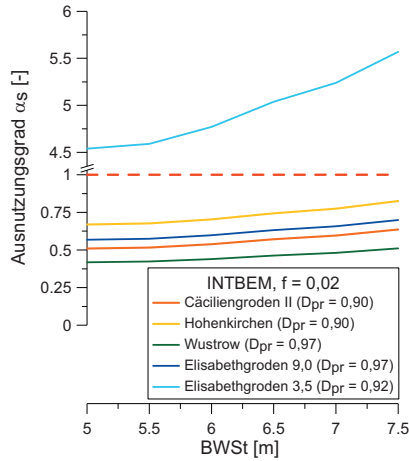


Abb. 56: Ausnutzungsgrad der Sicherheit gegen hangparalleles Gleiten für unterschiedliche Böden und unterschiedliche hydrodynamische Belastungen (RICHWIEN et al., 2010a)

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

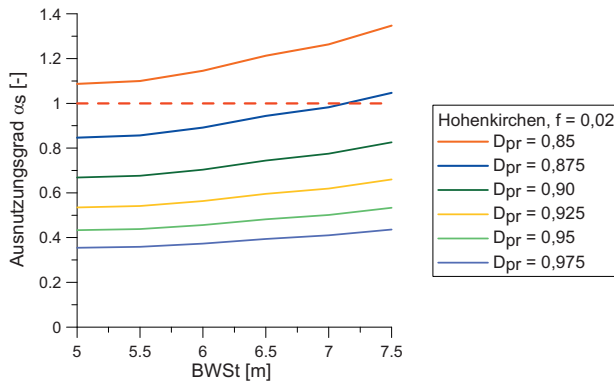


Abb. 57: Einfluss des Verdichtungsgrades auf das hangparallele Gleiten (RICHWIEN et al., 2010a)

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

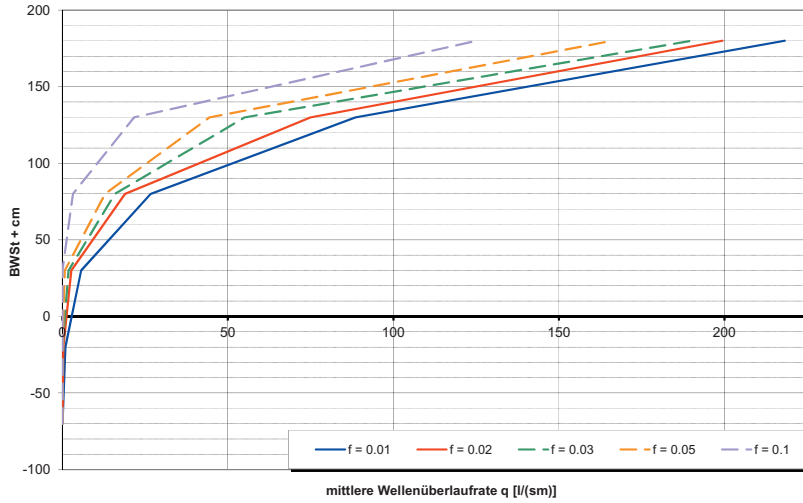


Abb. 58: Effekt steigender Wellenüberlaufraten auf die möglichen Höhen des vom Deich zu kehrenden Bemessungswasserstandes (Beispiel: scharfliegender Deich in der Ostermarsch)

5.2 Ästuardeich – Weser

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

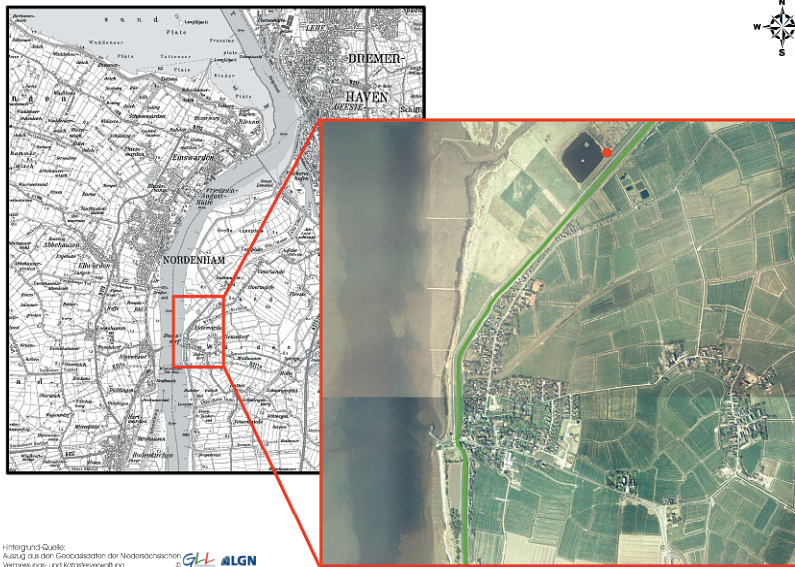


Abb. 59: Lage des repräsentativen Ästuardeichs

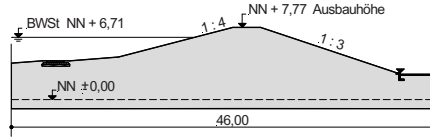


Abb. 60: Querschnitt des Ästuardeichs bei Dedesdorf

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

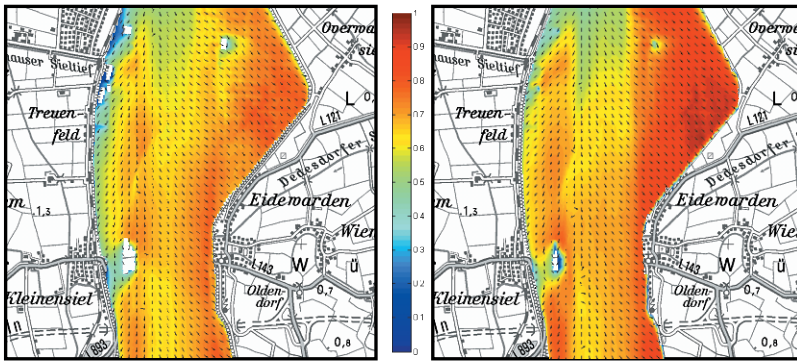


Abb. 61: Spektrale signifikante Wellenhöhen H_{m0} und mittlere Wellenangriffsrichtungen Θ im Modellgebiet (links: RWS = NN +6,30 m, rechts: RWS = NN +7,70 m)

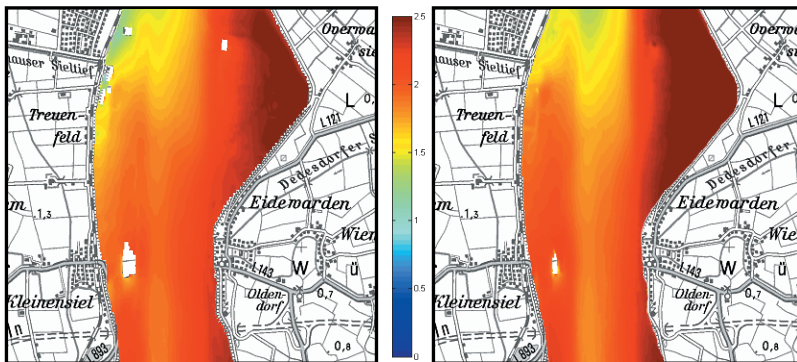


Abb. 62: Energieperioden $T_{m-1,0}$ im Modellgebiet (links: RWS = NN +6,30 m, rechts: RWS = NN +7,70 m)

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

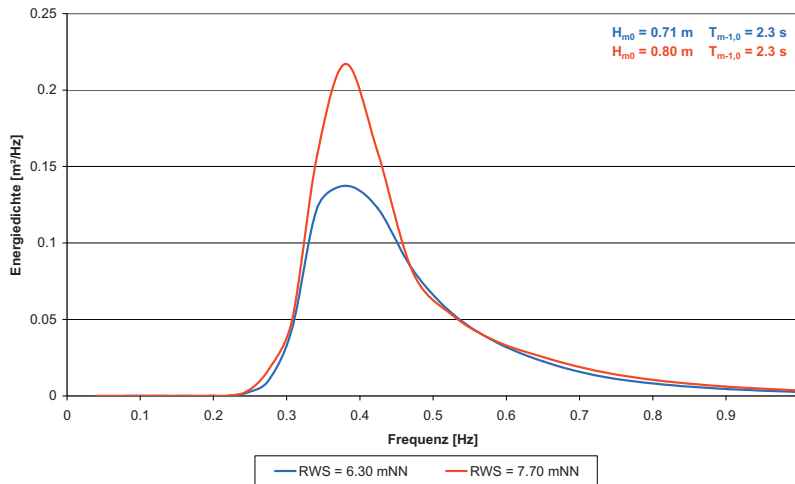


Abb. 63: Energiedichtespektren der Randszenarien am Deichfuß (Ästuardeich)

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

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

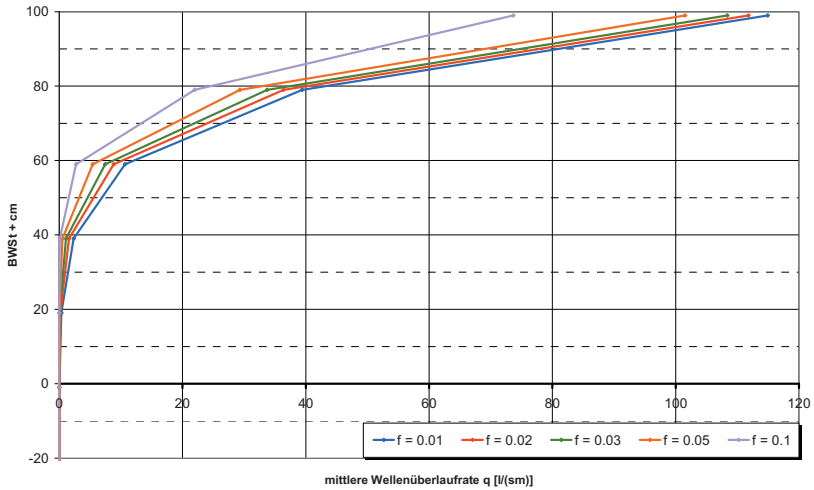


Abb. 64: Effekt steigender Wellenüberlaufraten auf die möglichen Höhen des vom Deich zu kehrenden Bemessungswasserstandes (Beispiel: Ästuardeich bei Dedesdorf)

5.3 Vorlanddeich – Wurster Küste

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



Abb. 65: Lage des repräsentativen Vorlanddeichs

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

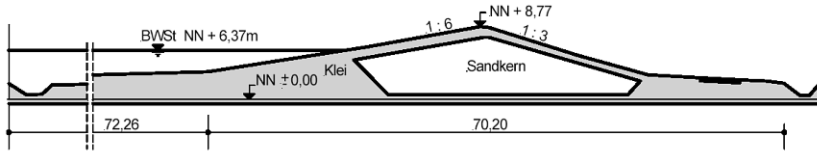


Abb. 66: Querschnitt des Vorlanddeichs an der Wurster Küste

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

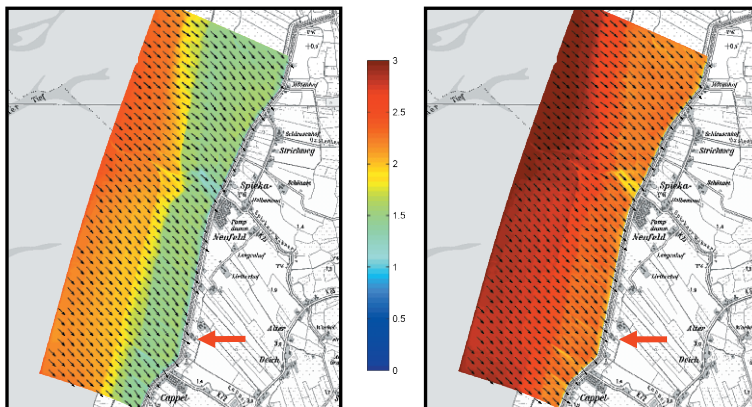


Abb. 67: Spektrale signifikante Wellenhöhen H_{m0} und mittlere Wellenangriffsrichtungen Θ im Modellgebiet vor dem Deich
(links: RWS = NN +6,25 m, rechts: RWS = NN +8,25 m)

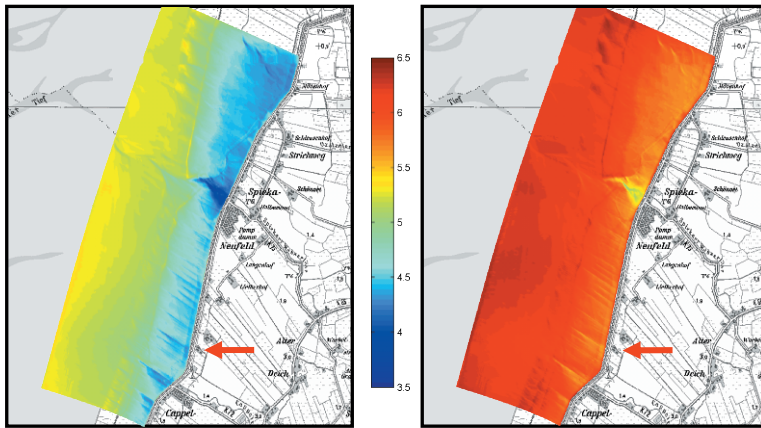


Abb. 68: Energieperioden $T_{m-1,0}$ im Modellgebiet vor dem Deich
(links: RWS = NN + 6,25 m, rechts: RWS = NN + 8,25 m)

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

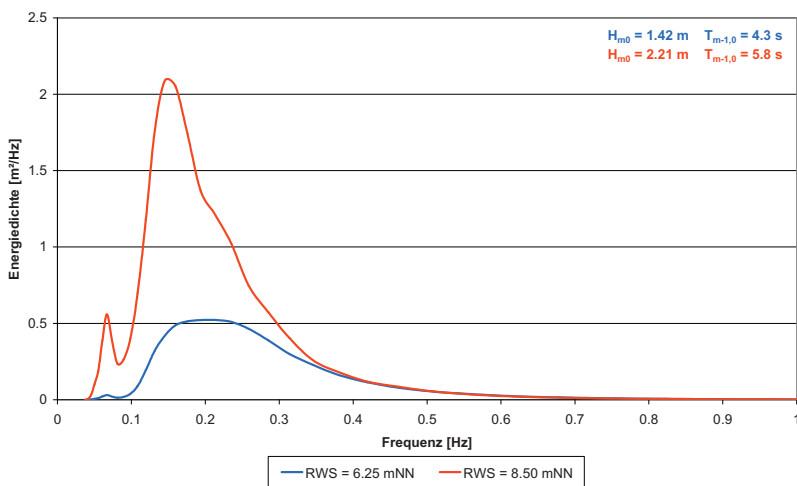


Abb. 69: Energiedichtespektren der Randszenarien am Deichfuß (Vorlanddeich)

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

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

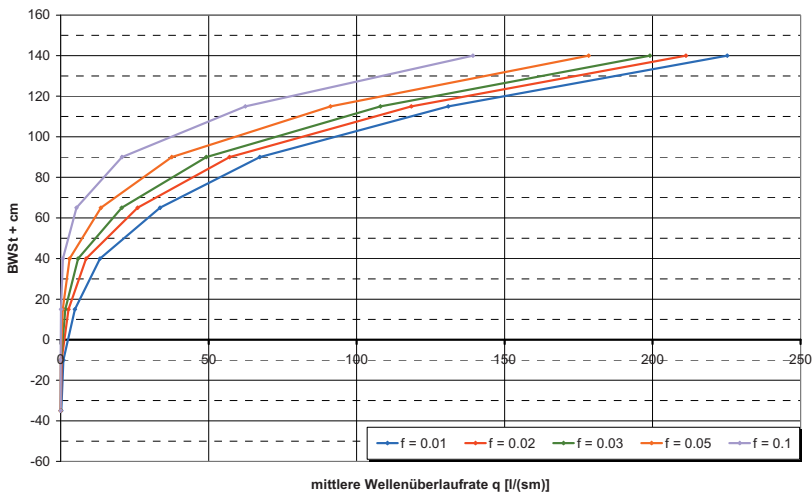


Abb. 70: Effekt steigender Wellenüberlauf rates auf die möglichen Höhen des vom Deich zu kehrenden Bemessungswasserstands (Beispiel: Vorlanddeich bei Cappel-Neufeld)

5.4 Zusammenfassende Bewertung des Konzepts

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

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

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

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

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

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

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

6. Zusammenfassung und Ausblick

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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