

**WAHRSCHEINLICHKEIT DES WELLENÜBERLAUFS AN DER KAJE  
EINES GEPLANTEN CONTAINERTERMINALS**

***PROBABILITY OF WAVE OVERTOPPING  
AT A CONTAINER TERMINAL IN PLANNING***

von

**Stephan MAI**

**Karl-Friedrich DAEMRICH**

**Claus ZIMMERMANN**

## ABSTRACT

Heights of harbour terminals depend on the statistics of expected future water levels, wave conditions and, where required, overtopping rates.

For the planned deepwater container terminal JadeWeserPort (JWP), a methodology is illustrated to determine the probability of overtopping rates on the basis of the statistical distributions of water levels and wind conditions (direction and velocity) and the related sea states.

The statistics of water levels was determined on the basis of homogenized data. Relating water levels to wind conditions, it could be shown, that there is no distinct correlation at the location of JWP. Even for high water levels no wind direction and velocity could be excluded. Therefore the complete (directional) distribution of wind had to be considered. A certain correlation, however, was introduced by distinguishing two classes of water levels.

Wave conditions (related to water levels, wind velocities and directions) were calculated with the numerical model SWAN, overtopping rates according to a design formula with freeboard, significant wave height, and wave direction as input parameters.

By linking the probabilities of water levels, wind velocities and directions, the overtopping rates are related to joint probabilities. Using these, the statistics of overtopping rates is calculated.

## ZUSAMMENFASSUNG

Grundlage der Festlegung von Kajenhöhen sind die Häufigkeiten von zukünftig zu erwartenden Wasserständen, Wellenbedingungen und ggf. seegangsbedingten Überlaufwassermengen.

Am Beispiel der Lokation des geplanten Tiefwasser-Containerhafens JadeWeserPort (JWP) wird die Methodik erläutert, bei der die Jährlichkeit von Überlaufwassermengen auf der Grundlage der statistischen Verteilungen von Wasserständen und Windbedingungen (Stärke und Richtung) mit dem zugehörigen Seegang, bestimmt wird.

Aus langjährigen Tidewasserstandsaufzeichnungen werden nach Homogenisierung die Eintrittswahrscheinlichkeiten extremer Wasserstände ermittelt. Für die Zuordnung von Wasserständen und Windbedingungen (bzw. den zugehörigen signifikanten Seegangsparametern) konnte gezeigt werden, dass für diese Lokation keine ausgeprägten Abhängigkeiten der Größen Wind und Wasserstand bestehen. Auch für hohe Wasserstände können keine Windrichtungen und -stärken ausgeschlossen werden. Somit muss die gesamte Windstärke- und Windrichtungsverteilung berücksichtigt werden. Eine gewisse Korrelation zwischen Wasserständen und Windparametern wurde aber insofern eingeführt, dass bei den Verteilungen der Windparameter zwei Wasserstandsklassen unterschieden wurden.

Die Seegangsbedingungen (in Abhängigkeit von Wasserständen, Windstärke und Windrichtungen) wurden mit dem numerischen Seegangsmodell SWAN berechnet. Die Berechnungen der mittleren Überlaufmengen erfolgen nach einer Bemessungsformel in Abhängigkeit von Wasserstand, Bauwerkshöhe, signifikanter Wellenhöhe und Anlaufriechung des Seegangs.

Durch die Verknüpfung der Wahrscheinlichkeiten der Wasserstände mit den Wahrscheinlichkeiten von Windgeschwindigkeiten und -richtungen wurden die Überlaufmengen mit Wahrscheinlichkeiten belegt und daraus Jährlichkeiten für Überlaufmengen an der Kaje ermittelt.

# INHALT

<b>1</b>	<b>VERANLASSUNG UND AUFGABENSTELLUNG</b>	<b>90</b>
<b>2</b>	<b>KONSTRUKTIVE UND MORPHOLOGISCHE RANDBEDINGUNGEN</b>	<b>90</b>
<b>3</b>	<b>WASSERSTÄNDE</b>	<b>90</b>
3.1	Allgemeines	90
3.2	Wasserstände am Pegel Wilhelmshaven	91
3.3	Wasserstände am Pegel Wangersiel und Bezug zum Pegel Wilhelmshaven	92
3.4	Jährlichkeiten der Wasserstände an der Lokation JWP	92
<b>4</b>	<b>WINDVERHÄLTNISSE BEI HOHEN WASSERSTÄNDEN</b>	<b>93</b>
4.1	Allgemeines	93
4.2	Windverhältnisse bei hohen Wasserständen in Wilhelmshaven	93
4.3	Verteilungsfunktionen der Windgeschwindigkeiten und –richtungen	94
<b>5</b>	<b>SEEGANG</b>	<b>95</b>
5.1	Modellierung des Seegangs in Jade und Weser	95
5.2	Seegangparameter für die Berechnung der Überlaufmenge der Kaje	98
<b>6</b>	<b>WELLENÜBERLAUF AN DER KAJE</b>	<b>99</b>
6.1	Allgemeines	99
6.2	Ergebnisse für glatte senkrechte Wände bei senkrechtem Wellenauflauf und langkämmigen Wellen	100
6.3	Einfluss der Wellenanlaufrichtung und der Richtungsstruktur des Seegangs	100
6.4	Einfluss der Ausbildung der Bauwerksvorderseite	101
6.5	Anmerkungen zur Verteilung des Überlaufs entlang des Bauwerks	101
6.6	Ergebnisse der Überlaufberechnungen für verschiedene Wasserstände, Windsituationen, Bauwerkshöhen und -ausführungen	101
6.7	Wahrscheinlichkeiten von Überlaufmengen	102
6.8	Ergänzende Anmerkungen	102
<b>7</b>	<b>ZUSAMMENFASSUNG</b>	<b>103</b>
<b>8</b>	<b>SCHRIFTTUM</b>	<b>103</b>

## ABBILDUNGSVERZEICHNIS

Abb. 1.1: Lage des JadeWeserPort im Jade-Weser-Ästuar	90
Abb. 3.1: Benachbarte Pegelstandorte und Windmessstationen des DWD und verfügbare Datenbasis	91
Abb. 3.2: Einzelwerte der jährlichen HThw und MThw und der 10-Jahresmittel am Pegel Wilhelmshaven	91
Abb. 3.3: Extremwasserstände am Pegel Wilhelmshaven mit und ohne Homogenisierung	91
Abb. 3.4: Vergleich der Jahres-HThw der Pegel Wangersiel und Wilhelmshaven (Zeitraum 1965-1988)	92
Abb. 3.5: Abgeleitete Jährlichkeiten der extremen Wasserstände am Pegel Wangersiel	92
Abb. 3.6: Jährlichkeiten der extremen Wasserstände am Pegel Wangersiel aus Daten des Zeitraums 1965 bis 1988	92
Abb. 3.7: Extremwasserstände am geplanten JWP-Terminal	93
Abb. 4.1: Windgeschwindigkeiten in Helgoland bei hohen Wasserständen am Pegel Wilhelmshaven	93
Abb. 4.2: Windrichtungen in Helgoland bei hohen Wasserständen am Pegel Wilhelmshaven	93
Abb. 4.3: Zuordnung von Wasserstandsklassen des Pegels Wilhelmshaven zu Windgeschwindigkeiten und Windrichtungen in Helgoland	94
Abb. 4.4: Verteilungen der Windgeschwindigkeiten bei hohen Sturmflutwasserständen ( $\geq$ NN +3,50 m) in Cuxhaven (Mai und Zimmermann, 2003)	95
Abb. 4.5: Verteilungen der Windgeschwindigkeiten bei Sturmflutwasserständen $\geq$ NN +2,50 m und $\leq$ NN +3,50 m in Cuxhaven (Mai und Zimmermann, 2003)	95
Abb. 5.1: Randbedingungen für die Seegangsberechnungen und Vergleich mit numerischen Berechnungen des DWD (signifikante Wellenhöhen) (Mai und Zimmermann, 2000)	95
Abb. 5.2: Randbedingungen für die Seegangsberechnungen und Vergleich mit numerischen Berechnungen des DWD (mittlere Wellenperioden) (Mai und Zimmermann, 2000)	95
Abb. 5.3: Seegang im großräumigen Jade-Weser-Modell (Beispiel: Wasserstand NN +4 m, Windgeschwindigkeit 16 m/s und Windrichtung 0°) (oben: signifikante Wellenhöhen, unten: mittlere Wellenperioden)	96
Abb. 5.4: Seegang im Ausschnittsmodell (Beispiel: Wasserstand NN +4 m, Windgeschwindigkeit 16 m/s und Windrichtung 0°)(oben: signifikante Wellenhöhen, unten: mittlere Wellenperioden)	97
Abb. 5.5: Lage des bauwerksnahen Berechnungspunktes	98
Abb. 5.6: Signifikante Wellenhöhe (Position 6)	98
Abb. 5.7: Mittlere Wellenperiode (Position 6)	98
Abb. 5.8: Mittlere Wellenanlaufrichtung (Position 6)	99
Abb. 6.1: Prinzipskizze zum Wellenüberlauf an Bauwerken mit senkrechter Vorderseite	99
Abb. 6.2: Wellenüberlauf am geplanten JWP-Terminal (Kaje) in Abhängigkeit von Windstärke und Windrichtung	101
Abb. 6.3: Veränderung der Überlaufmengen mit der Kajengestaltung (Beispiel: Windgeschwindigkeit 20 m/s, Wasserstand NN +5,0 m, Kajenhöhe NN +7,5 m)	102
Abb. 6.4: Wahrscheinlichkeiten der Wellenüberlaufmengen an einer glatten senkrechten Kaje für Höhenlagen der Kajenoberkante von NN +7,0 m und NN +7,5 m	102

## TAFELVERZEICHNIS

Tafel 6-1: Zusammenhang zwischen mittlerer und maximaler Überlaufmenge	103
--	-----

## SYMBOLVERZEICHNIS

$C_r$	=	Reflexionsgrad [-]	$\sigma_u$	=	Standardabweichung der Windgeschwindigkeit [m/s]
$H_i$	=	Höhe der einlaufenden Welle [m]	$\sigma_\theta$	=	Standardabweichung der Windrichtung [°]
$H_r$	=	Höhe der reflektierten Welle [m]			
$H_s$	=	signifikante Wellenhöhe [m]			
HThw	=	höchstes Tidehochwasser [mNN]			
MThw	=	mittleres Tidehochwasser [mNN]			
Q	=	dimensionslose Überlaufmenge [-]			
$R_c$	=	relativer Freibord [-]			
Thw	=	Tidehochwasser [mNN]			
$T_m$	=	mittlere Wellenperiode [s]			
a	=	Beiwert nach Owen [-]			
b	=	Beiwert nach Owen [-]			
g	=	Erdbeschleunigung [m/s <sup>2</sup> ]			
$p_{Thw}$	=	Wahrscheinlichkeitsdichte des Wasserstandes [1/m]			
$p_u$	=	Wahrscheinlichkeitsdichte der Windgeschwindigkeit [1/(m/s)]			
$p_\theta$	=	Wahrscheinlichkeitsdichte der Windrichtung [1/°]			
$p_{u, \theta}$	=	bedingte gemeinsame Eintrittswahrscheinlichkeit des Windes [1/(m/s)/°]			
$p_{Thw, u, \theta}$	=	gemeinsame Wahrscheinlichkeitsdichte von Wasserstand und Wind [1/m/(m/s)/°]			
q	=	Überlaufmenge [m <sup>3</sup> /m/s]			
u	=	Windschwindigkeit [m/s]			
$\beta$	=	signifikante Wellenanlaufrichtung [-]			
$\gamma$	=	Freibordabminderungsfaktor [-]			
$\gamma_{\beta\sigma}$	=	Beiwert für Wellenanlaufrichtung [-]			
$\gamma_{geom}$	=	Beiwert für bauwerksbedingte Abweichungen [-]			
$\theta$	=	Windrichtung [°]			
$\theta_s$	=	Seegangsrichtung [-]			
$\mu_u$	=	Mittelwert der Windgeschwindigkeit [m/s]			
$\mu_\theta$	=	Mittelwert der Windrichtung [°]			
$\sigma$	=	Breite der Energieverteilung um die mittlere Richtung [-]			

## 1 Veranlassung und Aufgabenstellung

Zur Ergänzung des Hafengebotes an der norddeutschen Nordseeküste wird bei Wilhelmshaven ein neuer Tiefwasser-Containerhafen geplant (Snippe, 2003).

Die Anlage soll etwa 8 km nördlich von Wilhelmshaven vor dem Voslapper Groden parallel zum Fahrinnenverlauf der Jade in nordwestlicher Richtung (etwa 347°) angeordnet werden. Eine Übersicht über die Lage und die geplante Ausdehnung gibt Abb. 1-1.

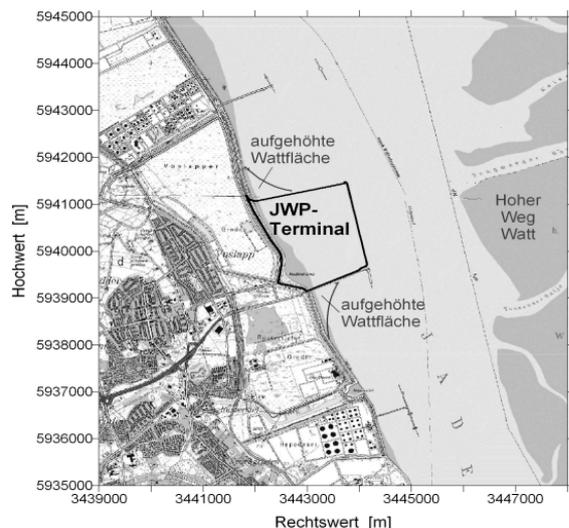


Abb. 1-1: Lage des JadeWeserPort im Jade-Weser-Ästuar

Für die Festlegung der Höhenlage der Kaje und des Betriebsgeländes ist nicht alleine die Wahrscheinlichkeit des Auftretens hoher Wasserstände von Bedeutung, sondern es müssen auch die dabei zu erwartenden Seegangsbedingungen berücksichtigt werden. Bei hohen Wasserständen und entsprechendem Seegang kann es zu Überlauf von Wasser kommen.

Die Festlegung der Höhenlage und die Bewertung der Gesamtkonzeption kann daher letztlich nur auf der Grundlage der Wahrscheinlichkeit von Wellenüberlaufmengen erfolgen.

Durch die Lage am Westufer des Ästuars ist der JadeWeserPort recht gut gegen Seegang aus den vorherrschenden Windlagen bei Sturmfluten mit hohen Wasserständen geschützt. Wegen der Richtungsabhängigkeit der Wellenüberlaufmengen ist es aber von ganz besonderer Bedeutung auch die selteneren nördlicheren Windrichtungen im statistischen Sinne ausreichend sicher in die Wahrscheinlichkeitsberechnungen einzubeziehen, um zu realistischen Aussagen zu gelangen.

## 2 Konstruktive und morphologische Randbedingungen

Nach den derzeitigen Planungen liegt die 1750 m lange Kaje in der Verlängerung der Niedersachsenbrücke (Richtung 334°) etwa parallel zum mittleren Verlauf des derzeitigen Fahrwassers (Entfernung rd. 1 km).

Die Sohle vor der Kaje soll auf SKN  $-18,00$  m liegen. Dies entspricht, bezogen auf SKN des Pegels Neuer Vorhafen, Wilhelmshaven, der Höhe NN  $-20,1$  m.

Die natürlichen Wassertiefen im Bereich der Fahrinne liegen bei NN  $-20,5$  m. Die Wattkante östlich des Fahrinnenbereichs liegt etwa 2 km entfernt. Das Ästuarwattengebiet „Hoher Weg“ hat großflächig Höhen um NN  $-0,75$  m bis NN  $+0,25$  m.

## 3 Wasserstände

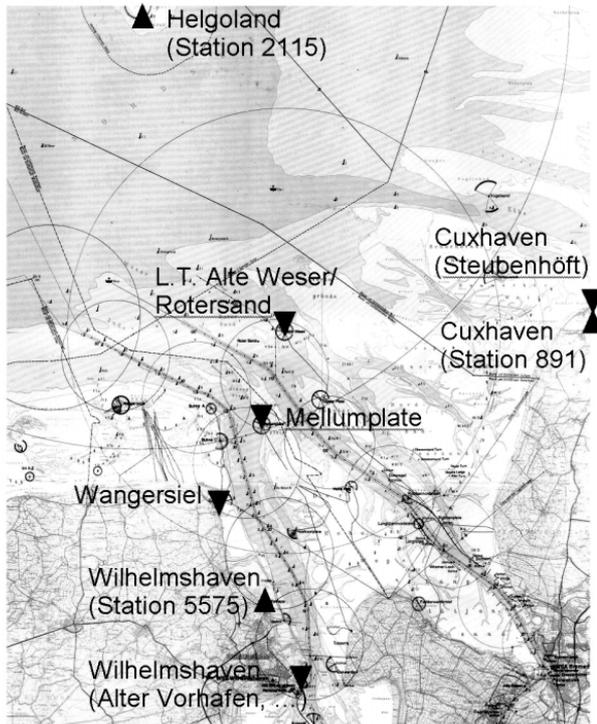
### 3.1 Allgemeines

Für die Festlegung der Höhe der Kajenkonstruktion sind primär die während Sturmflutereignissen zu erwartenden hohen Wasserstände zu berücksichtigen. Die darüber hinaus vorzusehende Freibordhöhe  $R_c$  ist, soweit nicht konstruktive Gesichtspunkte andere Werte bedingen, von den zulässigen seegangsbedingten Überlaufmengen  $q$  abhängig, und damit von den Windsituationen (Richtung und Stärke) bei Sturmfluten.

Da am geplanten Standort keine langjährigen Pegelmessungen vorliegen, wurden die zu erwartenden Wasserstände aus den Daten benachbarter Pegel hergeleitet. Die Standorte der für die Herleitung benutzten benachbarten Pegel Wilhelmshaven und Wangersiel sind, zusammen mit den weiteren im Großraum vorhandenen Pegeln und den Windmessstationen des DWD in Abb. 3-1 wiedergegeben.

Der geplante JadeWeserPort liegt etwa 9 km nördlich des Pegels Wilhelmshaven, und etwa 13 km südlich des Pegels Wangersiel. Die zu erwartenden Wasserstände werden durch lineare Interpolation proportional zu den Entfernungen bestimmt.

Da eine direkte Interpolation von Wasserständen einzelner Ereignisse wegen der unterschiedlichen Datenmengen nicht möglich ist, wird zunächst durch lineare Regression der an beiden Pegeln vorliegenden Daten eine funktionale Abhängigkeit aufgezeigt. Die für den Pegel Wilhelmshaven erarbeiteten Aussagen zu extremen Wasserständen werden dann über diese Abhängigkeit auf die Lokation JWP übertragen.



- ▲ DWD-Station
- ▼ Pegel (Wasserstand)  
BfG, WSD, NLO

**verwendete Datenbasis**

**Wilhelmshaven:**  
 jährliche HThw (1855-1998)  
 Terminwerte Wind (1950-1998)

**Wangersiel:**  
 Jährliche HThw (1965-1988)

**Helgoland:**  
 Terminwerte Wind (1952-1998)

**Cuxhaven:**  
 alle Thw (1950-2000)  
 Terminwerte Wind (1950-2000)

Abb. 3-1: Benachbarte Pegelstandorte und Windmessstationen des DWD und verfügbare Datenbasis

**3.2 Wasserstände am Pegel Wilhelmshaven**

Für den Pegel Wilhelmshaven liegen Jahres-HThw für den Zeitraum 1855 bis 1998 vor, Jahresmittel der Thw für den Zeitraum 1872 bis 1998 (Jensen, 1984; Gewässerkundliche Jahrbücher 1985-1998). Die Einzelwerte sind zusammen mit den laufenden 10-Jahresmitteln in Abb. 3-2 graphisch dargestellt. Die Bezugshöhen der verschiedenen Standorte des Pegels Wilhelmshaven sind in den Daten berücksichtigt.

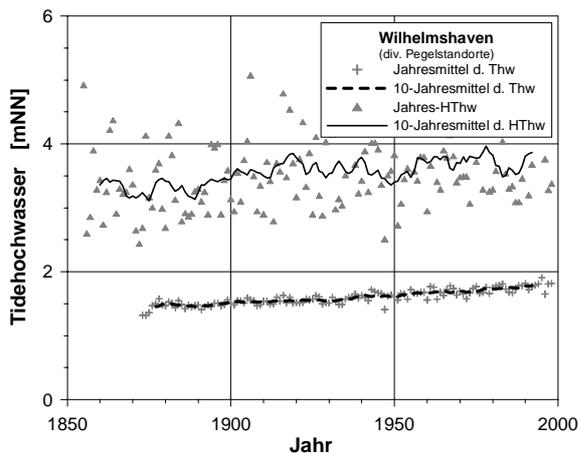


Abb. 3-2: Einzelwerte der jährlichen HThw und MThw und der 10-Jahresmittel am Pegel Wilhelmshaven

Zur Bewertung der Wasserstandsdaten und für die weitere Analyse extremer Wasserstände wurden die mittleren Anstiege des MThw und der HThw bestimmt

und die HThw-Werte auf das Jahr 2000 homogenisiert. Die Jährlichkeiten extremer Wasserstände wurde aus einer mit nichtlinearer Regression angepassten Verteilungsfunktion Log-Pearson 3 ermittelt (zur Methodik siehe Jensen et al., 2003). Die Ergebnisse sind graphisch und als Einzelwerte in Abb. 3-3 wiedergegeben. Zum Vergleich ist auch der Verlauf der Verteilungsfunktion nach GUMBEL sowie eine Anpassung nach Log-Pearson 3 an den nicht homogenisierten Datensatz angegeben.

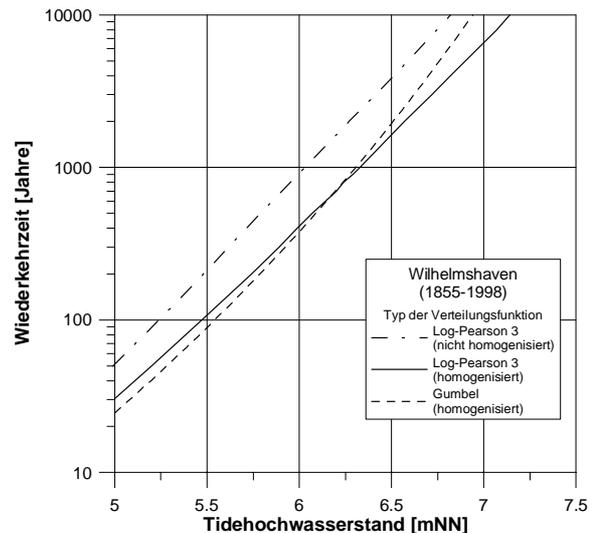


Abb. 3-3: Extremwasserstände am Pegel Wilhelmshaven mit und ohne Homogenisierung

Der bisher höchste gemessene Wasserstand am Pegel Wilhelmshaven (Seeschleuse) trat mit NN +5,23 m während der Sturmflut vom 16.2.1962 auf. Bezogen auf das Jahr 2000 wäre entsprechend dem mittleren Anstieg von 3,4 mm/a dieses Ereignis auf NN +5,36 m zu erwarten. Dies entspricht einer Eintrittswahrscheinlichkeit von etwa 1 mal in 75 Jahren.

### 3.3 Wasserstände am Pegel Wangersiel und Bezug zum Pegel Wilhelmshaven

Für den Pegel Wangersiel liegen Daten nur aus dem Zeitraum 1965 bis 1988 vor. In Abb. 3-4 sind die Daten dieses Zeitraums den entsprechenden Daten des Pegels Wilhelmshavens gegenübergestellt. Beide Datensätze sind nicht homogenisiert, was zur Herleitung der funktionalen Abhängigkeit jedoch auch nicht erforderlich ist. Durch lineare Regressionsrechnung wurde die folgende Abhängigkeit ermittelt:

$$HThw_{Wangersiel} = 0,865 HThw_{Wilhelmshaven} + 0,114 \text{ m}$$

Die nach diesem funktionalen Zusammenhang abgeleiteten Extremwasserstände für den Pegel Wangersiel sind in Abb. 3-5 dargestellt. Zum Vergleich und zur Absicherung wurden auch die sich durch direkte Nutzung der Daten des Pegels Wangersiel ergebenden Verteilungsfunktionen berechnet (Abb. 3-6). Die Ergebnisse weichen nur sehr wenig voneinander ab und bestätigen damit die Vorgehensweise.

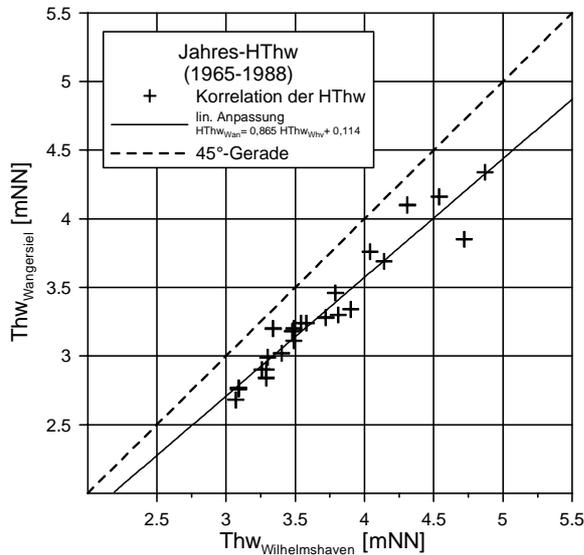


Abb. 3-4: Vergleich der Jahres-HThw der Pegel Wangersiel und Wilhelmshaven (Zeitraum 1965-1988)

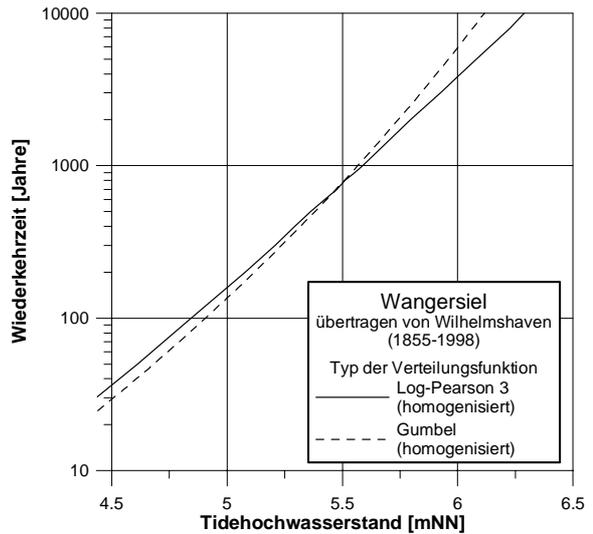


Abb. 3-5: Abgeleitete Jährlichkeiten der extremen Wasserstände am Pegel Wangersiel

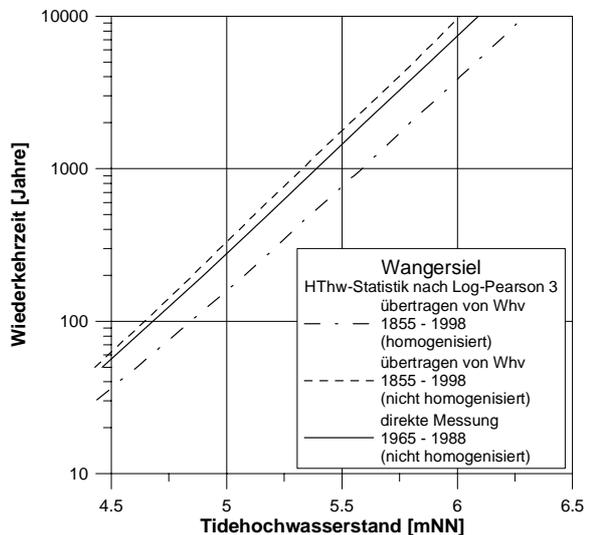


Abb. 3-6: Jährlichkeiten der extremen Wasserstände am Pegel Wangersiel aus Daten des Zeitraums 1965 bis 1988

### 3.4 Jährlichkeiten der Wasserstände an der Lokation JWP

Aus der auf das Jahr 2000 homogenisierten Datenreihe der Jahres-HThw-Werte des Pegels Wilhelmshaven und der daraus hergeleiteten Jahres-HThw des Pegels Wangersiel wurden durch lineare Interpolation entsprechend der Entfernungen zwischen der Lokation JWP und dem jeweiligen Pegel, die Jahres HThw an der Lokation JWP ermittelt. Als Verteilungsfunktion wurde wiederum Log-Pearson 3 zugrundegelegt. Die Ergebnisse sind in Abb. 3-7 graphisch dargestellt,

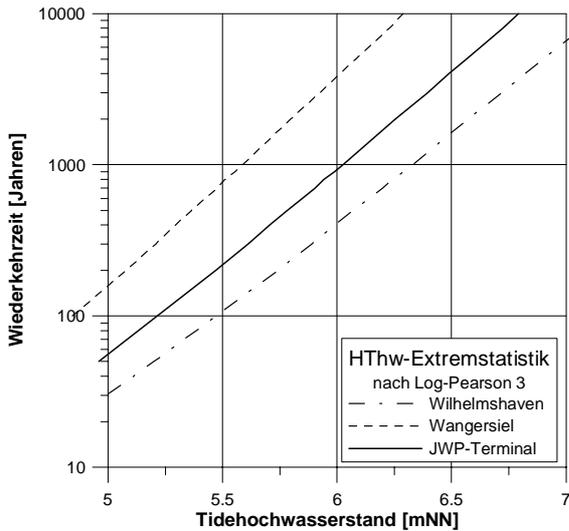


Abb. 3-7: Extremwasserstände am geplanten JWP-Terminal

## 4 Windverhältnisse bei hohen Wasserständen

### 4.1 Allgemeines

Sturmflutwasserstände im deutschen Nordseebereich sind im wesentlichen durch Windsysteme geprägt, die im küstennahen Bereich zu Windrichtungen Südwest bis Nord während hoher Wasserstände führen. Obwohl die Wellenrichtungen im Bereich des JadeWeserPort aus Gründen der Geometrie der Windwirkflächen bei westlichen Winden eher etwas nördlicher (bzw. bei nördlichen Winden etwas östlicher) zu erwarten sind, kann dennoch für die geplante Lage der Kaje davon ausgegangen werden, dass die für den Wellenüberlauf ungünstigsten Wellenrichtungen nicht bei den höchsten Wasserständen auftreten.

Da hohe Wasserstände nicht ganz bestimmten Windstärken und -richtungen im küstennahen Bereich zugeordnet werden können (wie in Kapitel 4.2 und 4.3 gezeigt wird), kann eine Aussage zur Wahrscheinlichkeit von Überlaufmengen nur unter Berücksichtigung der gesamten Bandbreite der bisher bei hohen Wasserständen eingetretenen Windparameter erfolgen. Im folgenden Kapitel werden zunächst die Windverhältnisse in Helgoland den Jahres-HThw in Wilhelmshaven gegenübergestellt. Zur funktionalen Beschreibung der Wahrscheinlichkeiten der Windsituationen nach Stärken und Richtungen in Bezug zum Wasserstand wird dann ein wesentlich umfangreicherer Wasserstandsdatensatz vom Pegel Cuxhaven verwendet, der alle Hochwasserereignisse  $\geq \text{NN} + 2,50 \text{ m}$  erfasst (nicht nur die Jahreshöchstwerte). Der Wind bei Helgoland wird weiterhin als repräsentativ für das Seegangsklima angesehen.

### 4.2 Windverhältnisse bei hohen Wasserständen in Wilhelmshaven

Die auf Helgoland gemessenen Windgeschwindigkeiten und Windrichtungen sind in Abb. 4-1 und Abb. 4-2 den Jahres-HThw-Werten in Wilhelmshaven gegenübergestellt. Das höchste Sturmflutereignis mit  $\text{NN} + 5,23 \text{ m}$  ist bei einer Windgeschwindigkeit von rd.  $23 \text{ m/s}$  und einer Richtung aus  $300^\circ$  aufgetreten. In der Klasse der Wasserstände  $\text{NN} + 4,5$  bis  $+5,0 \text{ m}$  sind aber auch Windgeschwindigkeiten von nur rd.  $12 \text{ m/s}$  aufgetreten und die Windrichtungen liegen in einem Sektor von  $270^\circ$  bis  $320^\circ$ .

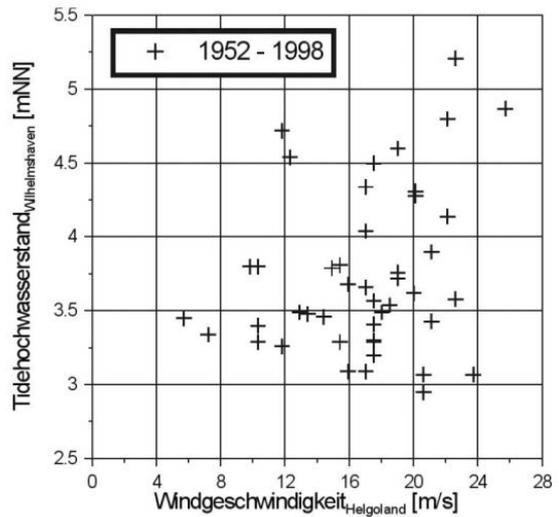


Abb. 4-1: Windgeschwindigkeiten in Helgoland bei hohen Wasserständen am Pegel Wilhelmshaven

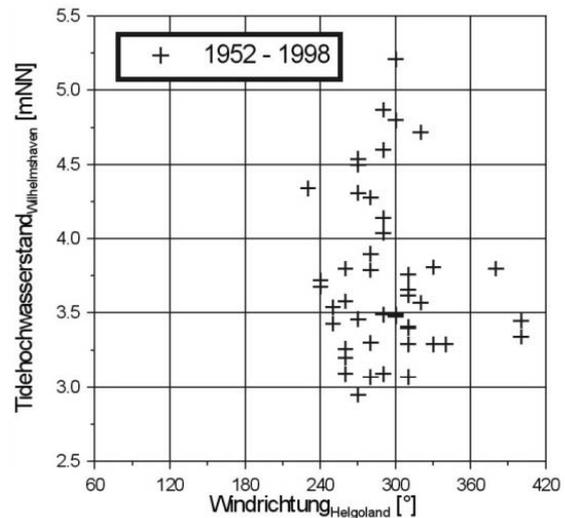


Abb. 4-2: Windrichtungen in Helgoland bei hohen Wasserständen am Pegel Wilhelmshaven

Auch die Zuordnung der Wasserstandsklassen zu Windrichtungen und -geschwindigkeiten in einem gemeinsamen Diagramm (Abb. 4-3) lässt keine korrelierte Abhängigkeit zwischen Wasserständen und Windparametern erkennen.

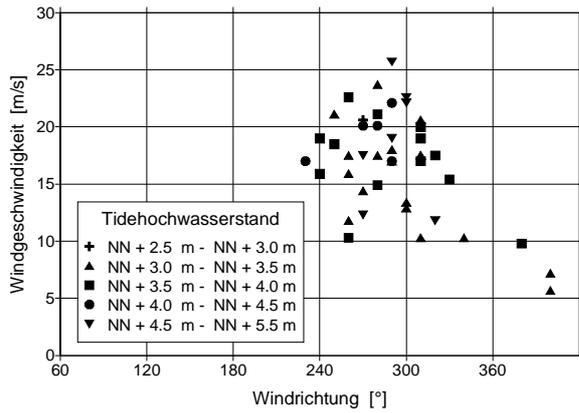


Abb. 4-3: Zuordnung von Wasserstandsklassen des Pegels Wilhelmshaven zu Windgeschwindigkeiten und Windrichtungen in Helgoland

Für die Berechnung von Jährlichkeiten des Wellenüberlaufs wird daher die bei hohen Wasserständen vorliegende statistische Verteilung der Werte unkorreliert den Wasserständen zugeordnet. Eine gewisse Korrelation wird nur insofern eingeführt, dass zwei Wasserstandsklassen (NN +2,50 bis +3,50 m und größer NN +3,50 m) unterschieden werden.

Da für den Pegel Wilhelmshaven die Windwerte nur für die Jahres-HThw-Werte vorliegen, werden zur Ermittlung von Verteilungsfunktionen die Windwerte zu den Zeitpunkten hoher Wasserstände in Cuxhaven zugrundegelegt. Für diesen Pegel liegen Daten aller Wasserstände ab NN + 2,50 m vor. Die zugehörigen Berechnungen sind in Kapitel 4.3 beschrieben.

### 4.3 Verteilungsfunktionen der Windgeschwindigkeiten und -richtungen

Wie in Kapitel 4.1 und 4.2 erläutert, werden die Windgeschwindigkeiten und Windrichtungen an der Messstation Helgoland bei Wasserständen  $\geq$  NN +2,50 m am Pegel Cuxhaven als unkorrelierte statistische Verteilungen für die weiteren Berechnungen der Jährlichkeiten von Überlaufmengen zugrundegelegt. Die Histogramme für die Ereignisse mit Wasserständen  $\geq$  NN +3,50 m sowie die angepassten Normalverteilungen sind in Abb. 4-4 dargestellt.

Zum Vergleich sind auch die entsprechenden Informationen zur Wasserstandsklasse NN +2,50 bis 3,50 m in Abb. 4-5 wiedergegeben, obwohl diese Wasserstände nicht zu bemessungsrelevanten Überlaufmengen führen.

Aus den Einzelwahrscheinlichkeiten der Wasserstands- und Windwerte ist dann die gemeinsame Wahrscheinlichkeitsdichte von Wasserstand und Wind wie folgt definiert (Mai und Zimmermann, 2003):

$$p_{Thw,u,\theta}(Thw,u,\theta) = p_{u,\theta}(u,\theta|Thw) p_{Thw}(Thw)$$

Wahrscheinlichkeitsdichte der Thw:

$$p_{Thw}(Thw) = \frac{d}{dThw} P_{Thw}(Thw)$$

Näherung der Wahrscheinlichkeitsdichte des Windes:

$$p_{u,\theta}(u,\theta|Thw) = p_u(u|Thw) p_\theta(\theta|Thw)$$

wobei

$p_{Thw,u,\theta}(Thw,u,\theta)$ : gemeinsame Wahrscheinlichkeitsdichte von Wasserstand und Wind

$p_{u,\theta}(u,\theta|Thw)$ : (von Thw) bedingte gemeinsame Eintrittswahrscheinlichkeit des Windes

$p_\theta(\theta|Thw)$ : (von Thw) bedingte Eintrittswahrscheinlichkeit der Windrichtung

$p_u(u|Thw)$ : (von Thw) bedingte Eintrittswahrscheinlichkeit der Windgeschwindigkeit

Näherung der bedingten Wahrscheinlichkeitsdichte der Windgeschwindigkeit (Normalverteilung):

$$p_u(u|Thw) = \frac{1}{\sqrt{2 \cdot \pi \cdot \sigma_u(Thw)}} \exp\left(-\frac{(u - \mu_u(Thw))^2}{2 \cdot \sigma_u^2(Thw)}\right) \quad (Gl. 5-1)$$

Näherung der bedingten Wahrscheinlichkeitsdichte der Windrichtung (Normalverteilung):

$$p_\theta(\theta|Thw) = \frac{1}{\sqrt{2 \cdot \pi \cdot \sigma_\theta(Thw)}} \exp\left(-\frac{(\theta - \mu_\theta(Thw))^2}{2 \cdot \sigma_\theta^2(Thw)}\right) \quad (Gl. 5-2)$$

Zur Bestimmung der Wahrscheinlichkeiten von Wellenüberlaufmengen werden zunächst Seegangsrechnungen für verschiedene Wasserstände, Windstärken und -richtungen durchgeführt. Mit den berechneten signifikanten Seegangsparametern (Wellenhöhe, -periode und -richtung) können dann Überlaufmengen berechnet werden. Durch Zuordnung von Wahrscheinlichkeiten zu einzelnen Berechnungsergebnissen kann dann die Gesamtwahrscheinlichkeit und damit Jährlichkeit von Überlaufmengen hergeleitet werden. Die Berechnungen der Seegangsbedingungen werden im folgenden Kapitel 5, die Grundlagen der Überlaufberechnungen in Kapitel 6 behandelt.

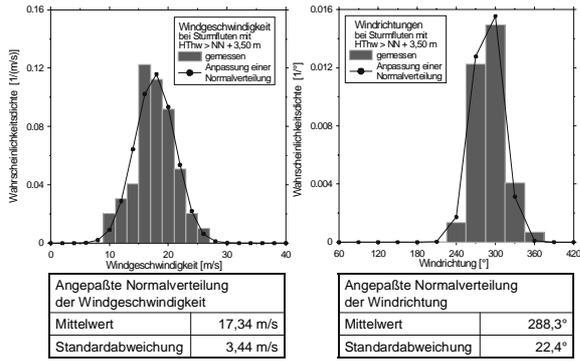


Abb. 4-4: Verteilungen der Windgeschwindigkeiten bei hohen Sturmflutwasserständen ( $\geq$  NN +3,50 m) in Cuxhaven (Mai und Zimmermann, 2003)

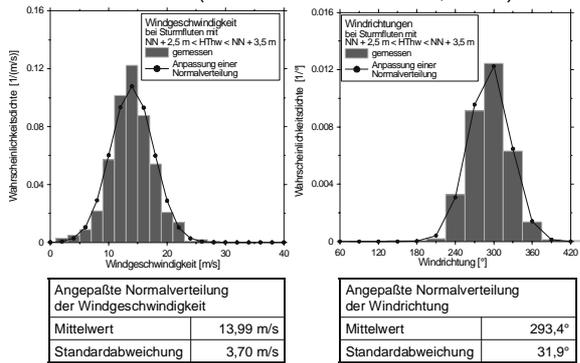


Abb. 4-5: Verteilungen der Windgeschwindigkeiten bei Sturmflutwasserständen  $\geq$  NN +2,50 m und  $\leq$  NN +3,50 m in Cuxhaven (Mai und Zimmermann, 2003)

## 5 Seegang

### 5.1 Modellierung des Seegangs in Jade und Weser

Da Seegangsmessungen im Bereich des JadeWeserPort nicht im erforderlichen Umfang und insbesondere nicht für die bei der Bewertung der Wahrscheinlichkeit des Wellenüberlaufs entscheidenden hohen Wasserstände vorliegen, wurden umfangreiche Seegangsberechnungen auf der Grundlage des numerischen Modells „Shallow Waves Near Shore“ SWAN (Ris, 1997) durchgeführt. Dazu wurde zunächst ein großräumiges Jade-Weser-Modell mit Gitterweiten von 100 m erstellt, aus dem die Randwerte an ein Detailmodell mit 10 m Auflösung übergeben werden. Die Ausdehnung der Modelle ist in Abb. 5-3 und Abb. 5-4 dargestellt.

Randwerte des Seegangs wurden windgeschwindigkeitsabhängig auf theoretisch/empirischer Grundlage einer Seegangsvorhersage für einfache Windfelder nach der im Shore Protection Manual (CERC, 1984) beschriebenen Methode unter Annahme einer Windwirklänge von 200 km bestimmt. Ein Vergleich der im Modell verwendeten signifikanten Wellenhöhen und mittleren Wellenperioden mit Ergebnissen von großräumigen Seegangsberechnungen des DWD für die Nordsee ist in Abb. 5-2 und 5-3 vorgenommen.

Die Berechnungen erfolgten für Wasserstände von NN +1 m, NN +2 m, NN +3 m, NN +4 m, NN +5 m und NN +6 m sowie Winde mit Geschwindigkeiten von 16 m/s, 20 m/s, 24 m/s, 28 m/s und 32 m/s aus Richtungen von 0°, 30°, 60°, 90°, 120°, 150°, 180°, 210°, 240°, 270°, 300° und 330°.

Ein Beispiel der Seegangssimulation ist für einen Wasserstand NN +4 m, Windgeschwindigkeit 16 m/s und Windrichtung 0° (Nord) in Abb. 5-3 für das Jade-Weser-Modell und in Abb. 5-4 für das Ausschnittsmodell dargestellt.

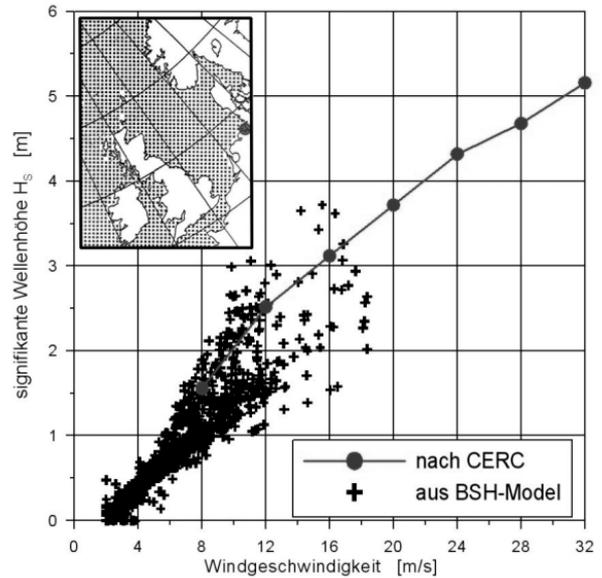


Abb. 5-1: Randbedingungen für die Seegangsberechnungen und Vergleich mit numerischen Berechnungen des DWD (signifikante Wellenhöhen) (Mai und Zimmermann, 2000)

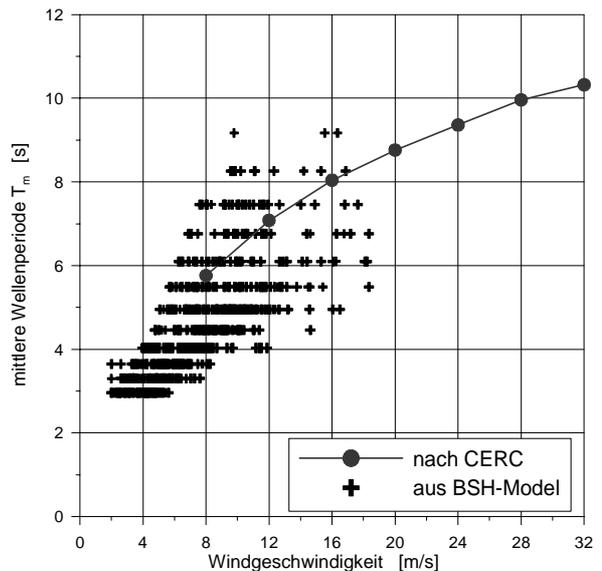


Abb. 5-2: Randbedingungen für die Seegangsberechnungen und Vergleich mit numerischen Berechnungen des DWD (mittlere Wellenperioden) (Mai und Zimmermann, 2000)

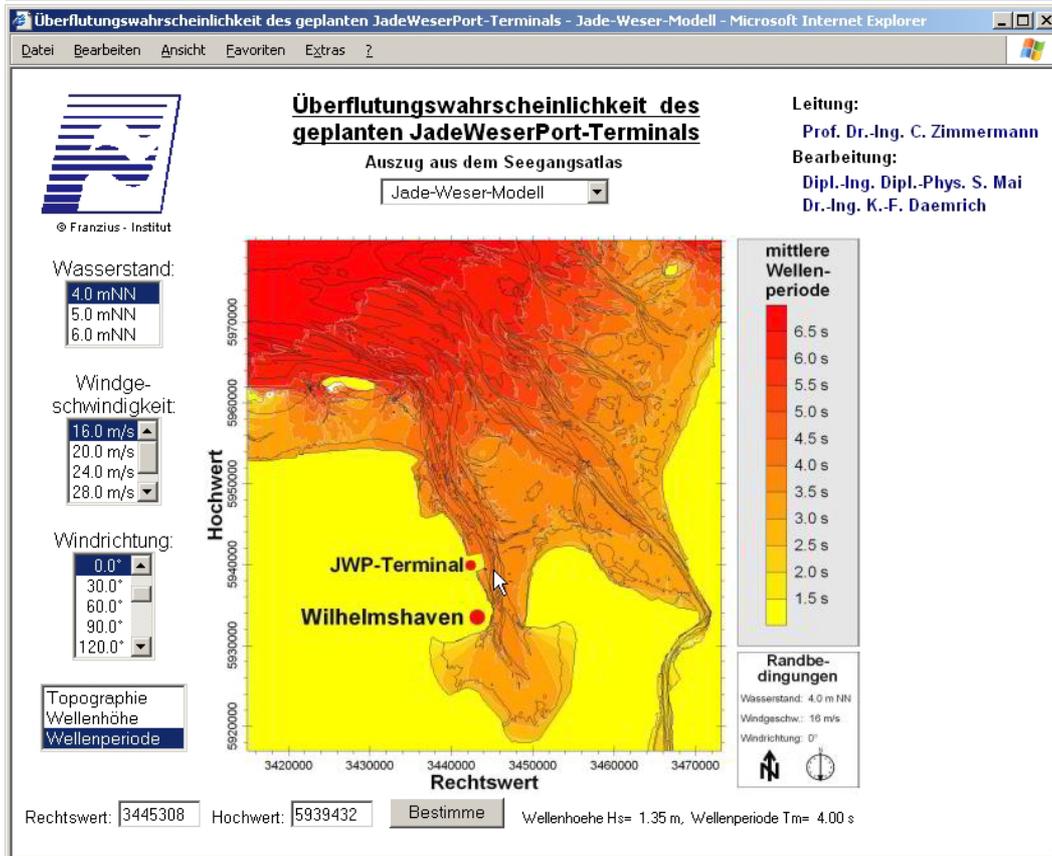
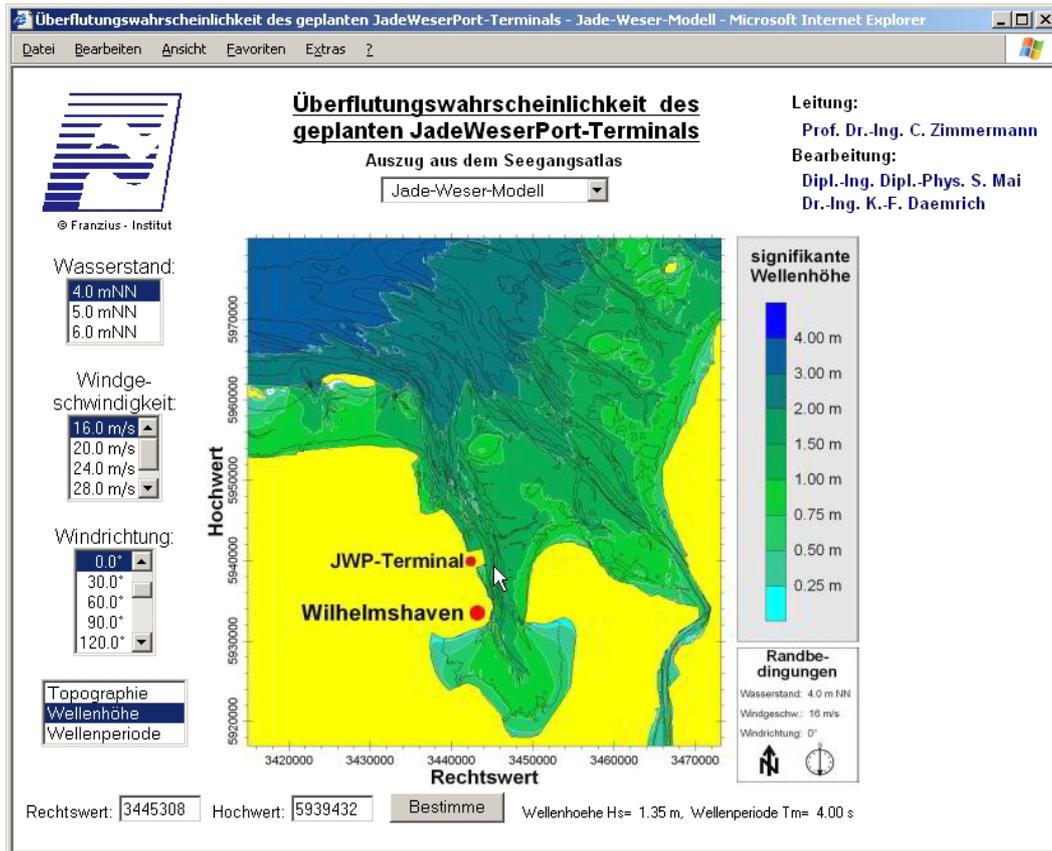


Abb. 5-3: Seegang im großräumigen Jade-Weser-Modell (Beispiel: Wasserstand NN +4 m, Windgeschwindigkeit 16 m/s und Windrichtung 0°) (oben: signifikante Wellenhöhen, unten: mittlere Wellenperioden)

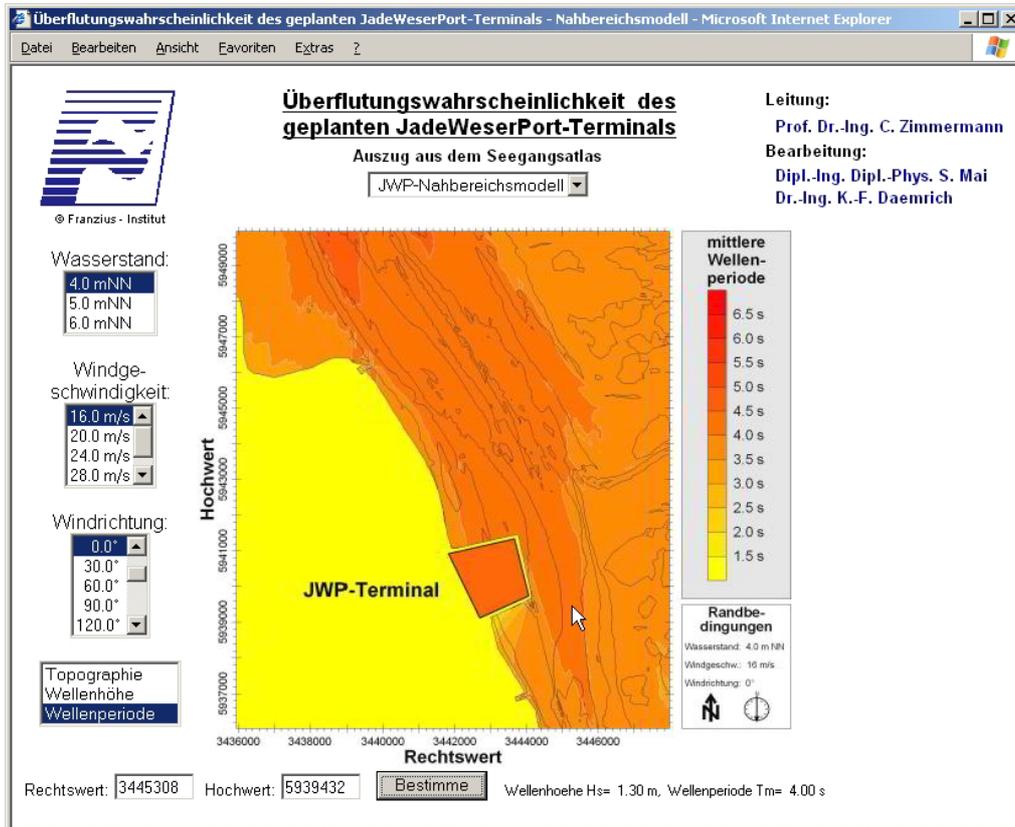
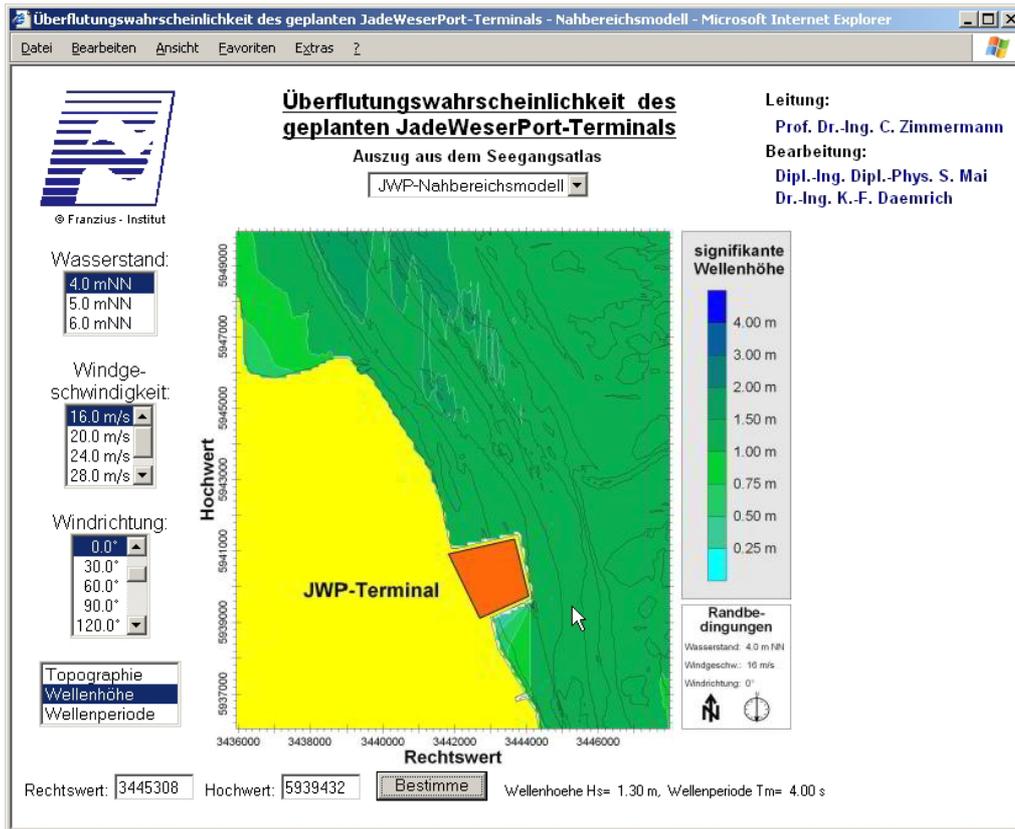


Abb. 5-4: Seegang im Ausschnittmodell (Beispiel: Wasserstand NN +4 m, Windgeschwindigkeit 16 m/s und Windrichtung 0°)(oben: signifikante Wellenhöhen, unten: mittlere Wellenperioden)

### 5.2 Seegangparameter für die Berechnung der Überlaufmenge der Kaje

Aus dem Nahbereichsmodell ergeben sich die Seegangsbedingungen an der geplanten Kaje. Für die Nord-Ost-Ecke der Kaje (Abb. 5-5) werden diese in den Abbildungen 5-6 bis 5-8 exemplarisch für verschiedene Windgeschwindigkeiten bei einem Wasserstand von NN + 5 m (oben) und für verschiedene Wasserstände bei einer Windgeschwindigkeit von 20 m/s (unten) dargestellt.

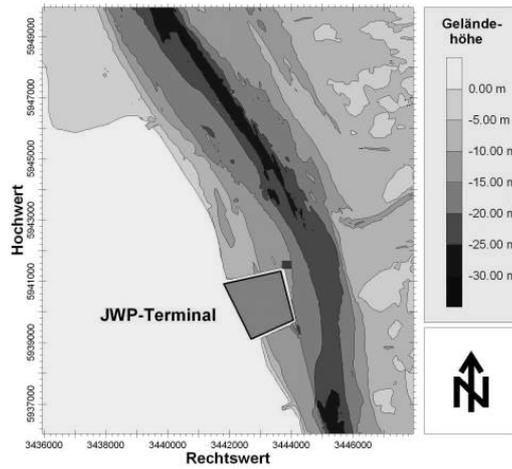


Abb. 5-5: Lage des bauwerksnahen Berechnungspunktes

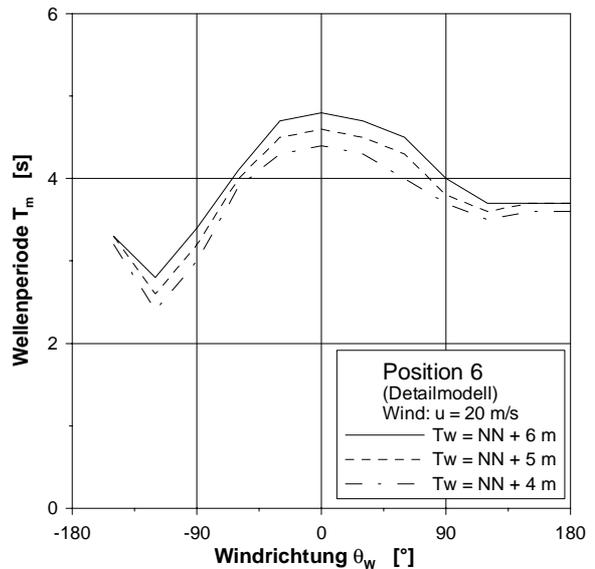
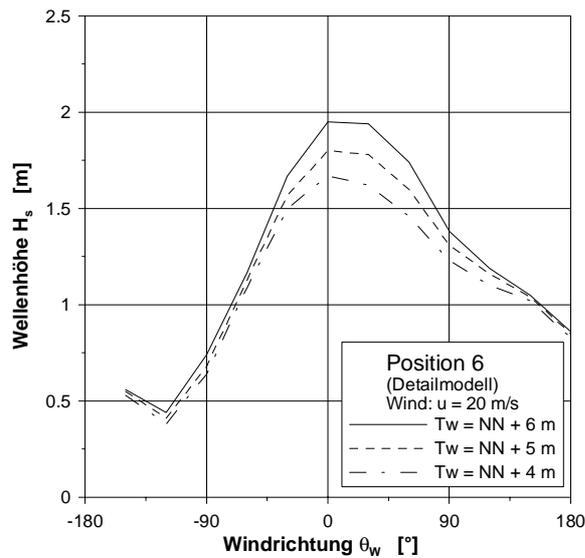
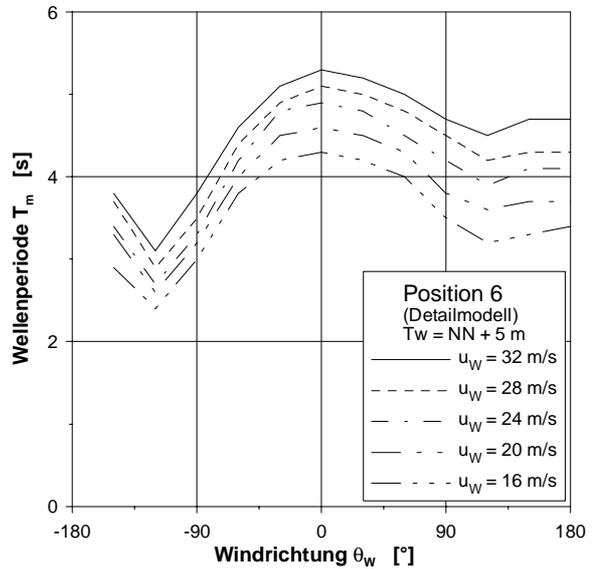
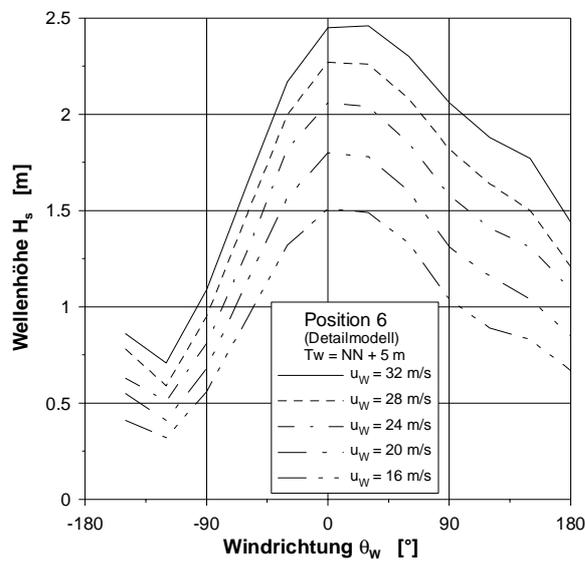


Abb. 5-6: Signifikante Wellenhöhe (Position 6)  
 Oben: bei verschiedenen Windgeschwindigkeiten (Wasserstand NN + 5 m)  
 Unten: bei verschiedenen Wasserständen (Windgeschwindigkeit 20 m/s)

Abb. 5-7: Mittlere Wellenperiode (Position 6)  
 Oben: bei verschiedenen Windgeschwindigkeiten (Wasserstand NN + 5 m)  
 Unten: bei verschiedenen Wasserständen (Windgeschwindigkeit 20 m/s)

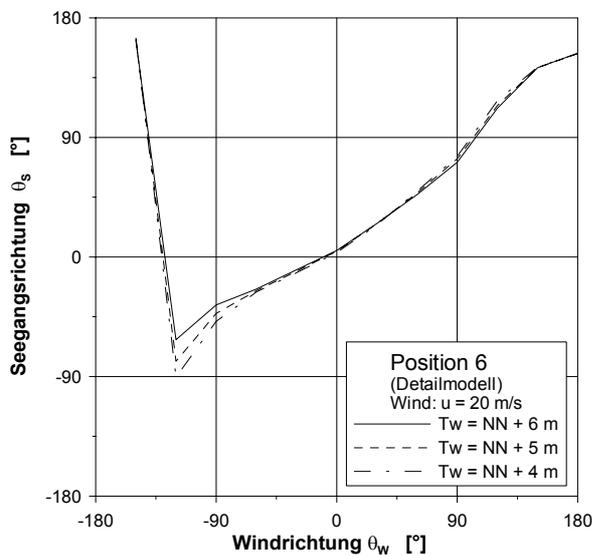
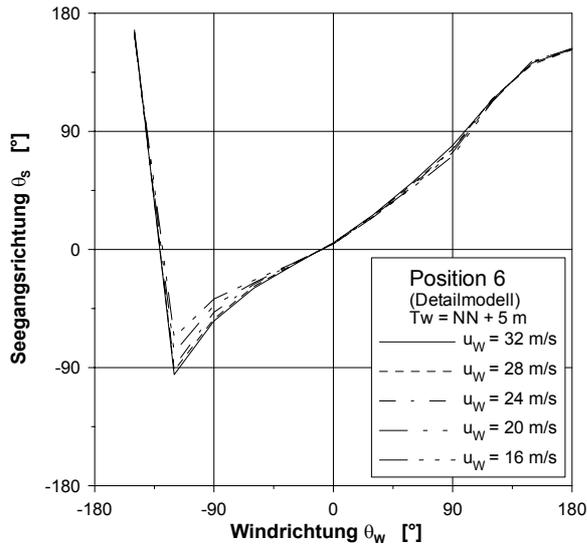


Abb. 5-8: Mittlere Wellenanaufrichtung (Position 6)  
 Oben: bei verschiedenen Windgeschwindigkeiten  
 (Wasserstand NN +5 m)  
 Unten: bei verschiedenen Wasserständen (Windgeschwindigkeit 20 m/s)

## 6 Wellenüberlauf an der Kaje

### 6.1 Allgemeines

An Bauwerken, die dem Seegang ausgesetzt sind, werden Wellen reflektiert. Durch die Reflexion findet eine verstärkte Wasserbewegung und Auslenkung der Oberfläche statt. Wenn die Wasserspiegelauslenkungen höher sind als der Abstand zwischen Ruhewasserspiegel und Bauwerksoberkante (auch als Freibord  $R_c$  bezeichnet) wird es zum Überlauf von Wasser (overtopping) kommen (s. a. Abb. 6-1).

Die Intensität der Wasserspiegelauslenkung an einem Bauwerk ist abhängig vom Reflexionsgrad  $C_r$ , der das Verhältnis der Höhe der reflektierten Welle  $H_r$  zur Höhe der einlaufenden Welle  $H_i$  angibt:

$$C_r = \frac{H_r}{H_i} \quad (\text{Gl. 6-1})$$

An senkrechten glatten Wänden findet Totalreflexion statt (Reflexionsgrad  $C_r \approx 1$ ) und damit etwa eine Verdoppelung aller Wasserspiegelauslenkungen an der Reflexionsstelle. Geböschte Bauwerke oder Bauwerke mit nicht ebener und nicht senkrechter Vorderseite haben geringere Reflexionsgrade.

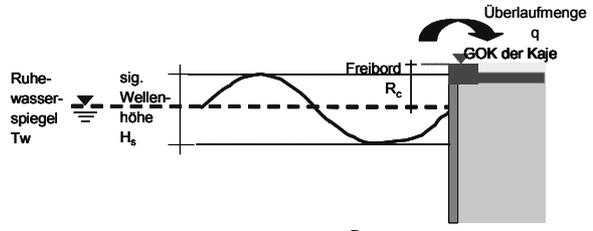


Abb. 6-1: Prinzipskizze zum Wellenüberlauf an Bauwerken mit senkrechter Vorderseite

Die Menge des durch ein Wellenereignis hervorgerufenen Wasserüberlaufs ist zunächst abhängig von den Wellenparametern und der Wellenanaufrichtung. Sie wächst überproportional mit der Wellenhöhe, ebenso mit kleiner werdendem Freibord, ist aber auch von der Formgebung der Bauwerksvorderseite abhängig. So können die Überlaufmengen in gewissen Grenzen z.B. durch Umlenken der Strömungen am Bauwerk vermindert werden.

Die Überlaufmengen selbst werden meist als mittlere Mengen  $q$  [ $\text{m}^3/\text{m/s}$ ] angegeben. Zur Wiedergabe von Untersuchungsergebnissen aus hydraulischen Modellversuchen oder theoretisch/empirischen Untersuchungen ist es günstig die dimensionslose Überlaufmenge

$$Q = \frac{q}{\sqrt{g \cdot H_s^3}} \quad (\text{Gl. 6-2})$$

sowie den relativen Freibord  $R_c/H_s$  einzuführen. Hierbei ist  $H_s$  die signifikante Wellenhöhe ( $H_{1/3}$  oder  $H_{m0}$ ).

Die Überlaufmengen können nur auf der Grundlage von Untersuchungen in unregelmäßigen Wellen bestimmt werden. Ergebnisse aus Untersuchungen mit regelmäßigen Wellen können zwar zur Problematik der Überlaufvolumen einzelner Wellen gute Hinweise geben, hinsichtlich mittlerer Überlaufmengen in natürlichem Seegang ist in jedem Fall die statistische Verteilung der individuellen Wellenhöhen zu berücksichtigen.

Es ist weiterhin anzumerken, dass alle vorliegenden Untersuchungen aus dem Schrifttum mit unregelmäßigen Wellen für relativ tiefes Wasser keine signifikante Abhängigkeit von den Wellenperioden aufweisen.

Im neueren Schrifttum werden Ergebnisse zum Wellenüberlauf an senkrechten Bauwerken als Funktion

des relativen Freibords  $R_c/H_s$  dargestellt. Mit der Annahme einer exponentiellen Abhängigkeit, die auf OWEN (1980) zurückgeht, können Ergebnisse dann in der Form

$$Q = a \cdot \exp\left(b \cdot \frac{R_c}{H_s}\right) \quad (\text{Gl. 6-3})$$

dargestellt werden, wobei die Beiwerte  $a$  und  $b$  durch Regressionsrechnungen aus gemessenen Daten ermittelt werden. Mit logarithmischer Ordinatenachse ergeben sich die Funktionen dann als Geraden. Im Einzelfall, insbesondere bei nicht ebenen Bauwerksvorderseiten, können Abweichungen von diesen Funktionstypen auftreten.

Weitere den Wellenüberlauf beeinflussende Faktoren, wie Wellenanlaufrichtung oder Abweichungen von der senkrechten glatten Wand (bauwerksbedingte Modifikationen), werden durch Freibordabminderungsfaktoren  $\gamma$  berücksichtigt, so dass die umfassende Bemessungsformel die Form

$$Q = a \cdot \exp\left(\frac{b}{\gamma} \cdot \frac{R_c}{H_s}\right) \quad (\text{Gl. 6-4})$$

hat.

Die Beiwerte zur Berücksichtigung von Wellenanlaufrichtung  $\gamma_{\beta\sigma}$  und bauwerksbedingten Abweichungen  $\gamma_{\text{geom}}$  können multipliziert werden:

$$\gamma = \gamma_{\beta\sigma} \cdot \gamma_{\text{geom}} \quad (\text{Gl. 6-5})$$

## 6.2 Ergebnisse für glatte senkrechte Wände bei senkrechtem Wellenaufbau und langkämmigen Wellen

Die ersten Bemessungsdiagramme für den Wellenüberlauf an senkrechten Wänden wurden von Goda veröffentlicht (Goda, 1970, Goda, 1985 und 2000). Da diese Ergebnisse aus Modellversuchen mit geneigten Sohlen (1 : 10, 1 : 30) gewonnen wurden und in tiefem Wasser deutlich niedrigere Ergebnisse liefern als alle später durchgeführten Untersuchungen mit horizontaler Sohle, werden sie im Rahmen dieser Untersuchungen nicht weiter berücksichtigt.

Im Jahr 1989 wurden am Franzius-Institut Modellversuche mit unregelmäßigem, langkämmigem Seegang für Hochwasserschutzwände in Hamburg durchgeführt (Daemrich, 1991). Die Ergebnisse wurden später auch in der von Owen vorgeschlagenen Form analysiert und veröffentlicht (Daemrich und Mathias, 1999a und b; Daemrich, 1999). Danach ergibt sich für senkrechten Wellenanlauf der Wellenüberlauf (dimensionslos) zu

$$Q = 0,053 \cdot \exp\left(-2,44 \cdot \frac{R_c}{H_s}\right) \quad (\text{Gl. 6-6})$$

Sehr umfangreiche Untersuchungen zum Wellenüberlauf an senkrechten Wellenbrechern fanden auch im Rahmen des europäischen Forschungsprojektes MAST2-MCS (monolithic coastal structures) statt (Franco et al., 1994 und 1995; Franco und Franco, 1999). Für senkrechten Wellenanlauf wird für den Referenzfall (langkämmiger Seegang) die folgende Bemessungsformel angegeben:

$$Q = 0,082 \cdot \exp\left(-3,0 \cdot \frac{R_c}{H_s}\right) \quad (\text{Gl. 6-7})$$

obwohl auch ein umfangreicher Datensatz von Messungen am Danish Hydraulic Institute in die Untersuchungen eingeht, der durch die Abhängigkeit

$$Q = 0,048 \cdot \exp\left(-2,54 \cdot \frac{R_c}{H_s}\right) \quad (\text{Gl. 6-8})$$

gekennzeichnet ist, und damit gut mit den Ergebnissen der Messungen des Franzius-Instituts an Polderwänden übereinstimmt.

Da die Bemessungsformel nach Gleichung 6.6 mit den umfangreichsten Datensätzen abgesichert ist, wird sie im Folgenden zur Berechnung der Überlaufmengen verwendet.

## 6.3 Einfluss der Wellenanlaufrichtung und der Richtungsstruktur des Seegangs

Da die umfangreichsten Untersuchungen zu dieser Thematik ebenfalls im Rahmen des Forschungsprojektes MAST2-MCS durchgeführt wurden, werden die dort aufgezeigten Abhängigkeiten für die weiteren Berechnungen zugrundegelegt. Zur Absicherung wurden mit den Originaldaten Plausibilitätskontrollen und Vergleiche mit anderen Messungen und weiteren Ergebnissen aus dem Schrifttum vorgenommen.

Für natürlichen kurzkämmigen Seegang wird in FRANCO et al., 1995 und FRANCO und FRANCO, 1999 der Beiwert  $\gamma_{\beta\sigma}$ , der den Einfluss der Kurzkämmigkeit ( $\sigma$  ist ein Maß für die Breite der Energieverteilung um die mittlere Richtung) und der signifikanten Wellenanlaufrichtung (hier mit  $\beta$  bezeichnet) auf die Überlaufmenge gegenüber dem Referenzwert für langkämmigen Seegang bei Wellenanlauf senkrecht zum Bauwerk (Gl. 6.6) angibt, wie folgt zur Bemessung empfohlen:

$$\begin{aligned} \text{Anlaufrichtung } \beta & & \gamma_{\beta\sigma} &= 0,83 \\ \text{zwischen } 0^\circ \text{ und } 20^\circ: & & & \end{aligned} \quad (\text{Gl. 6-9})$$

$$\text{Anlaufrichtung } \beta > 20^\circ: \quad \gamma_{\beta\sigma} = 0,83 \cdot \cos \beta$$

### 6.4 Einfluss der Ausbildung der Bauwerksvorderseite

Die vorgenannten Bemessungsformeln gelten für senkrechte glatte Wände. In Abhängigkeit von der Ausbildung der Bauwerksvorderseite kann durch Reflexionsabminderung das Wellenfeld unmittelbar vor der Wand abgemindert werden oder der Überlaufvorgang kann durch Umlenkung beeinflusst werden. Die wesentlichen Beeinflussungen sind im Bereich der „Wellenwechselzone“, also um den Ruhewasserstand im Bemessungsfall, zu erwarten. Die Auswirkung auf den Überlauf wird auch in diesen Fällen durch einen Freibordreduktionsfaktor, hier mit  $\gamma_{geom}$  bezeichnet, in die Bemessungsformel eingebracht.

Aus dem Schrifttum liegen einige Versuchsergebnisse für Sonderformen vor (Franco et al., 1994 und 1995; Franco und Franco, 1999). Gegenüber der Bezugsform senkrechte Wand wurden z.B. die folgenden  $\gamma_{geom}$ -Werte angegeben (Franco et al., 1995):

Umlenknahe an der Wandoberkante  $\gamma_{geom} = 0,94$

Perforation der Vorderseite mit rechteckigen Öffnungen  $\gamma_{geom} = 0,82$

Sehr starke Reduzierungen der Überlaufmengen können naturgemäß von überbauten Böschungen mit der Sonderform „Wellenkammer“ erwartet werden. So wurden in Modellversuchen Beiwerte bis etwa  $\gamma_{geom} = 0,6$  gemessen. Die Werte gelten unter ganz bestimmten Bedingungen von Wellenparametern, Freibord und signifikanten Abmessungen und können nur durch hydraulische Modellversuche sicher ermittelt werden. Um die Größenordnung aufzuzeigen werden hier Vergleichsrechnungen mit einem Beiwert  $\gamma_{geom} = 0,7$  vorgenommen.

Die Berechnungen für die Kajenanlage des JadeWeserPort wurden für alle Wellen- und Wasserstandskombinationen für eine senkrechte Wand als ungünstigsten Fall durchgeführt. Für ausgewählte Randbedingungen wurden zum Vergleich Berechnungen mit Beiwerten für unterschiedliche Bauwerksfronten durchgeführt.

### 6.5 Anmerkungen zur Verteilung des Überlaufs entlang des Bauwerks

Bei allen Berechnungen wird im Folgenden von gleichmäßigen mittleren Wellenbedingungen an der Kaikonstruktion ausgegangen. Insbesondere bei sehr schrägen Anlaufrichtungen sind die Wasserspiegelauslenkungen entlang des Bauwerks nicht gleichmäßig, sondern durch Diffraktionseffekte im Reflexionsbereich beeinflusst. Dabei können in Teilbereichen Wasserspiegelauslenkungen von mehr als dem doppelten der anlaufenden Wellen auftreten (dieses Verhalten wird häufig auch als Mach-Reflexion bezeichnet, s. a. Berger, 1976; Daemrich et al., 1983; Daem-

rich, 1996). Am luvseitigen Ende der Kaje sind dann die Wasserspiegelauslenkungen deutlich geringer. Grundsätzlich hat auch die Ausbildung des luvseitigen Bauwerkendes einen „örtlichen“ Einfluss auf die Überlaufmengen. Unterschiedliche Überlaufmengen entlang eines Bauwerks sind von hydraulischen Modellversuchen her bekannt. Tendenzen von solchen Veränderungen können gegebenenfalls theoretisch abgeschätzt werden.

### 6.6 Ergebnisse der Überlaufberechnungen für verschiedene Wasserstände, Windsituationen, Bauwerkshöhen und -ausführungen

Auf der Grundlage der Seegangsberechnungen wurden mit der in FRANCO und FRANCO (1999) empfohlenen Bemessungsformel (Gl. 6-7) unter Berücksichtigung des Einflusses der Wellenanlaufrichtung (siehe Gl. 6-4) mittlere Überlaufmengen  $q$  [ $m^3/m/s$ ] berechnet. Als Beispiel sind zunächst in Abb. 6-2 die Ergebnisse der Berechnungen für eine angenommene Kajenhöhe von NN +7,5 m bei einem Wasserstand von NN +5,0 m dargestellt.

Die größte Überlaufmenge tritt bei einer Windrichtung von  $60^\circ$  auf. Bei der mittleren gemessenen Windrichtung während Wasserständen  $\geq$  NN +3,5 m von rd.  $290^\circ$  ( $-70^\circ$ ) werden auch bei der höchsten untersuchten Windgeschwindigkeit von 32 m/s Mengen von  $<10^{-7} m^3/m/s$  oder  $10^{-4} l/m/s$  berechnet, die vernachlässigbar klein sind. Bei der nördlichsten gemessenen Windrichtung bei hohen Wasserständen von  $0^\circ$  (Nord) ist bei einer Windgeschwindigkeit von 32 m/s eine Überlaufmenge von  $2,5 \cdot 10^{-3} m^3/m/s$  entsprechend 2,5 l/m/s zu erwarten, schon bei der mittleren Geschwindigkeit von rd. 17,5 m/s nur noch etwa  $5 \cdot 10^{-4} m^3/m/s$  bzw. 0,5 l/m/s.

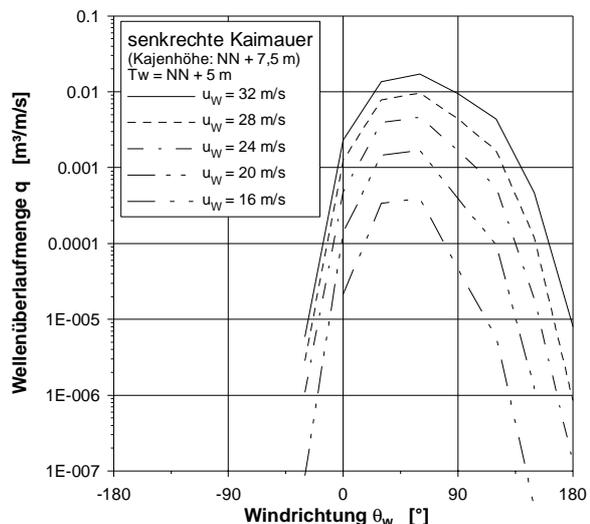


Abb. 6.2: Wellenüberlauf am geplanten JWP-Terminal (Kaje) in Abhängigkeit von Windstärke und Windrichtung

Diese Überlaufmengen reduzieren sich bei veränderter Kajengestaltung (Umlenknase, Perforation oder Wellenkammer), wie in Abb. 6-3 dargestellt. Dabei wurden Rechnungen für die folgenden Beiwerte von  $\gamma_{geom}$  durchgeführt:

- $\gamma_{geom} = 1,0$  (senkrechte glatte Wand),
- $\gamma_{geom} = 0,94$  (Umlenknase an der Wandoberkante, Plattenüberstand),
- $\gamma_{geom} = 0,82$  (Perforation der Wellenbrecher-vorderseite, Wellenabsorber)
- $\gamma_{geom} = 0,7$  (überbaute Böschung bzw. Wellenkammer)

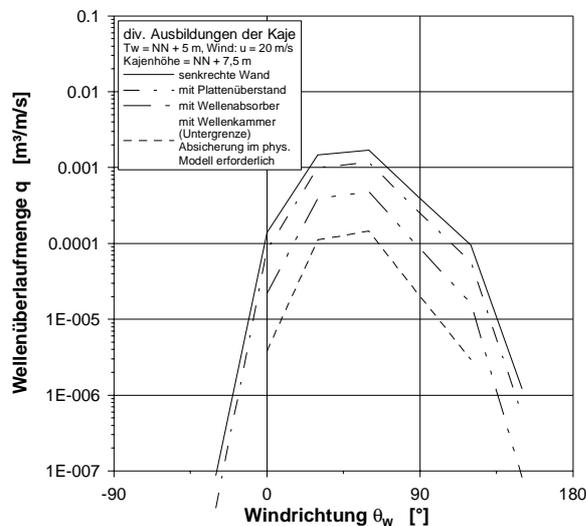


Abb. 6-3: Veränderung der Überlaufmengen mit der Kajengestaltung (Beispiel: Windgeschwindigkeit 20 m/s, Wasserstand NN +5,0 m, Kajenhöhe NN +7,5 m)

### 6.7 Wahrscheinlichkeiten von Überlaufmengen

Durch Zuordnung der in Kapitel 3 und 4 ermittelten Wahrscheinlichkeiten von Wind- und Wasserstandsereignissen als gemeinsame Wahrscheinlichkeiten zu den einzelnen berechneten Überlaufmengen kann deren Gesamtüberschreitungswahrscheinlichkeit ermittelt werden. Das Ergebnis ist für zwei angenommene Höhenlagen der Kaje von NN +7,0 m und NN +7,5 m in Abb. 6-4 graphisch dargestellt.

Geht man vom Verlauf der angepassten Verteilungskurven aus, tritt die vergleichsweise geringe Überlaufmenge von 0,0001 m<sup>3</sup>/m/s bzw. 0,1 l/m/s bei einer Höhenlage der Kaje von NN +7,0 m mit einer Eintrittswahrscheinlichkeit von 0,0006 (1 mal in rd. 1700 Jahren) auf, bei einer Höhenlage der Kaje von NN +7,5 m ist die Eintrittswahrscheinlichkeit nur 0,00015 (1 mal in rd. 6700 Jahren).

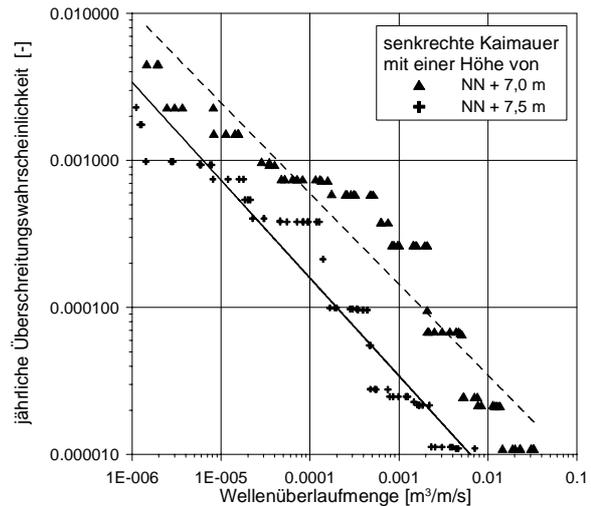


Abb. 6-4: Wahrscheinlichkeiten der Wellenüberlaufmengen an einer glatten senkrechten Kaje für Höhenlagen der Kajeoberkante von NN +7,0 m und NN +7,5 m

### 6.8 Ergänzende Anmerkungen

Zur Bewertung der Auswirkung bestimmter Überlaufmengen liegen aus dem Schrifttum zwei Quellen vor.

Nach japanischen Quellen wird von Goda (1985 und 2000) eine mittlere Überlaufmenge von 0,01 m<sup>3</sup>/m/s (10 l/m/s) als in Japan üblich angenommener Richtwert genannt, wenn dicht besiedelte hinterliegende Gebiete geschützt werden müssen. Für aus Beton bestehende Küstenschutzwerke werden 0,05 m<sup>3</sup>/m/s (50 l/m/s) als Kriterium für die strukturelle Sicherheit genannt. Wenn unter allen Bedingungen Fahrzeugverkehr sicher stattfinden soll, werden 0,0001 m<sup>3</sup>/m/s (0,1 l/m/s) oder weniger als Größenordnung angeführt.

Nach einer Zusammenstellung in Franco et al. (1994), die auch singgemäß in EAK 2002 veröffentlicht wird, wird für Hochwasserschutzwände eine mittlere Überlaufmenge von rd. 0,002 m<sup>3</sup>/m/s (2 l/m/s) bei nicht gesicherter Binnenseite, und 0,02 m<sup>3</sup>/m/s (20 l/m/s) als Beginn von Schäden im allgemeinen Fall angesehen.

Grundsätzlich muss darauf hingewiesen werden, dass die angegebenen Überlaufmengen Mittelwerte sind, die sich aus Überlaufvolumina in einzelnen Wellenereignissen zusammensetzen. Die maximal in einem Wellenereignis auftretenden Wassermengen können nach in Franco et al. (1994) veröffentlichten Untersuchungsergebnissen in hydraulischen Modellversuchen abgeschätzt werden. Danach besteht etwa der in Tafel 6-1 erläuterte Zusammenhang zwischen mittleren Überlaufwassermengen  $q$  in m<sup>3</sup>/m/s und maximalem Überlaufvolumen in m<sup>3</sup>/m:

q [m <sup>3</sup> /m/s]	maximales Überlaufvolumen in einer Welle [m <sup>3</sup> /m]
0,0001	0,5
0,0005	2
0,0010	3
0,0050	10
0,0100	20

Tafel 6-1: Zusammenhang zwischen mittlerer und maximaler Überlaufmenge

## 7 Zusammenfassung

Eine Grundlage der Festlegung der Höhenlage des Terminalgeländes im Rahmen der Planungen des Tiefwasser-Containerhafens Wilhelmshaven (JadeWeserPort) bilden die zu erwartenden Wasserstände, Wellenbedingungen und Überlaufwassermengen.

In der vorliegenden Untersuchung wurden zunächst die langjährigen Tidewasserstände des Pegels Wilhelmshaven analysiert und durch Vergleiche mit Daten des benachbarten Pegels Wangersiel auf die Lokation JadeWeserPort übertragen.

Mit einem auf das Jahr 2000 homogenisierten Datensatz wurden die zu erwartenden Eintrittswahrscheinlichkeiten der Wasserstände ermittelt (s. a. Abb. 3.7).

Da Seegangsbedingungen für die Lokation JadeWeserPort nicht im erforderlichen Umfang für die Bewertung der Wahrscheinlichkeit des Wellenüberlaufs vorliegen, wurden umfangreiche numerische Seegangsberechnungen in einem großräumigen Jade-Weser-Modell und einem Detailmodell im Nahbereich des geplanten JadeWeserPort für verschiedene Wasserstände, Windrichtungen und Windgeschwindigkeiten durchgeführt. Mit den Wellenparametern des für die Kaje signifikanten Berechnungspunktes wurden für alle Wind- und Wasserstandsparameter Überlaufmengen berechnet. Durch die Verknüpfung der Wahrscheinlichkeiten der Wasserstände mit den Wahrscheinlichkeiten von Windgeschwindigkeiten und -richtungen wurden die Überlaufmengen mit Wahrscheinlichkeiten belegt und daraus Jährlichkeiten für Überlaufmengen an der Kaje in Abhängigkeit von der Kajenhöhe ermittelt.

Für die Berechnungen der Überlaufmengen an der Kaje wurde eine glatte senkrechte Wand angenommen. Abminderungen durch alternative Ausbildung von Kajeen wurden exemplarisch berechnet.

## 8 Schrifttum

BERGER, U.: MACH-Reflexion als Diffraktionsproblem. Mitt. des Franzius-Instituts f. Was-

serbau und Küsteningenieurwesen, Techn. Univ. Hannover, Heft 43, 1976

COASTAL ENGINEERING RESEARCH CENTER (CERC): Shore Protection Manual. Washington, 1984

DAEMRICH, K.-F.: Modellversuche zum Wellenauf-  
lauf an Polderwänden. Universität Hannover,  
Franzius-Institut für Wasserbau und Küsteninge-  
nieurwesen, Mitteilungen, Heft 72, 1991

DAEMRICH, K.-F.: Diffraktion und Reflexion von  
Richtungsspektren mit linearen Überlagerungs-  
modellen. Festschrift Prof. Partenscky, Hannover,  
1996

DAEMRICH, K.-F.: Overtopping at Vertical Structures.  
Second German-Chinese Joint Seminar on Re-  
cent Developments in Coastal Engineering,  
Tainan, Taiwan, Republic of China, September  
13<sup>th</sup> to 15<sup>th</sup> 1999, Coastal Ocean Monitoring Cen-  
ter (COMC), 1999

DAEMRICH, K.-F., KOHLHASE, S., PARTENSKY,  
H.W.: Investigations on MACH-Reflection Includ-  
ing Breaking and Irregular Waves. Int. Conf.  
Coastal and Port Engineering in Developing  
Countries, Colombo, 1983

DAEMRICH, K.-F., MATHIAS, H.-J.: Overtopping at  
Vertical Walls with Oblique Wave Approach. Proc.  
of the HYDRALAB-Workshop on Experimental  
Research and Synergy Effects with Mathematical  
Models, Hannover, Germany, 17.-19.2.1999, For-  
schungszentrum Küste (FZK), 1999a

DAEMRICH, K.-F., MATHIAS, H.-J.: Overtopping at  
Vertical Walls with Oblique Wave Approach. Fifth  
Intern. Conference on Coastal & Port Engineering  
in Developing Countries (COPEDEC V), Cape  
Town, South Africa, 1999b

EAK 2002: Empfehlungen A 2002, Äußere Belastung  
als Grundlage für Planung und Bemessung von  
Küstenschutzwerken. Die Küste (in Vorbereitung)

FRANCO, L., DE GERLONI, M., VAN DER MEER,  
J.W.: Wave overtopping on vertical and composite  
breakwaters. ASCE Proc.24<sup>th</sup> ICCE, Kobe, Japan,  
1994

FRANCO, C., FRANCO, L., RESTANO, C., VAN DER  
MEER, J.W.: The effect of wave obliquity and  
short-crestedness on the overtopping rate and  
volume distribution on caisson breakwaters.  
MAST II-MCS (MONOLITHIC COASTAL STRUC-  
TURES) Final Project Proceedings, 1995

FRANCO, C., FRANCO, L.: Overtopping Formulas for  
Caisson Breakwaters with Nonbreaking 3D  
Waves. J. of Waterway, Port, Coastal, and Ocean  
Engineering, 125, 2, 1999

- GODA, Y.: Estimation of the Rate of Overtopping of Seawalls. Report of the Port and Harbour Research Institute, Vol. 9, No. 4, Japan, 1970 (in Japanisch)
- GODA, Y.: Random Seas and Design of Maritime Structures. University of Tokyo Press, 1985 (auch 2. geänderte Auflage, Advanced Series of Ocean Engineering – Volume 15, World Scientific, Singapore, 2000)
- JENSEN, J.: Änderung der mittleren Tidewasserstände an der Nordseeküste. Mitt. Des Leichtweiß-Instituts, S. 436-550, 1984
- JENSEN, J., FRANK, T., ZIMMERMANN, C., MAI, S., ROSENHAUER, W., MEISWINKEL, R., BARG, G.: Neue Verfahren zur Abschätzung von seltenen Sturmflutwasserständen. Hansa-Schiffahrt-Schiffbau-Hafen. 140. Jahrg., Heft 11, S. 65-79, 2003
- MAI, S., ZIMMERMANN, C.: Importance of Forelands and Summer Dikes for Coastal Safety. Proc. of 3<sup>rd</sup> Int. Conf. Port Development & Coastal Environment PDCE, S. 119-128, Varna, Bulgaria, 2003
- MAI, S., ZIMMERMANN, C.: Feasibility Studies on a Planned Deep Water Port in Germany – Wave Load and Wave Overtopping at the Quay Structure. Proc. of the 2<sup>nd</sup> Int. Conf. Port Development & Coastal Environment PDCE, S. 39-46, Varna, Bulgaria, 2000
- OWEN, M.W.: Design of Seawalls Allowing for Wave Overtopping. Report No EX 924, HR Wallingford, England, 1980
- RIS, R.C.: Spectral Modelling of Wind Waves in Coastal Areas. Report No. 97-4, TU Delft, 1997
- SNIPPE, B.: JadeWeserPort. Hansa-Schiffahrt-Schiffbau-Hafen. 140. Jahrg., Heft 5, S.14-23, 2003