LEICHTWEISS - INSTITUT FÜR WASSERBAU HYDROMECHANIK UND KÜSTENINGENIEURWESEN Professor Dr.-Ing. Hocine Oumeraci





Bericht Nr. 877

### Probabilistische Bemessungsmethoden für Seedeiche (ProDeich)



Dipl.-Ing. A. Kortenhaus Prof. Dr.-Ing. H. Oumeraci

Braunschweig, September 2002

E 34 942 Lit.

## Inhalt

Ab	bildur	igsverze	ichnis		v			
Ta	bellen	verzeicl	nis		viii			
Sy	mbolv	erzeich	nis		X			
1	Einle	ileitung						
	11	Veran	assung und k	onzeptioneller Rahmen	2			
	1.2	Zielse	zung		5			
	1.3	Metho	disches Vorg	ehen				
2	Wiss	sensstar	d und theoret	ische Grundlagen	10			
	2.1	Deterministische Bemessungsverfahren						
		2.1.1	Wasserstand	und Wellenbelastung (Hydrodynamische Aspekte)				
		2.1.2	Bodenmecha	nische Bemessungsgrundlagen und -nachweise				
		2.1.3	Baupraktisch	ne Anforderungen				
	2.2	Schadensanalyse für Deiche						
		2.2.1	Übersicht du	rchgeführter Schadensanalysen				
		2.2.2	Gesamtbeurt	eilung				
	2.3	Hydro	dynamische u	nd bodenmechanische Eingangsparameter				
		2.3.1	Hydrodynan	nische Eingangsparameter				
			2.3.1.1 Abl	nängigkeiten der Parameter				
			2.3.1.2 Bes	timmung des Wasserstands				
			2.3.1.3 Bes	timmung der Seegangsparameter				
			2.3.1.4 Ger	nerelles Vorgehen				
		2.3.2	Geotechnisc	he Eingangsparameter				
	2.4	Versagensmechanismen für Seedeiche						
		2.4.1	Hydrodynan	nische Versagensmechanismen				
			2.4.1.1 Übe	erströmen des Deiches				
			2.4.1.2 We	llenauflauf				
			2.4.1.3 We	llenüberlauf				
			2.4.1.4 We	llenauf- und ablaufgeschwindigkeiten				
			2.4.1.5 Ges	chwindigkeit beim Wellenüberlauf				
			2.4.1.6 Dru	ckschläge an der Außenböschung				
			2.4.1.7 Infi	ltration				
			2.4.1.8 Dur	chströmung				
		2.4.2	Versagensm	echanismen an der Außenböschung des Deiches				
			2.4.2.1 Ver	sagen des Deckwerks				
			2.4.2.2 Ero	sion der Außenböschung				
			2.4.2.3 Bös	chungsbruch				

3

4

	2.4.2.4. Weitere Verse series of enjamon	10
	2.4.2. Venere versagensmechanismen	40
	2.4.3 Versagensmechanismen an der Binnenboschung des Deiches	49
	2.4.3.1 Erosion der Binnenböschung	49
	2.4.3.2 Böschungsbruch der Binnenböschung	51
	2.4.3.3 Hangparalleles Abrutschen und Auftrieb Klei	52
	2.4.3.4 Kappensturz	53
	2.4.4 Versagensmechanismen im Innern des Deiches	54
	2.4.4.1 Piping	55
	2.4.4.2 Kontakterosion	57
	2.4.5 Deichbruch	57
	2.4.6 Sonstige Versagensmechanismen	59
	2.4.6.1 Gleiten	59
	2.4.6.2 Auftrieb hinter dem Deich	
	2.4.6.3 Vorschädigungen des Deiches	61
	2.4.7 Zusammenfassung und Gesamtbeurteilung Versagensmechanismen	62
2.5	Unsicherheiten für Parameter und Modelle	65
	2.5.1 Arten der Unsicherheiten	65
	2.5.1 Pitten der Unsicherheiten	05
	2.5.2 Destimining der Onsieherheiten	00
	2.5.2.1 Statistische Vertendingen	07
	2.5.2.2 Emilitung der Statistischen Vertenungsparameter	07
	2.5.2.5 Unsichementen der abhangigen Parameterni	00
	2.5.3 Anwendungsbeispiele	68
2 (	2.5.4 Gesamtbeurteilung von Unsicherheiten	69
2.6	Probabilistische Bemessungsverfahren	69
	2.6.1 Vor- und Nachteile deterministischer und probabilistischer	
	Bemessungsverfahren	70
	2.6.2 Berechnung der Versagenswahrscheinlichkeit	72
	2.6.2.1 Grundlagen zur Ermittlung der Versagenswahrscheinlichkeit	72
	2.6.2.2 Anwendungsbeispiele	76
	2.6.3 Bewertung von Versagenswahrscheinlichkeiten	77
	2.6.4 Gesamtbeurteilung probabilistischer Bemessungsverfahren	78
2.7	Fehlerbaumanalyse	79
	2.7.1 Grundlagen zur Fehlerbaumanalyse	
	2.7.2 Anwendungsbeispiele	82
	2.7.3 Bewertung von Fehlerbaumanalysen	83
2.8	Präzisierung der Zielsetzung und Methodik	83
	2 8 1 Zielsetzung	83
	2.8.2 Methodik	82
	2.0.2 Methodik	01
Тур	cher Beispieldeich	90
3.1	Virtueller Beisnieldeich	90
3.1	Variationen der Deichgeometrie und des Wasserstands	91
5.4	variationen der Delengeometrie und des wasserstands	🗥
Vers	gensmechanismen	94
41	Beschreibung und Entwicklung der Versagensmechanismen	95
	4 1 1 Hydrodynamische Versagensmechanismen	95
	4 1 1 1 Überströmen	95

		4.1.1.2 Wellenüberlauf				
		4.1.1.3 Druckschläge / Erosion Außenböschung				
		4.1.1.4 Infiltration				
		4.1.1.5 Durchströmung	99			
		4.1.2 Versagensmechanismen an der Außenböschung des Deiches	100			
		4.1.2.1 Versagen des Deckwerks (Auftrieb)	100			
		4.1.2.2 Sonstige Versagensmechanismen	102			
		4.1.3 Versagensmechanismen an der Binnenböschung des Deiches	102			
		4.1.3.1 Erosion der Binnenböschung	102			
		4.1.3.2 Kappensturz	104			
		4.1.4 Versagensmechanismen im Inneren des Deiches	105			
		4.1.5 Deichbruch	105			
		4.1.6 Sonstige Versagensmechanismen	111			
	4.2	Zusammenfassung und Bewertung	111			
5	Unsi	cherheiten der Parameter und Modelle	114			
	5.1	Definition und Abgrenzung zwischen Modell- und Datenunsicherheit				
	5.2	Datenunsicherheit	115			
		5.2.1 Methoden zur Beschreibung der Datenunsicherheiten	115			
		5.2.2 Sensitivitätsanalyse	117			
		5.2.2.1 Ziele	117			
		5.2.2.2 Variationsbreite der Eingabeparameter	117			
		5.2.2.3 Methodisches Vorgehen	118			
		5.2.2.4 Ergebnisse	120			
		5.2.3 Unsicherheiten der Eingangsparameter für Seedeiche	121			
	5.3	Modellunsicherheiten	122			
		5.3.1 Modellfaktor und Auftragung der Daten	122			
		5.3.2 Vor- und Nachteile verschiedener Auftragung der Daten	123			
		5.3.3 Methoden zur Beschreibung der Modellunsicherheiten	124			
		5.3.4 Unsicherheiten der Grenzzustandsgleichung für Seedeiche	125			
	5.4	Zusammenfassung	129			
6	Leve	l II/III Analyse der Versagensmechanismen	132			
	6.1	Verfahren zur Berechnung der Versagenswahrscheinlichkeiten und				
		verwendete Software	132			
	6.2	Überprüfung der Software anhand einfacher Beispiele	135			
	6.3	Vergleich mit Analysen aus dem Schrifttum				
	6.4	Ermittlung der Versagenswahrscheinlichkeit für sämtliche				
		Grenzzustandsgleichungen	137			
	6.5	Unsicherheiten der Eingangsparameter und Modelle	139			
		6.5.1 Modelle	139			
		6.5.2 Eingangsparameter				
		6.5.3 Statistischer Verteilungstyp	144			
	6.6	Zusammenfassung und Bewertung	146			

E 34 942 Lit.

Probabilistische Bemessungsmethoden für Seedeiche

7	Fehlerbaumanalyse							
	7.1	Grundlagen zur Ermittlung der Gesamt-Versagenswahrscheinlichkeit und						
		verwendete Software	150					
	7.2	Berechnung der Gesamt-Versagenswahrscheinlichkeit eines Seedeiches						
	7.3	Verfahren zur Szenarienbildung						
	7.4	Vergleich mit Beispielen aus dem Schrifttum	159					
	7.5	Einfluss der Abhängigkeit der Versagensmechanismen	161					
	7.6	Unsicherheiten der Eingangsparameter und Modelle	163					
	7.7	Einfluss der zeitlichen Abhängigkeit der Eingangsparameter	165					
	7.8	Zusammenfassung und Bewertung	169					
8	Falls	tudien	172					
	8.1	Standard-Bemessungsverfahren						
		8.1.1 Wahrscheinlichkeit Wasserstand	172					
		8.1.2 Ermittlung der Deichhöhe	173					
	8.2	Probabilistische Methoden						
	8.3	Diskussion der Ergebnisse						
9	Zusammenfassung und Ausblick							
	9.1	Zusammenfassung	178					
		9.1.1 Versagensmechanismen	179					
		9.1.2 Unsicherheiten	180					
		9.1.3 Level II/III – Berechnungen	181					
		9.1.4 Fehlerbaumanalyse	181					
		9.1.5 Fallstudien	182					
	9.2	Ausblick	183					
		9.2.1 Weitere Untersuchungen	183					
		9.2.2 Praktische Anwendung und Bemessung	185					
		9.2.3 Risikoanalyse	186					
Scl	nrifttu	m	188					

## Abbildungsverzeichnis

Abb. 1:	Beispiel für typische Profile eines Schar- und Vorlanddeiches (Oumeraci						
411 0	& Schuttrumpt, 1997)	2					
Abb. 2:	Gesamtkonzept einer Risikoanalyse für Hochwasser- und Küstenschutzsveteme (HuK Systeme)	1					
Abb 2.	Zielestzung und Vorgehen der verliegenden Arbeit	4 6					
AUU. J.	Ursachen eines Deichbruchs durch Versagensmechenismen auf der	0					
AUU. 4.	Außen- und Binnenböschung von Seedeichen (nach Oumeraci & Schüttrumpf 1997)	15					
Abb 5	Vereinfachte Darstellung der wesentlichen Prozesse am Deich mit	15					
1100. 5.	Eingangsparametern im Fern- und Nahfeld des Bauwerks	17					
Abb 6 <sup>.</sup>	Wellenparameter im Fern- und Nahfeld des Bauwerks als Eingangsgrößen	17					
1100.0.	zur Bestimmung der Versagensmechanismen des Deiches	17					
Abb 7 <sup>.</sup>	Ermittlung des Wasserstands und der Seegangsparameter am Bauwerk	/					
11001 /1	inkl der statistischen Verteilungsfünktionen	22					
Abb 8 <sup>.</sup>	Definitionsskizze für Überströmen eines Deiches (vgl. Oumeraci et al						
100.0.	1999)	25					
Abb. 9:	Definitionsskizze für den Wellenauflauf	27					
Abb. 10:	Einfluss der Berme und der Böschungsrauhheit auf die Ermittlung des						
	Wellenüberlaufs	28					
Abb. 11:	Definitionsskizze zum Wellenüberlauf	29					
Abb. 12:	Definitionsskizze zu Strömungsverhältnissen an der Deichkrone und auf						
	der Binnenböschung	32					
Abb. 13:	Versagensmechanismus "Druckschläge an der Außenböschung"	34					
Abb. 14:	Versagensmechanismus "Infiltration"	36					
Abb. 15:	Definitionsskizze zum Durchströmen des Deiches	37					
Abb. 16:	Versagensmechanismus "Geotechnische Stabilität" bei Deckwerken"	39					
Abb. 17:	Druckentwicklung in einer Deckwerkstruktur nach Klein Breteler et al.						
	(1998)	40					
Abb. 18:	Skizze: Versagensmechanismus "Erosion der Außenböschung"	41					
Abb. 19:	Versagensmechanismus 'Teilbruch des Deiches'	43					
Abb. 20:	Versagensmechanismus "Böschungsbruch der Außenböschung"	46					
Abb. 21:	Versagensmechanismus "Erosion der Binnenböschung"	49					
Abb. 22:	Kräftegleichgewicht bei Erosion einer Bodenschicht (nach CUR, 1990)	51					
Abb. 23:	Versagensmechanismen "Hangparalleles Abrutschen der Kleidecke" und						
	"Auftrieb Klei" (vgl. auch Richwien & Weißmann, 1999)	52					
Abb. 24:	Skizze und Grenzzustandsgleichung für den Versagensmechanismus "Kappensturz"	54					
Abb. 25:	Versagensmechanismus "Rückschreitende Erosion (Piping)"	55					
Abb. 26:	Versagensmechanismus 'Totalbruch des Deiches' und Phasen des	••••					
-	Deichbruchs nach Visser (1995) für einen Sanddeich						
Abb. 27:	Definitionsskizze zum Versagensmechanismus "Gleiten" bei						
	Kerndichtung (oben) und Böschungsdichtung (unten) des Deiches	59					

Probabilistische Bemessungsmethoden für Seedeiche

Abb. 28:	Deichschaden durch Wühltierbefall (Kramer, 1992)	61					
Abb. 29:	Deichschaden an der Deichkrone durch Trampelpfade (Melf, 1962)						
Abb. 30:	Deichschaden am Weidezaun eines Polderdeiches (Melf, 1962)						
Abb. 31:	Deichschaden infolge Durchwurzelung des Deiches (TAW, 1995)						
Abb. 32:	Quellen von Unsicherheiten (nach Oumeraci et al., 2001)	66					
Abb. 33:	Optimale Bemessung eines Küstenschutzbauwerks	70					
Abb. 34:	Darstellung des klassischen Versagensproblems	72					
Abb. 35:	Prinzipskizze des Berechnungsablaufs für die Bestimmung der						
	Versagenswahrscheinlichkeit nach Level II	74					
Abb. 36:	Berechnungsablauf für die Bestimmung der Versagenswahrscheinlichkeit						
	nach Level III	75					
Abb. 37:	Überblick von Symbolen für die Darstellung von Fehlerbäumen	81					
Abb. 38:	Überblick über das weitere Vorgehen zur Bestimmung der						
	Versagenswahrscheinlichkeit des Deiches	85					
Abb. 39:	Skizze eines vereinfachten virtuellen Schardeiches und Darstellung durch						
	die verwendete Software	91					
Abb. 40:	Ziel und Vorgehen in Kapitel 4						
Abb. 41:	Prinzipskizze zur Stabilität von druckschlagbelasteten Deichen						
Abb. 42:	Belastung eines Deckwerkselements durch welleninduzierten Auftrieb	100					
Abb. 43:	Definitionsskizze für Deichversagen nach Visser (1995)	106					
Abb. 44:	Darstellungsmöglichkeiten und Beschreibung von Modellunsicherheiten	115					
Abb. 45:	Eingliederung der Sensitivitätsanalyse zwischen deterministischem und						
	probabilistischem Ansatz	118					
Abb. 46:	Uberblick und Durchführung der Sensitivitätsanalyse	118					
Abb. 47:	Ergebnisse der Sensitivitätsanalyse der Eingangsparameter für						
	Wellenüberlauf (die Standardparameter als Grundlage der	100					
A11 40	Sensitivitatsanalyse sind in Anlage F angegeben)	120					
Abb. 48:	Vor- und Nachtelle der unterschiedlichen Auftragung von Daten zur	124					
Abb 10.	Auftragung der relativen Welleneuflaufgegehwindigkeit auf der	124					
AUU. 49.	Außenböschung des Deiches zur Postimmung des Modellfelters	127					
h = 50	Zusammenfassung der Bestimmung von Daten- und Modellunsicherheiten	127					
Abb. 50.	Einfaches Histogramm der Versagensfunktion z für den	12)					
AUU. 31.	Versagensmechanismus Geschwindigkeit Außenhöschung" aus der selbst						
	nrogrammierten MC-Simulation	135					
Abb 52.	Finfluss der Größe des Modellfaktors auf einzelne Versagensmechanismen	155					
1100. 52.	für den Beispieldeich	140					
Abb 53.	Übersicht der Variationen der Parameterunsicherheiten und ihre	110					
1100.00.	Auswirkung auf ausgewählte Versagensmechanismen für den virtuellen						
	Beispieldeich	142					
Abb. 54:	Darstellung von Normal-, Log-Normal- und zweiparametriger Weibull-						
	Verteilung für gleichen Mittelwert und Standardabweichung eines						
	beliebigen Parameters x	144					
Abb. 55:	Übersicht der Variationen der Parameterverteilungen und ihre Auswirkung						
	auf ausgewählte Versagensmechanismen für den Beispieldeich (alle						
	weiteren Versagensmechanismen bleiben unverändert)	145					

Abb. 56:	Provisorischer Fehlerbaum auf Grundlage eingehender Schadensanalysen					
	von See- und Stromdeichen	150				
Abb. 57:	Fehlerbaum mit Berechnungsergebnissen für den virtuellen Beispieldeich	153				
Abb. 58:	Einfaches Beispiel zur Illustration und Entwicklung von Szenarien aus					
	Fehlerbäumen	156				
Abb. 59:	Szenarien-Fehlerbaum mit Berechnungsergebnissen für den virtuellen					
	Beispieldeich	158				
Abb. 60:	Anwendung des in Holland verwendeten Fehlerbaums mit den					
	entsprechenden Grenzzustandsgleichungen auf den virtuellen					
	Beispieldeich	159				
Abb. 61:	Einfluss der Größe des Modellfaktors auf Versagensszenarien für den					
	Beispieldeich	163				
Abb. 62:	Einfluss der Größe der Parameterunsicherheiten auf die wesentlichen					
	Versagensszenarien für den virtuellen Beispieldeich	164				
Abb. 63:	Vereinfachter Verlauf einer Sturmtidekurve nach TAW (1999)	165				
Abb. 64:	Exponentielle Abnahme der Scherfestigkeit c <sub>u</sub> mit zunehmendem					
	Wassergehalt des Bodens in Abhängigkeit von der Bodenqualität (nach					
	Oumeraci et al., 2001)	167				
Abb. 65:	Ergebnisse der Berechnung von ungünstigem Zusammentreffen von langer					
	Sturmflutdauer und niedriger Scherfestigkeit $c_u = 3,0 \text{ kN/m}^2$ des Kleis					
	(worst case)	168				
Abb. 66:	Vergleich von drei statistischen Verteilungsfunktionen und					
	Überschreitungswahrscheinlichkeiten bei der Bestimmung des					
	Bemessungswasserstandes für den Vergleich zwischen deterministischer					
	und probabilistischer Berechnung	173				
Abb. 67:	Übersicht über die wesentlichen Fragestellungen bei der probabilistischen					
	Bemessung von Seedeichen mit Schlüsselergebnissen (in Klammern sind					
	die jeweiligen Abschnitte des Berichts angegeben)	179				

## Tabellenverzeichnis

Tab. 1:	Versagensformen von Flussdeichen während des Hochwassers 1995 in den	14
T-1. 2.	Niederlanden	14
1 ab. 2:	Zusammenstellung der wesentlichen Einflussparameter für das	
	Oberstromen von kurz- und breitkronigen wenren (modifiziert nach	26
Tab 3.	Üherblick über Versagensmechanismen anhand von Schrifttumsanalysen	20
Tab. $J$ .	Zusammenstellung der Sicherheitsklassen nach DIN (1981)	05 77
Tab. $4$ .	Teilsicherheitsbeiwerte für Sicherheitsklasse 2 und Sicherheitsinder ß	/ /
140. 5.	nach Tab 4 (nach DIN 1981)	78
Tab 6 <sup>.</sup>	Übersicht der Rechenregeln für die Ermittlung der	70
140.0.	Versagenswahrscheinlichkeit eines Systems	81
Tab. 7:	Überblick über Versagensbereiche des Seedeiches	85
Tab. 8:	Übersicht über die verwendeten Modellunsicherheiten	128
Tab. 9:	Übersicht der wichtigsten Verfahren zur Ermittlung der	
	Versagenswahrscheinlichkeit (vgl. Abschnitt 2.6.2)	133
Tab. 10:	Übersicht der verwendeten Software in Abhängigkeit von Zweck und	
	Komplexität der Berechnung	134
Tab. 11:	Vergleich verschiedener Berechnungsverfahren für	
	Versagensmechanismus "Kontakterosion"	135
Tab. 12:	Übersicht der Berechnungsergebnisse mit unterschiedlichen Verfahren für	
	einfache Beispiele aus dem Schrifttum (Angaben des	
	Variationskoeffizienten für MC-Simulationen in Klammern)	136
Tab. 13:	Übersicht der Versagenswahrscheinlichkeit für sämtliche	
	Grenzzustandsgleichungen nach den Abschnitten 2.4 und 4.1für den	
	virtuellen Beispieldeich und die vorgestellten Variationen (vgl. Kapitel 3)	
<b>T</b> 1 1 4	mit Hilfe der MC-Simulation	137
Tab. 14:	Ubersicht der Vergleichsberechnung von Sensitivitätsfaktoren $\alpha$ für	1.40
Tab. 15.	FORM und MC-Analysen	142
1a0. 15:	Ungigherheiten der Eingengeneremeter für ausgewählte	
	Versagensmechanismen des virtuellen Beispieldeichs	1/2
Tab 16.	Übersicht der verwendeten Software zu Ermittlung der Gesamt-	143
140. 10.	Versagenswahrscheinlichkeit aus einem Fehlerhaum mit ihren jeweiligen	
	Vor- und Nachteilen	152
Tab 17.	Vergleich zwischen einfachen Fehlerbaumberechnungen mit	152
140.17.	unterschiedlichen Ansätzen der Grenzzustandsgleichung	160
Tab. 18:	Einfluss der Abhängigkeiten der Versagensmechanismen auf die Gesamt-	100
	Versagenswahrscheinlichkeit des Deiches für den virtuellen Beispieldeich	161
Tab. 19:	Übersicht über Ergebnisse bei Weglassen einzelner	•••
	Versagensmechanismen und Szenarien (für Nummerierung der	
	Versagensmechanismen siehe Auflistung S. 149)	162

Tab. 20:	Übersicht	der	deterministischen	und	probabilistischen	Berechnung	des	
	virtuellen E	Beisp	oieldeiches					174

## Symbolverzeichnis

Param.	Comp. Einheit		Beschreibung		
А	А	$m^2$	Fläche		
A <sub>e</sub>	Ae	$m^2$	Erosionsfläche im Querschnitt		
Cr	Cr	-	Reflexionskoeffizient		
$C_r(f)$	Cr_f	-	Funktion des Reflexionskoeffizient		
$\mathbf{c}_0$	c0	m/s	Wellengeschwindigkeit im Tiefwasser		
$\mathbf{c}_{\mathrm{g}}$	cg	m/s	Gruppengeschwindigkeit		
cs	cs	kN/m <sup>2</sup>	Kohäsion		
$\mathbf{C}_{\mathrm{u}}$	cu	kN/m <sup>2</sup>	Undränierte Scherspannung		
D	Dd	m	Partikelgröße oder typischer Durchmesser		
$D_{10}$	D10	mm	10% Wert der Siebkurve (mittlere Partikelgröße, bei		
			der 10% des Bodens feiner ist)		
$D_{100}$	D100	mm	Größte Partikelgröße		
$\mathbf{D}_{15}$	D15	mm	15% Wert der Siebkurve		
D <sub>50</sub>	D50	mm	Durchmesser der Steine, die den 50% Wert der Siebkurve übersteigt (mittlere Partikelgröße)		
$D_{85}$	D85	mm	85% Wert der Siebkurve		
D <sub>n</sub>	Dn	m	Nomineller Partikeldurchmesser, definiert durch $(M/\rho_r)^{1/3}$ für Steine und $(M/\rho_c)^{1/3}$ für Beton-Deckschichten		
$D_{n50}$	Dn50	m	Nomineller Partikeldurchmesser, berechnet aus der mittleren Partikelmasse M <sub>50</sub>		
d	d	m	Wassertiefe; Durchmesser		
dt	dt	S	Zeitschritt (s. auch $\Delta t$ )		
E(X)		-	Erwartungswert, theoretischer Mittelwert von X		
Eu		-	Eulerkonstante (0,577215664)		
e		-	Basis der natürlichen Logarithmen (2,718281)		
F(x)		-	Summenfunktion einer statistischen Verteilung		
f	f	Hz	Haupt-Wellenfrequenz		
$f_m \text{ or } f_p$	fm or fp	Hz	Mittlere Frequenz oder Peakfrequenz eines Spektrums		
g	g	m/s <sup>2</sup>	Erdbeschleunigung		
Н	Н	m	Wellenhöhe		
$H_0$	H0	m	Tiefwasser-Wellenhöhe		

$H_{1/10} \\$	H110	m	Mittelwert der höchsten 1/10 Wellenhöhen einer
H <sub>1/3</sub>	H13	m	Mittelwert der höchsten 1/3 Wellen einer
$H_{2\%}$	H2	m	Wellenhöhe, die von 2% der Wellen einer Aufzeichnung überschritten wird
$H_{max}$	Hmax	m	Maximale Wellenhöhe in einer Aufzeichnung
$H_{m0}$	Hm0	m	Signifikante Wellenhöhe aus Spektralanalyse, definiert $4.0 \cdot m_0^{0.5}$
$H_{\text{nom}}$	Hnom	m	Nominal-Wellenhöhe, am Wellengenerator zu erzeugen
$H_{\text{rms}}$	Hrms	m	Wellenhöhe, berechnet als root mean square
Hs	Hs	m	Signifikante Wellenhöhe, Mittelwert des höchsten Drittels der Wellenhöhen
$H_{s,100} \\$	Hs100	m	Hundertjährige signifikante Wellenhöhe
$H_{si}$	Hsi	m	Signifikante küstennahe Wellenhöhe, Mittelwert des höchsten Drittels der Wellenhöhen
H <sub>so</sub>	Hso	m	Signifikante küstenferne Wellenhöhe, Mittelwert des höchsten Drittels der Wellenhöhen, unbeeinflusst von Flachwasser
h	h	m	Wassertiefe vor dem Fuß des Bauwerks; Höhe
$h_0$	h0	m	Wassertiefe im Tiefwasser
i	i	-	Hydraulischer Gradient; Kreisbogenradius
k	k	-	Wellennummer = $2\pi/L$
k	k	m/s	Darcy'scher Durchlässigkeitskoeffizient
L	L	m	Wellenlänge, in Richtung des Wellenfortschritts
$L_{\text{m}}$	Lm	m	Wellenlänge im Tiefwasser bezogen auf mittlere Periode $(T_m)$
Lo	Lo	m	Wellenlänge im Tiefwasser - $gT^2/2\pi$
$L_p$	Lp	m	Wellenlänge im Tiefwasser bezogen auf Spitzenperiode (T <sub>p</sub> )
$L_{pi}$	Lpi	m	Lokale ufernahe Wellenlänge bezogen auf Spitzenperiode am Bauwerk, ungefähr gleich $(gT_p^2/2\pi)[tanh(4\pi^2h_s/gT_p^2]^{1/2}]^{1/2}$
1	1	m	Länge, Spannweite
m	m	t	Masse
$m_0$	m0		Nulltes Moment des Wellenenergie-Dichtespektrums
m <sub>2</sub>	m2		Moment zweiter Ordnung des Wellenenergie- Dichtespektrums
m <sub>50</sub>	m50	t	Median der Masse bestimmt aus der Massen- verteilungskurve
N	N	-	Anzahl von Werten

$N_{wo}$	Nwo	-	Anzahl der überschlagenden Wellen, ausgedrückt als
			Gosemtereignisse
n	n		Derosität
11	11	-	roiositat
P	P	-	Wahrscheinlichkeit gleichzeitigen Eintretens
$P_{\rm f}^{t}$	Pft	-	Zielwahrscheinlichkeit des Versagens
P(x)	Pf_x	-	Wahrscheinlichkeitsfunktion
POT	POT		Analyse von Werten, die einen bestimmten
			Schwellenwert überschreiten (Peak-over-threshold
			analysis)
р	р	kPa	Druck
p'	ps	kN/m <sup>2</sup>	Durchschnittliche effektive Spannung, $(\sigma'_1 + \sigma'_3)/2$
p'o	po	kN/m <sup>2</sup>	Effektive Überlastungsspannung
p <sub>atm</sub>	patm	kPa	Atmosphärischer Druck (Umgebungsdruck)
p(x)	pdf x	-	Dichtefunktion einer statistischen Verteilung
1 ( )	1 _		
Q	Q		Wellenüberlaufmenge, pro Längeneinheit des
			Bauwerks
q	qs	-	Dimensionslose Wellenüberlaufrate
<b>q</b> <sub>o</sub>	qo	-	Überlaufkoeffizient mit der Dimension von q
R	R	-	Stärke oder Widerstand des Systems in der
			Wahrscheinlichkeitsanalyse
R <sub>c</sub>	Rc	m	Freibord der Oberkante, Höhe der Oberkante minus
			statischer Wasserspiegel
R <sub>u</sub>	Ru	m	Wellenauflaufhöhe, bezogen auf statischen
			Wasserspiegel
R <sub>us</sub>	Rus	m	Wellenauflaufhöhe der signifikanten Welle
$R_{u2\%}$	Ru2	m	Wellenauflaufhöhe, überschritten durch 2% der
			auflaufenden Wellen
S		-	Standardabweichung
S(f)	S f		Spektrale Dichte
Sm	sm	-	Wellensteilheit im Tiefwasser bezogen auf die
			mittlere Wellenperiode = $2\pi H/gT_m^2$
S <sub>n</sub>	sp	-	Wellensteilheit im Tiefwasser bezogen auf die Peak-
r	1		Wellenperiode = $2\pi H/gT_p^2$
-	æ		
1 T	1	S	(Regulare) Wellenperiode
1 T	TI110	_	Weiterkenrintervall
1 <sub>H110</sub>		S	we inenperiode zugenorig zu $H_{1/10}$
<b>I</b> <sub>H13</sub> Т		S	we inenperiode zugenorig zu $H_{1/3}$
I <sub>Hm</sub>	I HM	S	weitenperiode zugenorig zu H <sub>m</sub>
I <sub>Hmax</sub>	THmax	S	Wellenperiode zugehörig zu $H_{max}$
T <sub>m</sub>	Tm	S	Mittlere Wellenperiode

$T_{nom}$	Tnom	S	Nominale Wellenperiode, vom Wellengenerator zu erzeugen
$T_{Pf}$	Tpf	-	Wiederkehrperiode = $(1 - (1 - P_f)^{1/T})^{-1}$
T <sub>p</sub>	Tp	S	Zu $f_p$ gehörende Wellenperiode, Kehrwert der
т	т :		Peakfrequenz
I <sub>si</sub>	1 S1 Ta a	S	Wellemenie de zugenorig zu H <sub>si</sub>
l so	1 SO	S	Wellenperiode zugenorig zu $H_{so}$
t	t	S	Zeit
$U_{10}$	U10	m/s	Windgeschwindigkeit, 10m über Wasserspiegel
var			Varianz
W	W	%	Wassergehalt
Х	Х		Wert der Eigenschaft eines Materials
Х	Х		x-Achse
Z	Z		Stochastische Variable, gibt die Versagensfunktion z = R-S an
α	alpd	-	statistische Verteilungsparameter
α <sub>3</sub>	alp3	-	Schiefe( $< 0$ linkssteil; $= 0$ symmetrisch; $> 0$
rechtssteil)			
$\alpha_4$	alp4	-	Exzess, Wölbungsmaß
ß	botd		statistischer Verteilungsporemeter
ß	betr		Zuvorläggigkoitgindov
þ	bett		Zuvenassigkensindex
γ	gam	-	Parameter der statistischen Verteilung; Skalierungsparameter, der die Breite der Verteilung entlang der x-Achse angibt
γ	gam		Teilsicherheitskoeffizient, auch Scherdehnung
$\gamma_1$	gam1		Teilkoeffizient bezogen auf charakteristischen Wert von X
$\gamma_{\rm Hs}$	gamHs		Teilkoeffizienten der Wellenhöhe H <sub>s</sub>
$\gamma_{\rm IS}$	gamJS	_	Spitzenfaktor des JONSWAP-Spektrums
$\gamma_s$	gamS	kN/m <sup>3</sup>	Wichte des Bodens
$\gamma_{\rm w}$	gamW	kN/m <sup>3</sup>	Wichte von Wasser
Δ	DEL	_	Verminderte relative Dichte, z.B. $(\rho_{v}/\rho_{w})$ -1
$\Delta f$	DELf	Hz	Frequenz-Zunahme
$\Delta H$	DELH	m	Änderung der Prüfkörperhöhe
$\Delta t$	DELt	S	Zeitintervall zwischen zwei Messschritten
θ	THE	0	Wellenfortschrittsrichtung relativ zu Nord

λ	lam	-	Skalierungsfaktor Modell / Prototyp; Schlankheitsmaß					
$\mu_{\rm x}$	mux		Erwartungswert ( $\mu(x)$ ), Mittelwert aller Daten					
يح يخ	xi xic	-	Iribarren-Zahl oder Brandungsparameter (= $tan\alpha/s^{1/2}$ ) Kritische Iribarren-Zahl, die zwischen Sturz- und Schwallbrechern unterscheidet					
$ ho  ho_{s}  ho  ho_{sp}  ho_{w}$	rho rhos rhosp rhow	t/m <sup>3</sup> t/m <sup>3</sup> t/m <sup>3</sup>	Massendichte Massendichte des Bodens Massendichte von Bodenkörnern/-partikeln Massendichte von Salzwasser					
<b>σ</b> (x)	sig_x	-	Standardabweichung von x					
τ	tau	kN/m <sup>2</sup>	Scherspannung von Steinschüttung oder Boden					
φ	phi	0	Winkel des inneren Reibekoeffizienten von Stein oder Boden					

E 34 942 Lit. Probabilistische Bemessungsmethoden für Seedeiche

Eine Definition allgemeiner Fachbegriffe im Zusammenhang mit Versagenswahrscheinlichkeit und Risiko gibt Anlage A.

# 1 – Einleitung



## 1 Einleitung

#### 1.1 Veranlassung und konzeptioneller Rahmen

Weltweit haben sich in den letzten fünf Jahrzehnten vermehrt Naturkatastrophen ereignet (s. z.B. Münchner Rückversicherung, 1999). An den meisten Küsten erhöhen sich die Sturmflutwasserstände, die Besiedlung als auch die wirtschaftliche Nutzung des Küstenraums wächst und wird auch weiterhin zunehmen. Damit wird die folgende heute schon häufig diskutierte Frage noch weiter in den Mittelpunkt rücken:

#### Wie sicher sind heute die Küstenschutzmaßnahmen und wie sicher werden sie in Zukunft schützen, wenn sich Klima und Nutzungen verändern?

Die direkt daran anschließende Frage wird sein, ob sich die Sicherheit der Küstenschutzmaßnahmen überhaupt quantifizieren lässt und welche Schwierigkeiten dabei auftreten. Zu fragen ist auch, ob ein Maß für eine "minimal zulässige" Sicherheit gefunden werden kann.

Die norddeutschen Küsten und Ästuare sind bereits seit Jahrhunderten durch Deiche geschützt und im Laufe dieser Zeit immer wieder den veränderten Verhältnissen angepasst worden (s. z.B. DVWK, 1992). Unterschiedliche Entwicklungen haben sich dabei für die Nord- und die Ostsee ergeben. Heute ist die Hauptdeichlinie in Deutschland etwa 1400 km lang und erreicht Höhen von 3,50 mNN bis 6,0 mNN an der Ostsee und 6,50 mNN bis nahezu 10,0 mNN an der Nordsee. Einen großen Bestandteil der Hochwasserschutzlinie stellen dabei die Seedeiche dar (Abb. 1).



Abb. 1: Beispiel für typische Profile eines Schar- und Vorlanddeiches (Oumeraci & Schüttrumpf, 1997)

Die Analyse von Versagensfällen während der Hochwasserereignisse 1995 in Holland hat gezeigt, dass in Einzelfällen noch relativ große Sicherheitsreserven in Deichen vorhanden sind, obwohl diese Deiche aufgrund der Bemessung schon hätten versagen müssen (Pilarzcyk, 1998). Auf der anderen Seite kann aber trotz einer ausreichenden deterministischen Bemessung auch ein Versagen auftreten, weil z.B. die bestehende Bemessung des Deiches nicht alle möglichen Versagensmechanismen berücksichtigt.

Oumeraci & Schüttrumpf (1997) haben mit Hilfe einer detaillierten Schadensanalyse von Strom- und Seedeichen bestätigt, dass in diesem Jahrhundert neben anderen Ursachen wie der Druckschlagbelastung auf der Außenböschung hauptsächlich der Wellenüberlauf für schwere Deichschäden bis hin zu Deichbrüchen verantwortlich ist. Damit war vor allem die Binnenböschung der Deiche Auslöser für das Deichversagen, wobei eine Reihe zusätzlicher Voraussetzungen erfüllt sein musste. Diese Zusammenhänge sowie die hierfür notwendigen Voraussetzungen müssen mit Hilfe von Modellen möglichst vollständig erfasst, d.h. beschrieben und quantifiziert werden. Derartige Werkzeuge sind jedoch bisher entweder noch gar nicht vorhanden oder müssen noch so aufbereitet werden, dass sie praktisch einsetzbar sind.

Die meisten dieser in Ansätzen bereits entwickelten oder noch zu findenden Modelle sind zusammen mit den hierfür notwendigen Eingangsparametern mit Unsicherheiten versehen. Die Berücksichtigung dieser Unsicherheiten bei der Aufstellung von Bemessungsgleichungen ist nach dem Konzept der deterministischen Vorgehensweise nicht möglich. Wenn ein Maß für die Sicherheit der Küstenschutzbauwerke oder hier speziell für die Seedeiche angegeben werden soll, muss ein anderer Ansatz gewählt werden, in den diese Unsicherheiten sowohl für das Verfahren als auch für die Eingangsparameter explizit einfließen.

Für die Berücksichtigung von Unsicherheiten in einer Bemessung bieten sich daher probabilistischen Verfahren an, weil die Verwendung dieser Methodik bereits in anderen Fachdisziplinen nachgewiesen wurde. Der vorliegende Bericht beinhaltet daher die Aufgabenstellung, wie probabilistische Verfahren in ein Gesamtkonzept einer Risikoanalyse für Küstenschutzbauwerke und –systeme eingebunden werden können.

Probabilistische Bemessungsverfahren sind nur im Zusammenhang mit einem Gesamtkonzept einer Risikoanalyse für den Küstenraum sinnvoll. Die Definition des Risikobegriffs wird dabei im Küsteningenieurwesen in der Regel als Produkt von Versagenswahrscheinlichkeit P<sub>f</sub> und Folgeschäden E(D) verstanden (s. z.B. Motor-Columbus,1986; Peerbolte, 1993; Probst, 1994; Plate, 2000; Von Liebermann & Mai, 2001). Beide Größen sind wesentliche Voraussetzungen für die Bestimmung des Risikos. Probabilistische Methoden werden dabei für die Ermittlung der Versagenswahrscheinlichkeit P<sub>f</sub> verwendet und bilden somit einen wesentlichen Baustein für Risikoanalysen von Hochwasser- und Küstenschutz-Systemen (HuKS). HuK-Systeme beziehen Bauwerke wie Deiche, Schutzdünen, Hochwasserschutzwände, Vorländer und Sonderbauwerke wie Sperrwerke, Siele, Schöpfwerke etc. ein und erlauben quantitative Aussagen über die Wahrscheinlichkeit, dass eine Überflutung eintritt (s. auch Anlage B). Derartige Methoden beinhalten vor allem Fragestellungen zu den Mechanismen, die schließlich zum Versagen des Deiches führen können. Hier liegt der Schwerpunkt der vorliegenden Arbeit.

Die Ermittlung der **Folgeschäden E(D)** beinhaltet eine naturwissenschaftliche und technische Fragestellung (z.B. Deichbruchverhalten, Ausbreitung der Flutwelle, Geschwindigkeit und Zerstörungspotenzial des sich ausbreitenden Wassers, Überflutungsfläche) als auch eine

wirtschaftliche (potenzieller Schaden der betroffenen Überflutungsgebiete, Sekundärschäden wie z.B. Ausfall von Ernteerträgen oder Stillliegezeiten) und soziale (Bewertung der zu erwartenden Schäden und des Risikos, Wert eines Menschenlebens, etc.) Fragestellung. Bisher sind zahlreiche Arbeiten auf diesem Gebiet erschienen, die sowohl grundlegender Art (s. z.B. Schmidtke & Klaus, 1981; Kortenhaus & Oumeraci, 2001; Wang & Roush, 2000; Kortenhaus, 1995; Baecher et al., 1980) als auch mehr praktischer Natur (vgl. z.B. DVWK, 1984; Klaus & Schmidtke, 1990; Kunz, 1996; Von Liebermann & Mai, 2001; Hofstede & Hamann, 2000; Mai & Zimmermann, 2000) sind. Einen aktuellen Stand der Entwicklung in fünf europäischen Küstenländern gibt Litjens-Van Loon (2000).

Die Durchführung der **Risikoanalyse** schließlich (siehe z.B. Meadowcroft et al., 1994; Burgess & Reeve, 1994; Vrouwenvelder & Struik, 1990; CUR, 1990; Pilarczyk, 1999) ermöglicht Aussagen über die Auswirkungen einer Sturmflut, die Schwachstellen in einem Küstenschutzsystem sowie die Ermittlung der Gefährdung einer Küstenregion durch Abschätzung von möglichen Folgeschäden und Risiken.

In Abbildung 2 ist ein Gesamtkonzept für eine Risikoanalyse mit allen zu berücksichtigenden Elementen dargestellt. Die einzelnen Bausteine der Risikoanalyse werden in Anlage B eingehender diskutiert. Da der Schwerpunkt der vorliegenden Arbeit auf der Ermittlung der Versagenswahrscheinlichkeit liegt, wird hier im Weiteren auf die Bestimmung des Risikos nicht eingegangen.



Abb. 2: Gesamtkonzept einer Risikoanalyse für Hochwasser- und Küstenschutzsysteme (HuK-Systeme)

Das "ProDeich"-Projekt wurde im Rahmen eines KFKI-Forschungsvorhabens (03KIS017) durch das BMBF gefördert, die Untersuchungen wurden im Leichtweiß-Institut für Wasserbau der Technischen Universität Braunschweig (Prof. Dr.-Ing. H. Oumeraci) und im Institut für Grundbau und Bodenmechanik der Universität Essen (Prof. Dr.-Ing. W. Richwien) durch-

geführt und durch eine KFKI-Projektgruppe unter der Leitung von Prof. Dr.-Ing. H. Kunz begleitet. Der vorliegende Bericht ist der Abschlussbericht dieses Projektes.

#### 1.2 Zielsetzung

Wesentliches Ziel dieser Arbeit ist die Ermittlung der Versagenswahrscheinlichkeit eines virtuellen Seedeiches mit Hilfe probabilistischer Methoden, um damit ein Maß für die Sicherheit des Deiches zu gewinnen. Dieses Gesamtziel ist nur zu erreichen, wenn eine vollständige Beschreibung aller Versagensmechanismen des Deiches einschließlich ihrer Zusammenhänge und der damit vorhandenen Unsicherheiten erfolgt. Diese Erfassung und die Bedeutung der Versagensmechanismen auf das Gesamtversagen des Deiches ist daher eine weitere wesentliche Fragestellung dieser Arbeit. Gleichzeitig müssen hierfür die Unsicherheiten der beteiligten Parameter und Verfahren erfasst werden und ihr Einfluss und ihre Bedeutung auf die Gesamt-Versagenswahrscheinlichkeit muss ermittelt werden.

Die Ergebnisse dieser Untersuchungen am Beispiel eines virtuellen Seedeiches sollen daher u.a. aufzeigen, welchen Aufwand eine probabilistische Bemessung eines Küstenschutzbauwerks erfordert und wo Schwerpunkte für die weitere anwendungsorientierte Forschungsarbeit auf dem Gebiet der Seedeiche zu setzen sind. Dabei wird die Probabilistik im Zuge dieser Arbeit als eine Erweiterung der deterministischen Bemessung verstanden. Alle Berechnungen resultieren dabei aus der Gegenüberstellung der Belastung und des Widerstands des Deiches für einzelne Versagensmechanismen einschließlich der damit verbundenen Unsicherheiten. Im Folgenden wird die hierfür notwendige Methodik vorgestellt.

#### **1.3** Methodisches Vorgehen

In Abbildung 3 ist der prinzipielle Zusammenhang und Aufbau der vorliegenden Arbeit als Teilaspekt einer Risikoanalyse im Küstenraum dargestellt. Hinweise auf die entsprechenden Abschnitte dieser Arbeit sind ebenfalls gegeben.



Abb. 3: Zielsetzung und Vorgehen der vorliegenden Arbeit

In Kapitel 2 werden im Folgenden der Wissensstand und die theoretischen Grundlagen für die Ermittlung der Versagenswahrscheinlichkeiten zusammengestellt. Dabei wird ein Schwerpunkt u.a. auf der Ermittlung und dem Zusammenhang der zu bearbeitenden Versagensmechanismen auf der Grundlage von bisherigen Untersuchungen und Schadensanalysen liegen. Damit wird ein Gesamtüberblick über die Beschreibung der relevanten Versagensmechanismen einschließlich der darin enthaltenen Unsicherheiten gegeben. Gleichzeitig wird eine Übersicht der probabilistischen Berechnungsverfahren sowie des Wissensstands zu Fehlerbaumanalysen gegeben, so dass abschließend eine Überarbeitung der Zielsetzung und Methodik erfolgen kann.

Zur Illustration der entwickelten Modelle wird in Kapitel 3 ein virtueller Beispieldeich ausgewählt und dokumentiert. Er wird im Weiteren dazu verwendet, in Form einer Fallstudie prinzipiell die Gesamt-Versagenswahrscheinlichkeit eines Seedeiches zu ermitteln und zu bewerten.

In Kapitel 4 werden Verfahren entwickelt, um die im Wissensstand vorhandenen Lücken zur Beschreibung des Versagens von Seedeichen am Beispiel der hier ausgewählten Prinzipstudie zu füllen. Die erarbeiteten Grenzzustandsgleichungen sollen das in Schadensanalysen festgestellte Versagen von Seedeichen vollständig beschreiben, so dass hiermit die Grundlage für die weitere probabilistische Berechnung gegeben ist.

Kapitel 5 diskutiert die Unsicherheiten aller Eingangsparameter und Berechnungsmodelle der Grenzzustandsgleichungen aus Kapitel 4. Dabei müssen allen Parametern statistische Verteilungen zugeordnet werden, womit die Unsicherheit des jeweiligen Parameters erfasst und mit der im Weiteren probabilistisch gerechnet werden kann. Eine Sensitivitätsanalyse der ermittelten Parameter soll vor der eigentlichen probabilistischen Berechnung die Bedeutung der Eingabeparameter auf die jeweiligen Versagensmechanismen zeigen und Aufschluss sowohl über die Gesamtbedeutung der Eingangsparameter als auch die Bedeutung der Versagensmechanismen auf das Gesamtversagen des Deiches geben. Die Möglichkeiten einer Sensitivitätsanalyse werden dabei kritisch diskutiert.

Darauf aufbauend wird im Kapitel 6 die eigentliche Berechnung der jeweiligen Versagensmechanismen durchgeführt und erläutert. Ergebnis dieses Abschnittes sind die Versagenswahrscheinlichkeiten der Mechanismen unter Berücksichtigung der Grenzzustandsgleichungen aus Kapitel 4 und den Unsicherheiten aus Kapitel 5.

Die Fehlerbaum-Analyse in Kapitel 7 erschließt dann den Zusammenhang der einzelnen Versagensmechanismen und die Abfolge der Mechanismen untereinander. Auf dieser Grundlage wird daran anschließend die Gesamt-Versagenswahrscheinlichkeit des vorgegebenen virtuellen Seedeiches berechnet.

In Kapitel 8 werden die bis dahin erarbeiteten Methoden und Verfahren auf den Beispieldeich aus Kapitel 3 angewendet und diskutiert. Eine Beurteilung und abschließende Diskussion dieser Ergebnisse auch mit einem Vergleich zu Variationen der Eingabeparameter des vorgegebenen Seedeiches sowie Ausblicke auf weitere durchzuführende Arbeiten schließen das Kapitel ab. E 34 942 Lit.

## 2 – Wissensstand und theoretische Grundlagen



## 2 Wissensstand und theoretische Grundlagen

Wesentliche Voraussetzung für die Berechnung der Versagenswahrscheinlichkeit eines Seedeiches ist die Kenntnis der bis zum Versagen ablaufenden physikalischen Prozesse und der hierfür benötigten Einflussgrößen. Diese bilden die Grundlage für die probabilistischen Berechnungen und müssen die Vorgänge am Bauwerk bis zum Versagen vollständig beschreiben. Die hydrodynamischen Randbedingungen bilden dabei die wesentlichen Eingangsparameter für die bodenmechanischen Prozesse im Deich.

In diesem Kapitel wird zunächst ein kurzer Überblick über die bisher für die deterministische Bemessung eines Seedeiches verwendeten Verfahren und Anforderungen gegeben (Abschnitt 2.1). Daran anschließend werden die für Deiche und Seedeiche durchgeführten Schadensanalysen zusammengestellt und die wesentlichen Konsequenzen für das weitere Vorgehen abgeleitet (Abschnitt 2.2). Im Weiteren wird der Wissensstand zu den hydrodynamischen und geotechnischen Eingangsparametern und deren Bestimmung diskutiert (Abschnitt 2.3). Ein Überblick über alle hydrodynamischen und geotechnischen Versagensmechanismen sowie deren Eingangsbedingungen gibt Abschnitt 2.4, wobei vor allem die noch fehlenden Elemente bei der Beschreibung des Versagens diskutiert werden. Abschnitt 2.5 beschreibt den Wissensstand zu den Unsicherheiten der Eingangsparameter und der Modelle sowie ein generelles Verfahren zu deren Erfassung. Der Wissensstand zu probabilistischen Bemessungsverfahren, ihre Vorteile gegenüber deterministischen Methoden, aber auch ihre Nachteile werden in Abschnitt 2.6 diskutiert. Darin wird auch das im Weiteren verwendete Verfahren begründet. Die derzeit verwendeten Verfahren zur Berechnung des Gesamtsystems in Form eines Fehlerbaums werden in Abschnitt 2.7 gegeben und kritisch beleuchtet. Abschließend wird der gesamte Wissensstand zusammengefasst, kritisch beurteilt und die Zielsetzung und die weitere Vorgehensweise präzisiert (Abschnitt 2.8).

#### 2.1 Deterministische Bemessungsverfahren

Das bisherige Vorgehen bei der Bemessung eines Deiches soll im Folgenden kurz anhand verschiedener Aspekte (Wellenbelastung, baupraktische Anforderungen, Standsicherheitsuntersuchungen) zusammengestellt werden.

#### 2.1.1 Wasserstand und Wellenbelastung (Hydrodynamische Aspekte)

Der Bemessungswasserstand und die damit verbundenen Seegangsparameter sind die wesentlichen Eingangsparameter bei der deterministischen Bemessung eines Deiches. Sie werden im Folgenden entsprechend der in den einzelnen Bundesländern geltenden Verfahren vorgestellt.

Für die Bemessung eines Seedeiches auf Wellenbelastung gibt es für die verschiedenen deutschen Küstenländer unterschiedliche Verfahren, die z.B. in Kunz & Flügge (2002), EAK (1993), Petersen & Rohde (1991), MELF (1986), Freie und Hansestadt Hamburg (1998), oder Bezirksregierung Weser-Ems (1997) für die einzelnen Küstenländer Niedersachsen, Schleswig-Holstein und Hamburg zusammengestellt sind.

Generell sind die darin enthaltenen Einflüsse, die zu einer Berechnung der Kronenhöhe beitragen:

- Höhe des mittleren Tidehochwassers (MThw) über NN; dieser Wert ist entlang der Küsten stark ortsabhängig und muss im Einzelfall ermittelt werden;
- Einfluss des Springtide-Hochwassers, d.h. Erhöhung des MThw um einen gewissen Wert, um das gleichzeitige Auftreten einer Sturmflut mit dem höchsten astronomisch bedingten Hochwasser zu erfassen;
- der Windstau, der meteorologisch bedingte Einflüsse erfasst und im Einzelwertverfahren als Unterschied zwischen dem höchsten eingetretenen Tidehochwasser (HHThw) und dem zugehörigen, berechenbaren astronomischen Hochwasser (Thw) festgelegt ist<sup>1</sup>;
- ein Sicherheitszuschlag, der vor allem den säkularen Anstieg des Meereswasserspiegels erfassen soll (näherungsweise mit 30 cm/100 Jahren anzusetzen);
- der Wellenauflauf, der ortsbedingt zu ermitteln ist (vgl. Abschnitt 4.1);
- eventuelle Setzungen des Deiches und des darunter liegenden Bodens nach der Fertigstellung

Den meisten dieser Werte liegen Langzeitbeobachtungen (bis 120 Jahre) an den deutschen Küsten zugrunde. Gleichzeitig liegt die Summe der aus den einzelnen Punkten ermittelten Werte in der Regel auf der sicheren Seite, wobei die Größe dieser Sicherheiten jedoch nicht berechnet werden kann.

#### 2.1.2 Bodenmechanische Bemessungsgrundlagen und -nachweise

Für Deichbaumaßnahmen gelten grundsätzlich die übergeordneten Regeln und Normen für Baugrunduntersuchungen sowie für die erforderlichen erdstatischen und bodenmechanischen Nachweise (EAK, 1993).

Für die Erkundung im Feld kommen Bohrungen und Sondierungen in Frage, deren Ergebnisse anhand von Laborversuchen ermittelt werden, mit denen die Tragfähigkeit des Untergrundes und ggf. seine Eignung als Deichbaumaterial beurteilt werden. Wichtige Hinweise für die Belastungsfähigkeit des anstehenden Untergrundes können bei bindigen Böden aus deren Konsistenz abgeleitet werden. Der Deichuntergrund kann erst ab steifer bis halbfester Konsistenz als hinreichend tragfähig gelten. Bei geringerer Konsistenz muss der Deichuntergrund vorab verbessert werden, damit das Gewicht des Deichs aufgenommen und ohne Böschungsbruch abgetragen werden kann (s. auch EAK, 1993; Kortenhaus et al., 2001).

Die Standsicherheit des Deiches und des Deichuntergrunds wird analog zu den übergeordneten Vorschriften nach DIN 4084 (1983) nachgewiesen. In den Nachweisen wird neben der Deicheigenlast der Wasserdruck auf den eingestauten Deich und ggf. eine Verkehrslast auf der Deichkrone angesetzt. Im Deichinnern wird der Bereich unter der stationären Sickerlinie der Boden unter Auftrieb in die Berechnungen eingeführt, zusätzlich der Wasserüberdruck auf die jeweilige Gleitfuge. Dabei werden die Widerstände des Untergrun-

<sup>&</sup>lt;sup>1)</sup> liegen diese Werte nicht vor, lässt sich der Windstau näherungsweise nach Verhagen (1998) ermitteln

des und des Deichkörpers wegen des starrplastischen Modelleinsatzes in den Nachweisen nach DIN 4084 nur als Festigkeitswerte eingeführt.

Aus der Auflast des Deichkörpers resultieren Untergrundsetzungen, die umso größer sind, je dicker die unter dem Deich anstehenden Weichschichten sind und je geringer ihre Steifigkeit ist. Hinzu kommen die Eigensetzungen des Deichs, so dass je nach Bodenparametern Setzungen im Meterbereich möglich sind.

Im Falle der Entwicklung neuer, höherer Deichprofile aus Altdeichen ergeben sich die Setzungen nur aus einer Analyse der Zusatzspannungen im Untergrund. In jedem Fall muss der Deich um das ermittelte Setzungsmaß überhöht werden, damit die Deichhöhe nach dem Abklingen der Setzungen der Hydromechanik erforderlichen Deichdicke entspricht.

#### 2.1.3 Baupraktische Anforderungen

Ein Überblick über einige wesentliche baupraktische Anforderungen sind in Kortenhaus et al. (2001) zusammengestellt. Grenzwerte für die Bodeneigenschaften des im Deichbau verwendeten Kleis gibt die EAK (1993), aus der sich leicht plastische oder mittelplastische Tone ergeben. Für die im Rahmen erdstatischer Nachweise anzusetzenden Rechenwerte verweist die EAK 1993 auf die mittleren Bodenkennwerte z.B. in der EAU (1996).

Der Deichbau wird meist in Spül- und Trockenbauweise hergestellt, d.h. zunächst wird die erforderliche Sandmenge im Schutz von Spüldeichen eingespült und dann wird daraus der Deich mit Raupen profiliert. Um eine zügige Entwässerung des Spülfeldes und damit die Profilierung zu erleichtern, sollte der Feinkornanteil des Spülsandes (Korndurchmesser  $\leq 0,063$  mm) im Mittel nicht größer sein als rd. 15%. Für das Spülfeld wird Allgemeinen eine mindestens mitteldichte Lagerung erreicht.

Für das trocken aufgesetzte obere Kernprofil ist hingegen ohne Verdichtung nur mit lockerer Lagerungsdichte zu rechnen, so dass hier im Interesse der Standsicherheit und der Minimierung der Eigensetzungen in jedem Fall eine lagenweise Verdichtung des aufgesetzten Materials zu fordern ist. Hinter Deichverteidigungswegen sollte die Lagerungsdichte noch höher sein.

Der Klei wird als Böschungsabdeckung in mehreren Lagen von höchstens 30 cm bis 50 cm Dicke mit Planierraupen eingebaut. Je nach Einbaukonsistenz wird dabei eine mehr oder weniger dichte und homogene Schicht erzielt. Hohlräume beim Einbau der Böschungsabdekkung sind möglichst zu schließen. Weitere Details finden sich bei Brößkamp (1976) oder Eißfeldt (1999).

#### 2.2 Schadensanalyse für Deiche

#### 2.2.1 Übersicht durchgeführter Schadensanalysen

Eine Schadensanalyse eines Bauwerks kann als Ausgangspunkt einer probabilistischen Bemessung dienen, da sie Aufschluss darüber gibt, in welche Reihenfolge die verschiedenen Mechanismen ablaufen, die letztendlich zum Versagen des Bauwerks führen. Es ist daher Ziel dieses Abschnitts, die im Schrifttum dokumentierten Schäden und deren Schlussfolgerungen zusammenzustellen und daraus abzuleiten zu können, (i) welches die maßgebenden Versagensmechanismen einschließlich der beteiligten Eingangsparameter sind, und (ii) wie die physikalischen Prozesse nacheinander ablaufen.

Das bisher schwerste Sturmflut-Ereignis in den Niederlanden ist 1953 aufgetreten. Die wesentliche Schadensursache bei den vielen Deichversagen, die daraufhin eintraten, lag in einer Überströmung und dem Wellenüberlauf der Deiche, das zu einem Versagen der Binnenböschung führte (Jorissen, 1997). Die größten Sturmflutereignisse in Deutschland (1962 und 1976, vgl. Warncke, 1979 und Zitscher et al., 1979) hatten ähnliche Auswirkungen und sind im Schrifttum ausführlich analysiert worden, eine Zusammenfassung geben Oumeraci & Schüttrumpf, (1997). Die dänische Nordseeküste ist von der Länge der Deiche (ca. 100 km) am wenigsten betroffen, aber auch hier kam es zu besonders hohen Sturmfluten in den Jahren 1976 und 1981, die durch eine vorhergehende Verstärkung der Deiche jedoch nur geringe lokale Schäden hervorriefen. Einen Überblick hierzu gibt Andersen (1998).

In TAW (1995) sind die Ereignisse während der Hochwasserkatastrophe 1995 in den Niederlanden beschrieben worden. Diese Ereignisse sind vergleichbar mit den großen Hochwasserkatastrophen in Deutschland (z.B. Oderhochwasser) und werden hier stellvertretend zusammengefasst. Typische Versagensformen von Deichen während des Hochwassers waren das Überströmen und die Durchsickerung (Tab. 1).

Nach TAW hätten die Deiche laut der gültigen Bemessungsverfahren an einigen Stellen brechen müssen. Dass sie trotzdem standhielten, wurde der Unsicherheit in der Annahme der Bodenparameter für die theoretischen Modelle zugeordnet. Gleichzeitig wurden aber auch Maßnahmen eingesetzt, die Standsicherheit der Deiche an den Schwachstellen zu erhöhen (z.B. Bau von provisorischen Binnenbermen, Zusatzdeiche aus Sandsäcken, Sicherung der Austrittsstellen bei Durchsickerung). Schäden an den Außenböschungen der Deiche sind ebenfalls dokumentiert worden, traten aber nur dann auf, wenn die Qualität der Kleischicht schlecht oder die Grasdecke vorgeschädigt war.

Oumeraci & Schüttrumpf (1997) stellen Deichschäden an See- und Stromdeichen zusammen, die im Wesentlichen Folgen der großen Sturmfluten von 1962 und 1976 waren. Die Untersuchung zeigt prinzipielle Schwachstellen der Deiche auf, die auch heute (trotz veränderter Geometrie der Außen- und Binnenböschung) zum Versagen der Deiche führen können. Hauptursache für das Versagen des Deiches ist dabei nicht ein einzelner Mechanismus, sondern das Zusammenwirken verschiedener Einflussfaktoren und Teil-Mechanismen (Abb. 4).

Wesentliche Einflussfaktoren sind dabei hydraulische Belastungsgrößen wie der kritische Wellenüberlauf (anstelle einer mittleren Wellenüberlaufrate) und die Infiltration des Deiches (s. auch Richwien, 1996; Richwien & Weissmann, 1995; Temmler & Filipinski, 1997 und Niemeyer, 1999) und Widerstandsparameter wie die Deichgeometrie (z.B. flachere Deichneigungen auf der Außenböschung) und die Festigkeit des Untergrundes. Sonstige Einflussfaktoren sind (i) eine Vorschädigung der Grasdecke (z.B. durch Bäume, Wurzeln von Pflanzen, Wühltiere oder übermäßige Beweidung), (ii) Installationen wie z.B. Leitungen, Kabel, Masten und Pfosten; (iii) fortwährende Wartung (direkte Ausbesserung der Grasdecke und Löcher durch Tiere etc., Entfernen des Treibguts); und (iv) die Belastung durch Treibgut, wobei die meisten dieser Einflussfaktoren bisher nicht in Form eines Rechenmodells zu erfassen sind.

Versagens-	1005	Ursache	Konsequenz	Maßnahr	Bemer-	
form	1775			während	nachher	кипд
Deichbruch	nein	andere Versagens- formen	Überflutung		Wiederauf- bau	durch zus. Maßnah- men verh.
Überströ- men	ja	Außenwasserstand höher als Deichkrone	Überflutung, Erosion Binnenbö- schung	Notdeich aus Sandsäcken, wenn möglich	Überprü- fung	fast nur bei Sommer- deichen
Überlauf	ja	Außenwasserstand und Wellen höher als Deichkrone	Überflutung, Erosion Binnenbö- schung	Notdeich aus Sandsäcken, wenn möglich	Überprü- fung	selten
Durch- sickerung	ja	Außenwasserstand über lange Zeit sehr hoch	Überflutung, Erosion Binnenbö- schung	Sandsäcke auf Binnenböschung, Bau einer Binnen- berme, Dränage	Reparatur der Aus- trittsstellen	sehr häufig
Durch- feuchtung	ja	Außenwasserstand sehr hoch, Kleischicht bricht nicht	Gleiten der Binnenbö- schung			
Piping	ja	Außenwasserstand sehr hoch, Aufbruch der Kleischicht, Vorschädi- gung des Deiches, bereits vorhandenes Piping	Erosionska- näle, Über- flutung, Deichbruch	Sandsäcke um die Austrittsstelle, Abdecken mit Geotextilien, Dränage	Reparatur der Aus- trittsstellen	
Erosion der Außenbö- schung	ja	Wellenangriff, Wellen- auflauf, Treibgut, Beschaffenheit der Deichoberfläche	Mögl. Deichbruch	Sandsäcke an den erodierten Stellen	Reparaturen	
Gleiten der Außenbö- schung	nein	schnelles Absinken des Wasserstands	i.d.R. keine		Muss repariert werden	
Vorschädi- gung der Außenbö- schung	ja	Einbauten, Tiere, Trampelpfade, schlechte Pflege	Erosion der Außenbö- schung	keine	Inspektio- nen, Wühltiere entfernen	
Erosion der Binnenbö- schung	ja	Regen, Überlauf und hoher Außenwasser- stand	Gleiten der Binnenbö- schung,	Sandsäcke an den erodierten Stellen	Reparatur	
Gleiten der Binnenbö- schung	ja	hoher Außenwasser- stand, Durchfeuchtung des Deiches, hohe Auflast (z.B. Straße), Vorschädigungen	Deichbruch		Reparatur, evtl. Binnenber- me	
Vorschädi- gung der Binnenbö- schung	ja	Tiere, schlechte Pflege der Oberfläche, Tram- pelpfade	Erosion der Binnenbö- schung, Piping	Schließen der Löcher, Abdecken mit Geotextilien	Inspektion und Wartung, Wühltiere entf.	
Deichin- stallationen	ja	Öffnungen, Kabel, Pumpstationen	Verschieden	Schließen der Öffnungen		

Tab. 1:	Versagensformen von	Flussdeichen	während des	Hochwassers	1995 in de	n Niederlanden
140.1.	verbagenbioinnen von	1 rabbaerenen	main ena aes	1100110000010	1)))) III 40	i i ticaci iuliacii



Abb. 4: Ursachen eines Deichbruchs durch Versagensmechanismen auf der Außen- und Binnenböschung von Seedeichen (nach Oumeraci & Schüttrumpf, 1997)

Singh (1996) gibt einen ausführlichen Überblick über das Versagen von Dämmen. Die überwiegende Anzahl der Versagensfälle im Bereich der Erddämme lassen sich dabei auf Probleme in der Gründung des Dammes oder auf fehlerhafte Konstruktionen zurückführen. Versagensmechanismen sind bei Erddämmen vor allem das Überströmen von Dämmen, rückschreitende Erosion (Piping) sowie Versagen des Untergrundes (Böschungsbruch). Auslösende Belastung ist dabei das Überschreiten des Bemessungshochwassers oder Erdbeben. Wesentliche Unterschiede zu Seedeichen zeigen sich vor allem in den hydraulischen Randbedingungen. Armbruster et al. (1999) beschreiben qualitativ ähnliche Versagensmechanismen für Flussdämme. Dabei wird vor allem auf den bei Flussdeichen relativ lang andauernden Wasserstand hingewiesen.

#### 2.2.2 Gesamtbeurteilung

Die Untersuchungen haben gezeigt, dass immer noch Forschungsbedarf bei der Ermittlung der tatsächlichen Ursachen für Deichschäden besteht. See- und Strom- bzw. Flussdeiche sind dabei in den folgenden Punkten unterschiedlich zu behandeln:

- Strom- und Flussdeiche werden länger belastet als Seedeiche, weil die Dauer der Belastung von einer Hochwasserwelle abhängt und nicht oder nur geringfügig tidebeeinflusst ist;
- die Neigungen der Außenböschung der Strom- bzw. Flussdeiche ist steiler als für Seedeiche, bei der Binnenböschung ist es häufig umgekehrt;
- bei Strom- bzw. Flussdeichen tritt wesentlich häufiger Überströmen auf, während bei Seedeichen die Wellen vor allem überschwappen;

• Strom- bzw. Flussdeiche versagen häufig infolge Durchsickerung und Durchströmen der Deiche, die dann zu einem Kappensturz oder Rutschungen führt; dagegen treten Schäden auf der Binnenböschung bei Seedeichen vor allem infolge Wellenüberlauf auf.

Grundsätzlich können See- als auch Flussdeiche jedoch nach dem gleichen prinzipiellen Vorgehen berechnet werden, da die auftretenden Mechanismen gleich sind und nur die Häufigkeit des jeweiligen Auftretens unterschiedlich ist. Die hierfür notwendigen Verfahren müssen teilweise noch entwickelt oder aber den Erfordernissen bei der Beschreibung der Versagensmechanismen für Seedeiche angepasst werden.

Unterschiede bei der Analyse der Schadensfälle haben sich vor allem bei den unterschiedlichen Eingabeparametern ergeben. Bei Dämmen und Flussdeichen spielt vor allem die Höhe und die Dauer des Wasserstands vor dem Damm oder Deich die entscheidende Rolle bei der Auslösung der Versagensmechanismen, bei Seedeichen sind darüber hinaus die Seegangsparameter von entscheidender Wichtigkeit.

#### 2.3 Hydrodynamische und bodenmechanische Eingangsparameter

Alle Eingangsparameter für die Rechenmodelle der hydrodynamischen und bodenmechanischen Versagensmechanismen müssen für eine probabilistische Bemessung bekannt sein. Die Parameter hängen dabei auch von den verwendeten Versagensmechanismen selbst ab, so dass eine vollständige Liste erst nach der Beschreibung und Vervollständigung der Rechenmodelle vorliegen kann. Die als wesentlich einzustufenden Eingangsparameter, die mehrfach Verwendung finden bzw. die wesentlich für die Deichbemessung sind (z.B. Wasserstand, Bemessungswellenparameter), werden im Folgenden diskutiert.

Abbildung 5 zeigt schematisch die Prozesse vor dem Deich und am Deich, wobei die Versagensmechanismen am Deich letztendlich in Form von Grenzzustandsgleichungen beschrieben werden müssen.

Im Wesentlichen kann dabei eine Zweiteilung der Prozesse vorgenommen werden, nämlich (i) die Transferprozesse vom Fernfeld des Bauwerks bis zum Fuß des Deiches und (ii) die Belastung des Deiches und die damit verbundenen Versagensmechanismen auf der Außenböschung, der Binnenböschung und im Deichinneren.

Abbildung 6 beschreibt die Zusammenhänge der Entstehung von Wellen im Fernfeld des Bauwerks durch Wind über die Transformation der Wellen im Nahfeld des Bauwerks (Shoaling, Refraktion, etc.) bis hin zum Brechen der Wellen am Bauwerk und den Eingangsparametern für die Versagensmechanismen des Deiches. Durch die Vielfalt der physikalischen Prozesse, die sowohl im Fernfeld vor dem Bauwerk als auch am Bauwerk selbst bei der Ermittlung der Eingangsgrößen eine Rolle spielen, ist eine globale Bestimmung der jeweiligen Parameter mit Modellen nur in Einzelfällen möglich.



Abb. 5: Vereinfachte Darstellung der wesentlichen Prozesse am Deich mit Eingangsparametern im Fern- und Nahfeld des Bauwerks



Abb. 6: Wellenparameter im Fern- und Nahfeld des Bauwerks als Eingangsgrößen zur Bestimmung der Versagensmechanismen des Deiches Im Rahmen dieser Arbeit soll nur kurz auf diese Verfahren eingegangen werden, wobei im Folgenden zwischen hydrodynamischen Parametern (Abschnitt 2.3.1) und den Bodenparametern (Abschnitt 2.3.2) unterschieden wird.

#### 2.3.1 Hydrodynamische Eingangsparameter

Der Wasserstand  $h_W$  und die Seegangsparameter ( $H_s$ ,  $T_p$ ,  $\theta$ ) im Fernfeld, ihre Transformation bis zum Bauwerk entlang der zu untersuchenden Hochwasser- bzw. Küstenschutzlinie müssen einschließlich ihrer statistischen Verteilungsfunktionen pdf (pdf = probability density function) bzw. kombinierten Wahrscheinlichkeit oder funktionellen Abhängigkeiten nach Abbildung 6 ermittelt werden. Zunächst soll in diesem Abschnitt kurz auf mögliche Abhängigkeiten der Parameter eingegangen werden, bevor die im Schrifttum bisher verwendeten Modelle zur Bestimmung der Eingangsgrößen am Bauwerk aufgezeigt werden.

#### 2.3.1.1 Abhängigkeiten der Parameter

In der Regel sind der Wasserstand und die Seegangsparameter nicht unabhängig voneinander zu betrachten. Die Abhängigkeiten können zum Beispiel in kombinierten Verteilungsfunktionen jpdf (jpdf = joint probability density function) angegeben werden, dabei wird im Schrifttum zwischen den folgenden Kombinationen unterschieden:

- Kombination von Wasserstand und Wellenhöhe
  - holländische Küste (Vrijling & Bruinsma, 1980; Van Aalst, 1983; Vrijling & Bruinsma, 1990; CIRIA/CUR, 1991; Niemeijer & Volker, 1993; De Ronde & De Leeuw, 2001)
  - englischen Küste (Tawn, 1988; Tawn & Vassie, 1989; Meadowcroft et al., 1995; Owen et al., 1997; Reeve, 1998; HR Wallingford, 1998; Sutherland & Wolf, 2001)
- Kombination von Wasserstand und Windgeschwindigkeit (Plate & Ihringer, 1991; Sayers et al., 2001; Voortman, 2002)
- Kombination von Wellenhöhe und Wellenperiode (Losada & Giménez-Curto, 1979; Goda, 1978; Memos & Tzanis, 2000; )

In Abbildung 6 können kombinierte Wahrscheinlichkeiten sowohl im Fernfeld vor dem Bauwerk als auch im Nahfeld vor dem Bauwerk auftreten. Dabei wird sich durch die Transformation der Wellen ins flachere Wasser (Nahfeld) auch die Art der kombinierten Wahrscheinlichkeit verändern. Werden nicht die kombinierten sondern die Einzel-Wahrscheinlichkeiten verwendet (d.h. es wird von einer Unabhängigkeit der Seegangsparameter ausgegangen), so ergeben sich in der Regel zu hohe Eingangswerte für die Ermittlung der Versagensmechanismen. Auch hierfür gilt entsprechend, dass sich die Verteilungsfunktionen entsprechend der Transformation der Wellen verändert.

Alternativ lassen sich Abhängigkeiten der Seegangsparameter auch mit semi-empirischen Rechenmodellen erfassen. Diese Modelle sind überwiegend lokal im Nahfeld vor dem Bauwerk einzusetzen und beruhen in der Regel auf Messungen, Beispiele für die Abhängigkeit der Wellenhöhen von der Windgeschwindigkeit im Flachwasser geben Kaiser et al. (1994) und für die Abhängigkeit der Wellenhöhe vom Wasserstand Ronold (1990) und Hussaarts (1999).

#### 2.3.1.2 Bestimmung des Wasserstands

Der aktuelle Meereswasserspiegel (während einer Sturmflut) setzt sich im Wesentlichen aus vier unabhängigen Parametern zusammen, a) dem säkularen Meeresspiegelanstieg (stochastisch), b) dem Windstau (stochastisch), c) der Phasenverschiebung zwischen a) und b) und d) der astronomischen Tide (deterministisch). Die stochastischen Parameter müssen statistisch aufbereitet werden, so dass Mittelwert und Standardabweichung oder besser die tatsächliche Verteilungsfunktion angegeben werden kann.

Wesentliche Schwierigkeiten ergeben sich bei der Analyse von Messungen für die statistische Extrapolation von Daten (s. z.B. Führböter et al., 1988; Jensen et al., 1992; Jensen, 2000), da Messreihen über Wasserstände im deutschen Küstenraum bisher nur über einen begrenzten Zeitraum (ca. 100–150 Jahre) zur Verfügung stehen. Die Extremwertstatistik geht davon aus, dass Extrapolationen nur über einen ca. dreimal so langen Zeitraum gestattet sind (Wang & Le Mehauté, 1983), für den auch Messungen vorhanden sind, hier also 300 bis 450 Jahre. Extrapolationen über diesen Zeitraum hinaus (z.B. 10.000 Jahre) sind daher mit besonderer Vorsicht zu betrachten. Für die deutsche Ostseeküste ist gleichzeitig die geringe Häufigkeit der Extremfluten problematisch, da hierdurch ebenfalls zu wenige Daten für eine Extrapolation zur Verfügung stehen. Für Wellenhöhen im Bereich der Nord- und Ostsee weist Fröhle (2000) darauf hin, dass eine kontinuierliche Messreihe von mehr als 20 Jahren ausreichend ist, um auch längere Extrapolationen zuzulassen.

Die Daten der meisten Pegel entlang der Nord- und Ostsee (Oumeraci & Kortenhaus, 1999; EAK, 2002) sind langjährig und einige davon als tägliche, sonst monatliche Werte vorhanden. Sie können zusammen mit einer statistischen Hauptwerten und einer Häufigkeitstabelle z.B. aus den Deutschen Gewässerkundlichen Jahrbüchern (DGJ) entnommen oder bei den zuständigen Behörden entlang der deutschen Nord- und Ostseeküste erfragt werden. Das Bundesamt für Seeschiffahrt und Hydrographie (BSH) in Hamburg verfügt ebenfalls über Aufzeichnungen einiger ausgewählter Pegel, die für aktuelle Wasserstandsvorhersagen benötigt werden. Diese Daten liegen in der Regel als tägliche Maxima und Minima vor. In Abhängigkeit von lokalen Verhältnissen müssen auch Oberwasserabflüsse von Flüssen berücksichtigt werden (Ästuare, Flussdeiche in Holland). Eine zusammenfassende Analyse der Wasserstandsentwicklungen in der Nordsee geben z.B. Jensen et al. (1992). Für die Ostsee sind die wesentlichen Erkenntnisse in mehreren Veröffentlichungen in der Küste, Heft 61 (1999) zusammengefasst.

Bisher liegen lediglich Untersuchungen hinsichtlich der unabhängigen statistischen Verteilungsfunktionen des Wasserstands (siehe z.B. Jensen, 1985; Töppe, 1992; Dietrich, 1996; Gönnert, 1999; Mai & Von Lieberman, 2000) und des Seegangs (siehe z.B. Niemeyer, 1979; Weiss, 1991; EAK, 1993; Fröhle, 2000) vor.

Die Analysen zeigen, dass die Sturmfluten hinsichtlich ihrer Häufigkeiten und der auflaufenden Wasserstände in den letzten 50 Jahren deutlich zugenommen haben. Dieser Trend wird auch durch Messungen im Bereich tidebeeinflusster Flüsse wie der Elbe bestätigt (z.B. Pegel St. Pauli, vgl. Kortenhaus et al. 2001). Die Sturmfluten der vergangenen Winter zeigen, dass dieser Trend weiter anhält.

Gönnert (1999) hat Windstauanalysen für die Deutsche Bucht anhand von 4 Pegeln durchgeführt und dabei auch den Einfluss von Fernwellen untersucht. Dabei sind die Sturmfluten anhand ihrer Höhe, ihrer Dauer, ihrer Häufigkeit und ihres Verlaufs analysiert worden. Damit stehen detaillierte Informationen im Fernfeld eines Bauwerkes zur Verfügung, wobei auch der zeitlichen Verlauf einer Sturmflut berücksichtigt werden kann. Hierauf soll später noch eingegangen werden (Abschnitt 7.7).

Für die Bestimmung der Wasserstände in der Ostsee können langjährige Messreihen herangezogen werden. Weiss (1991) gibt für drei Pegel an der Ostsee (Wismar, Warnemünde und Saßnitz) eine Unterschreitungswahrscheinlichkeit der jährlichen Hochwasserwerte an. Allerdings gilt auch hier die Einschränkung, dass die Häufigkeit der Extremfluten nicht für Extrapolationen ausreicht.

Van de Graaf (1986) stellt eine Methode für die niederländische Küste vor, in der der mittlere Wasserspiegel (MSL) als Funktion einer Überschreitungshäufigkeit angegeben wird. Das Verfahren basiert auf Untersuchungen von Vrijling & Bruinsma (1980) und benötigt zwei Parameter, die für die jeweiligen Küstenabschnitte bestimmt werden müssen. Das Verfahren basiert auf den im Fernfeld gemessenen Wasserstandsinformationen und ist wegen der empirischen Ermittlung der Parameter nicht direkt auf andere Stellen übertragbar.

Insgesamt zeigt sich, dass die vorliegenden Verfahren in der Regel lokal vorliegende Messdaten verwenden, um daraus eine statistische Beschreibung der Wasserstände abzuleiten. Wenn Wasserstandsmessungen nicht vorliegen, können nur Abschätzungen des Windstaus vorgenommen werden (CIRIA/CUR, 1991), die wegen der Beeinflussung durch die Bodentopographie und die Ausrichtung der Küstenlinie mit großen Unsicherheiten behaftet sind. Folgendes Vorgehen zur Bestimmung des Wasserstands im Fernfeld ist daraus ableitbar:

- Festlegung des mittleren Wasserspiegels (MSL) anhand vorhandener Daten oder als vorgegebene Entscheidung (z.B. per Gesetz);
- Berücksichtigung des säkularen Meeresspiegelanstiegs zuzüglich lokaler Landsenkungen (ca. 0,30 m für die Nordsee und 0,25 m für die Ostsee)<sup>1</sup>;
- Bestimmung der astronomischen Tide (Mittelwerte: 2-3 m an der deutschen Nordseeküste, 0,3 m in der Ostsee)
- Bestimmung des Windstaus
  - anhand einfacher physikalischer Überlegungen (s. z.B. CIRIA/CUR, 1991; Oumeraci, 1998 oder Voortman, 2002b) bei Vorhandensein von Windinformationen
  - anhand von statistischer Aufbereitung der Daten bei Vorhandensein von Wasserstandsmessungen
- Überprüfung der Ergebnisse anhand lokal vorliegender Beobachtungen oder genereller Überlegungen anhand der Geometrie der Küstenabschnitte (Ippen, 1966)
- Addition der bis hierher ermittelten Anteile zur Bestimmung des Wasserstands im Fernfeld
- Berücksichtigung des Set-ups durch Wellen (CIRIA/CUR, 1991)

Für die weiteren Überlegungen soll davon ausgegangen werden, dass zumindest Messungen des Wasserstands und des Winds oder der Wellen vorhanden sind (Jahres- oder Monatsmaxima), da sonst eine Bemessung des Bauwerks (nicht nur aus probabilistischer Sicht) schwierig

<sup>&</sup>lt;sup>1)</sup> Auf der Weltklimakonferenz 2001 in Shanghai warnten Klimaforscher vor einer stark zunehmenden globalen Erwärmung der Erde, die bis zu 5,8°C innerhalb der nächsten hundert Jahre betragen kann. Dies würde dann einen Meeresspiegelanstieg von bis zu 88 cm innerhalb eines Jahrhunderts bedeuten, derartige Angaben sind also bis heute mit großen Unsicherheiten belegt.
ist. Diese Daten müssen mit einer statistischen Extremalverteilung beschrieben werden, für Wasserstände sind z.B. die Gumbel-Verteilung, die LogNormal-Verteilung, die Weibull-Verteilung oder die Exponentialverteilung verwendet worden. Der jeweilige Typ der Verteilung hängt von der lokalen Topographie des Bauwerks ab und muss im Einzelfall festgelegt werden (vgl. auch Beispielrechnung in Abschnitt 8.1.1).

## 2.3.1.3 Bestimmung der Seegangsparameter

Für die Bestimmung der Seegangsparameter kann grundsätzlich unterschieden werden, ob Messungen vorliegen oder nicht. Wenn Messungen (in der Regel im Tiefwasser) vorliegen, müssen die Wellenhöhen und -perioden statistisch aufbereitet werden, so dass entsprechende Verteilungen zur Verfügung stehen. Dabei muss auf die Abhängigkeit der Seegangsparameter von den Wasserständen geachtet werden (s. Abschnitt 2.3.1.1, vgl. auch PIANC, 1986).

Liegen im betrachteten Abschnitt keine Messungen der Wellen vor, müssen Verfahren angewendet werden, Wellenhöhen und Wellenperioden aus Windmessungen (Geschwindigkeit und Dauer) und der Streichlänge des Windes (Fetch) zu bestimmen. Hierfür liegen Wellenvorhersageverfahren im Schrifttum vor, auf die hier nicht weiter eingegangen werden soll (Bretschneider, 1954; SPM, 1984).

Die Wellenperiode  $T_p$  und die Wellenhöhe  $H_s$  sind dabei teilweise abhängig voneinander. Diese Abhängigkeit kann entweder durch kombinierte Wahrscheinlichkeitsverteilungen erfasst werden (s. Abschnitt 2.3.1.1) oder durch Berücksichtigung der Beziehungen zwischen Wellenperiode und Wellenhöhe. Derartige Beziehungen liegen als empirische Faustformeln vor, die lokal unterschiedlich sind. Für den Bereich der Nordsee gilt z.B. die folgende Beziehung zwischen mittlerer Wellenperiode und signifikanter Wellenhöhe (Oumeraci, 1996):

$$T_{\rm m} = 3.94 \cdot H_{\rm s}^{0.376} \tag{1}$$

Wenn man von typischen Wellensteilheiten im Tiefwasser  $s_0 = H_s/L_0 = 0,02$  bis 0,06 ausgeht, so erhält man für die Peak-Wellenperiode  $T_p$  durch Umstellung:

$$T_p = 3,27 \div 5,66 \cdot \sqrt{H_s}$$
 (2)

Damit ist ein Bereich vorgegeben, in dem die Wellenparameter voneinander abhängen. Auf Grundlage des Pierson-Moskowitz-Spektrums kann die folgende Beziehung ermittelt werden (Niemeyer & Kaiser, 1999):

$$T_{\rm p} = 13,94 \cdot \sqrt{\frac{{\rm H}_{\rm s}}{{\rm g}}} = 4,45 \cdot \sqrt{{\rm H}_{\rm s}}$$
 (3)

Laufen die Wellen aus dem tiefen Wasser in das flache Wasser vor dem Bauwerk, so werden sie je nach vorhandener Topographie transformiert. Hierbei sind vor allem zu nennen:

- Shoaling der Wellen (Shuto, 1974, Vereinfachungen nach Oumeraci & Muttray, 2001)
- Refraktion (nach linearer Wellentheorie)
- Diffraktion (nach linearer Wellentheorie)
- Wellenbrechen (Goda, 1999; Oumeraci & Muttray, 2001)

Diese Prozesse sind sehr stark von den lokalen Verhältnissen abhängig und können nicht immer mit linearer Wellentheorie erfasst werden. Bei komplexen topographischen Verhältnissen wird auch der Einsatz numerischer Modelle sinnvoll.

Die Transformation der Wellen durch oben beschriebene Verfahren oder Modelle bedeutet auch die Veränderung der statistischen Verteilung der Wellen im Tiefwasser. Diese Verteilung kann z.B. nach dem Ansatz von CIRIA/CUR (1991) ermittelt werden oder muss aus den transformierten Daten z.B. mit Hilfe von Monte-Carlo-Simulationen gewonnen werden.

## 2.3.1.4 Generelles Vorgehen

Die vorangegangenen Abschnitte haben gezeigt, dass die Wasserstände und Seegangsparameter als Eingangsgrößen für die Berechnung der Versagensmechanismen am Seedeich sehr stark von den lokalen topographischen Verhältnissen und der Verfügbarkeit von Daten abhängt. Gleiches gilt auch für die Abhängigkeit der Parameter untereinander. Wenn davon ausgegangen wird, dass Messungen der Wasserstände und entweder des Windes oder der Wellen vorliegen, dann kann aus dem Schrifttum das in Abbildung 7 dargestellte Vorgehen für die Ermittlung des Wasserstandes und der Seegangsparameter abgeleitet werden.



Abb. 7: Ermittlung des Wasserstands und der Seegangsparameter am Bauwerk inkl. der statistischen Verteilungsfunktionen

Hierfür wird aus den vorhandenen Daten des Wasserstands zunächst die entsprechende statistische Verteilungsfunktion im Fernfeld des Bauwerks ermittelt. Falls Daten der See-

gangsparameter ebenfalls vorhanden sind, wird für verschiedene Wasserstände die Verteilungsfunktion der Wellenhöhen und -perioden ermittelt. Damit sind kombinierte Wahrscheinlichkeiten für Wasserstand und Wellenhöhen ermittelt worden. Falls keine Seegangsdaten vorliegen, müssen Wellenhöhen und -perioden aus dem Winddaten ermittelt werden. Hierfür wird zunächst eine Verteilung der Windgeschwindigkeit für die einzelnen Wasserstände ermittelt<sup>1)</sup>. Anhand der Näherungsverfahren aus SPM (1984) können dann Wellenhöhen und -perioden für einzelne Realisationen der Verteilung bestimmt werden. Die sich daraus ergebenden Seegangsparameter können wiederum als statistische Verteilungsfunktion in Abhängigkeit des Wasserstandes dargestellt werden.

Für die weitere Berechnung werden die einzelnen Datenpunkte anhand einfacher Verfahren der Wellentransformation oder komplexerer Verfahren (numerische Modellierung) in den Nahbereich des Bauwerks transformiert. Unter Berücksichtigung der gegebenen Wasserstände entstehen so wiederum abhängige Verteilungen, der Seegangsparameter vom Wasserstand. Bei Änderungen des Wasserstands z.B. durch Setup der Wellen muss auch die Verteilung des Wasserstands neu ermittelt werden.

Damit liegen die hydrodynamischen Eingangsparameter einschließlich ihrer statistischen Verteilungen am Deichfuß vor. Der folgende Abschnitt beschäftigt sich mit den bodenmechanischen Parametern, die für die Grenzzustandsgleichungen der Versagensmechanismen benötigt werden.

# 2.3.2 Geotechnische Eingangsparameter

Für die zu behandelnden Versagensmechanismen eines Seedeichs ist eine Vielzahl von bodenmechanischen Eingabeparametern einschließlich ihrer Verteilungsfunktionen zu ermitteln. Die Bestimmung von Bodenparametern erfordert in der Regel drei Schritte, die jeweils gewisse Unsicherheiten beinhalten (Oumeraci et al., 2001):

- Messung (stichprobenartig im Feld oder im Labor)
- Übertragung der Messparameter auf den für die Analyse relevanten Parameter
- Interpolation oder Extrapolation des Parameters an der Messstelle auf die Stelle, an der bemessen werden soll

Messungen zu Bodenparametern liegen dabei nicht wie Seegangsmessungen über Jahre vor, sondern sind in der Regel vor Baumaßnahmen stichprobenartig durchgeführt worden (s. z.B. Ragutzki, 1969). Die Anzahl der Daten reicht daher nicht aus, um statistische Verteilungsfunktionen zu ermitteln. Man wird daher immer von einer Normal- oder LogNormal-Verteilung der Parameter ausgehen müssen. Die Abschätzung der Standardabweichungen oder Variationskoeffizienten der Parameter wird dabei in der Regel Experten überlassen bleiben. Eine Abschätzung des Einflusses der jeweiligen Parameter auf das Endergebnis ist daher sehr wichtig, um entscheiden zu können, wie genau die Bodenparameter bestimmt werden müssen. Hierzu können Sensitivitätsanalysen (vgl. Abschnitt 5.2.2) oder die Ergebnisse der probabilistischen Berechnung selbst (Abschnitt 6.2) herangezogen werden.

<sup>&</sup>lt;sup>1)</sup> wenn sich anhand der Daten keine Abhängigkeit zwischen Windgeschwindigkeit und Wasserstand zeigt, so kann die Verteilungsfunktion der Windgeschwindigkeit unabhängig vom Wasserstand bestimmt werden.

Durch die räumliche Veränderung des Bodens über die Tiefe (z.B. Schichtungen) oder der Länge des Bauwerks (verschiedene Abschnitte) können die Unsicherheiten sehr groß oder sehr klein sein, in der Regel werden sie bei unbekannten Böden eher groß angesetzt. De Groot (2001) gibt Schwankungsbreiten von Variationskoeffizienten für einige Bodenparameter an, bei Durchlässigkeiten für Sand und Klei liegen die Variationskoeffizienten dabei über 200%. Richwien & Weißmann (1999) haben verschiedene Deichböden entlang der norddeutschen Küste untersucht und die entsprechenden Bodenparameter zusammengestellt, die gefundenen Mittelwerte und Schwankungsbreiten der Parameter beziehen sich dabei auf alle untersuchten Deiche. Daraus resultiert eine Klassifizierung der Deichböden, aus der eine Eignung des Bodens für den Deichbau abgeleitet werden kann.

Die für die Versagensmechanismen relevanten bodenmechanischen Parameter sind in Anlage D neben allen anderen aus dem Schrifttum untersuchten Eingangsparameter zusammengestellt, sie zeigen je nach untersuchtem Deich deutlich abweichende Mittelwerte und Standardabweichungen. Für ausgewählte Beispiele muss daher die Wahl der Bodenparameter mit ihren Unsicherheiten in Abschnitt 5 diskutiert und ihre Auswirkungen auf das Verhalten des Bauwerks diskutiert werden.

# 2.4 Versagensmechanismen für Seedeiche

In diesem Abschnitt wird ein Überblick über die im Schrifttum vorhandenen Informationen zu den verschiedenen Versagensmechanismen gegeben, die für einen Seedeich relevant sind. Das Ziel dieser Zusammenstellung ist die Überprüfung bzw. Aufbereitung dieser Verfahren für eine probabilistische Bemessung. Eventuelle Verbesserungen werden vor der weiteren Verwendung der Verfahren implementiert (s. Abschnitt 2.4). Die Versagensmechanismen sind dabei aufgeteilt in

- hydrodynamische Versagensmechanismen
- Versagensmechanismen an der Binnenböschung des Deiches
- Versagensmechanismen an der Außenböschung des Deiches
- Versagensmechanismen im Inneren des Deiches
- Deichbruch
- sonstige Versagensmechanismen

Abschließend erfolgt eine Gesamtbeurteilung der gefundenen Informationen und eine Auswahl der für Seedeiche relevante Versagensmechanismen. Eine Reihe von Veröffentlichungen beschäftigt sich mit Versagensmechanismen von Seedeichen (s. z.B. CIRIA/CUR, 1991; Verhagen, 1998; Pilarczyk, 1999; Eißfeldt, 1999), die meisten beschreiben aber nur eine begrenzte Anzahl von Versagensmechanismen, so dass ein vollständiger Überblick noch fehlt. Es ist daher sinnvoll, die Versagensmechanismen im Detail zu untersuchen, zu diskutieren und für eine probabilistische Verwendung vorzubereiten. Dies soll in den folgenden Abschnitten untersucht werden.

## 2.4.1 Hydrodynamische Versagensmechanismen

Unter hydrodynamischen Versagensmechanismen werden alle Versagensmechanismen verstanden, die direkt aus dem Wasserstand vor dem Deich oder den Seegangsparametern am

Deichfuß ableitbar sind. Dazu gehören (i) Überströmen; (ii) Wellenüberlauf; (iii) Druckschläge; (iv) Geschwindigkeit beim Überströmen bzw. Wellenüberlauf; und (v) Infiltration. Im Folgenden wird auf die einzelnen Versagensmechanismen eingegangen und die jeweiligen Verfahren aus dem Schrifttum miteinander verglichen und bewertet. Für jede der beschriebenen Verfahren wird abschließend die geeignetste Methode herausgesucht und notwendige Ergänzungen diskutiert.

#### 2.4.1.1 Überströmen des Deiches

Das Überströmen des Deiches (Abb. 8) tritt auf, wenn der Wasserstand vor dem Deich höher als die Deichkrone steigt. Ein derartiges Versagen des Deiches ist wiederholt während der Sturmfluten 1953 in Holland aufgetreten (s. Abschnitt 2.2). Überströmen von Deichen war in vielen Fällen Ursache für spätere Deichbrüche und ist vorwiegend bei Flussdeichen, aber auch bei Seedeichen beobachtet worden.



Abb. 8: Definitionsskizze für Überströmen eines Deiches (vgl. Oumeraci et al., 1999)

Die Grenzzustandsgleichung für "Überströmen" wird im Allgemeinen durch den Vergleich zwischen dem Wasserstand  $h_W$  vor dem Deich und der Kronenhöhe des Deiches  $h_k$  angesetzt. Das bedeutet, dass ein höherer Wasserstand vor dem Deich als die Deichkrone ( $h_W > h_k$ ) automatisch zum Versagen des Deiches führt (Vrouwenvelder et al., 1999; CUR, 1990). Dieser Ansatz ist in der Regel zu stark vereinfachend, weil er voraussetzt, dass das (auch in geringen Mengen) überströmende Wasser den Deich sofort zerstört. Dies wird aber nur dann der Fall sein, wenn weitere Voraussetzungen hierfür auf der Deichbinnenböschung gegeben sind und die Überströmrate groß genug ist.

Daher wird im Folgenden der Ansatz nach Oumeraci et al. (1999) verfolgt, die die Überströmung von Stromdeichen ohne Welleneinwirkung untersucht und einen Ansatz entsprechend der vollkommenen Überströmung breiter Wehre entwickelt (Hager, 1994a und 1994b) haben. Die *Grenzzustandsgleichung* lässt sich daraus wie folgt ableiten:

$$z = q_{zul} - q \tag{4}$$

Belastung: die Überlaufrate q kann dabei allgemein wie folgt definiert werden:

$$q = A \cdot h_E^{3/2} \tag{5}$$

Darin ist  $h_E$  die Überlaufhöhe vor dem Deich infolge Wasserstand ( $h_{\ddot{u}}$ ) und der Geschwindigkeitshöhe ( $v_o^2/2g$ ) und A ist ein allgemeiner Parameter, der die geometrischen und anderen Einflussparameter zusammenfasst (Tab. 2).

 

 Tab. 2:
 Zusammenstellung der wesentlichen Einflussparameter für das Überströmen von kurz- und breitkronigen Wehren (modifiziert nach Oumeraci et al., 1999)

	Kurzes Wehr	Breitkroniges Wehr
	$(0,5 < h_{\ddot{u}}/B_K < 1,7)$	$(0,1 < h_{\ddot{u}}/B_K < 0,35)$
Überlaufhöhe h <sub>E</sub>	$h_{\rm E} = h_{\ddot{u}}$	$h_E = h_{\ddot{u}} + v_o^2 / 2g$
Parameter A	$A = C = 1,86 \cdot k_d \cdot k_f$	$\mathbf{A} = 1,444 \cdot (1 + \mathbf{C}_{\mathbf{W}}) \cdot \mathbf{C}_{\mathbf{L}} \cdot \mathbf{C}_{\mathbf{R}} \cdot \mathbf{C}_{\mathbf{m}} \cdot \mathbf{C}_{\mathbf{n}}$
Koeffizienten für die Berücksichtigung der		
Kronenbreite B <sub>K</sub>	$k_{d} = 0,70 + 0,185  \frac{h_{\tilde{u}}}{B_{K}}$	$C_{\rm L} = 1,286 \cdot \left[ 1 - \frac{2/9}{1 + (h_{\rm E}/B_{\rm K})^4} \right]$
Ausrundung $R_{K}$	$k_{\rm f} = 1 + \frac{R_{\rm K}}{h_{\rm u}}$	$C_{R} = 1 + 0.1 \cdot \left[\frac{3R_{K}}{h_{K}} \exp\left(1 - \frac{3R_{K}}{h_{K}}\right)\right]^{1/2}$
Einschnürung der Strömung		$C_{W} = \frac{1}{3} \cdot \left[ \frac{h_{E}}{h_{E} + h_{K}} - \frac{1}{3} \right]^{3/4}  \text{für } \frac{1}{3} < \frac{h_{E}}{h_{E} + h_{K}} < \frac{2}{3},$
		sonst $C_W = 0$
Neigung der Außenbö- schung 1:n		$C_{n} = N \left[ \frac{1 + \frac{0.45}{N} \left( \frac{h_{E}}{B_{K}} \right)^{4}}{1 + \left( \frac{h_{E}}{B_{K}} \right)^{4}} \right]; N = 0.9 + \frac{1}{8} \sqrt{n}$
Neigung der Binnenbö- schung 1:m		$C_{m} = 0,326 \left[ \frac{1 + M \left( \frac{h_{E}}{B_{K}} \right)^{4}}{1 + \left( \frac{h_{E}}{B_{K}} \right)^{4}} \right]; M = 1 + \frac{1}{2} \sqrt{\sin\left( \frac{\pi}{m \cdot 2} \right)}$

Der Ansatz nach Oumeraci et al. (1999) lässt Überströmraten entsprechend einer zu definierenden zulässigen Rate  $q_{zul}$  zu, die z.B. anhand von überschläglichen Berechnungen der Einstauhöhe im Polder oder der Belastung von hinter dem Deich stehenden Bauwerken festgelegt werden muss. Dabei wird die eventuelle Beschädigung der Deichbinnenböschung nicht berücksichtigt. Die Unterscheidung zwischen kurz- und breitkronigen Wehren erlaubt bisher keine lückenlose Beschreibung von Deichen und muss daher genauer untersucht werden. Die *Widerstandsseite* der Grenzzustandsgleichung ( $q_{zul}$ ) sowie weitere Ergänzungen des Verfahrens sind durch den exponentiellen Charakter der Gl. (5) notwendig und werden in Abschnitt 4.1.1.1 diskutiert.

# 2.4.1.2 Wellenauflauf

Der Wellenauflauf bei Seedeichen ist ein hydraulischer Eingangsparameter für einige der unter Abschnitt 2.4.2 aufgeführten Versagensmechanismen und wird daher hier zunächst behandelt. Unter dem Wellenauflauf wird der senkrechte Abstand z zwischen dem höchsten Punkt des Wellenauflaufschwalls und dem Ruhewasserspiegel in [m] verstanden (vgl. Abb. 9).



Abb. 9: Definitionsskizze für den Wellenauflauf

Im Schriftum liegen zahlreiche empirische Verfahren zur Beschreibung der Wellenauflaufhöhe vor. Dabei wird von den ersten empirischen Beziehungen (Hunt, 1959; Vinje, 1972) bis heute eine relativ einfache Abhängigkeit der Wellenauflaufhöhe von der Wellenhöhe, der Wellenperiode und der Neigung des Deiches (zusammengefasst in der Brecherkennzahl  $\xi$ ) angesetzt. Grundlegende Arbeiten zum Wellenauflauf wurden dabei unter anderem durch Van der Meer (1998); Grüne & Wang (2000); Niemeyer (2001); Schüttrumpf (2001); Van Gent (2001) vorgelegt. Die heute allgemein verwendete Wellenauflaufformel nach Van der Meer (s. z.B. Schüttrumpf & Oumeraci, 2001 oder Herbich, 1990) berücksichtigt den Einfluss der Rauhigkeit, eventuell vorhandener Bermen sowie des schrägen Wellenangriffs (hierzu siehe auch Oumeraci et al., 2001). Schüttrumpf (2001) hat alle diese Ansätze im Rahmen seiner Arbeit zum Wellenüberlauf zusammengestellt und bewertet. Im Zusammenhang mit eigenen Modellversuchen wird daraus eine Modifikation des Ansatzes nach Van der Meer entwickelt, die auch Eingang in die Neufassung der EAK gefunden hat (Schüttrumpf & Oumeraci, 2001). Darin enthalten sind auch Modifikationen der Parameter, wenn Naturspektren anstelle von theoretischen Spektren verwendet werden (Schüttrumpf et al., 2001).

Unter Berücksichtigung von flachen Vorländern sowie Bermen beschreibt Van Gent (2000 und 2001) teilweise erheblich höhere Wellenaufläufe für Brecherkennzahlen größer als 2,0 im Vergleich zu Messergebnissen nach Van der Meer. Eine Modifikation der Ansätze wird daher vorgeschlagen. Untersuchungen zum schrägen Wellenangriff (Möller et al., 2002) zeigen, dass ebenfalls höhere Wellenaufläufe erzielt werden können. Die noch andauernden Untersuchungen zeigen, dass trotz umfangreicher Untersuchungen in hydraulischen Modellen noch Forschungsbedarf bei der Beschreibung des Wellenauflaufs bzw. des Einflusses der Eingangsparameter besteht. Da für das Verfahren nach EAK 2002 (Schüttrumpf & Oumeraci, 2001) Messdaten vorliegen, die für die Ermittlung der Modellunsicherheiten verwendet werden können, wird im Weiteren dieses Modell hier verwendet. Demnach ist die Wellenauflaufhöhe z<sub>98</sub> wie folgt zu ermitteln:

$$\frac{Z_{98}}{H_s} = \max\left\{c_1 \cdot \gamma_f \cdot \gamma_\theta \cdot \gamma_b \cdot \xi_{op}; \ c_2 \cdot \gamma_f \cdot \gamma_\theta\right\}$$
(6)

Darin ist H<sub>s</sub> die signifikante Wellenhöhe am Fuß des Deiches in [m] und  $\xi_{op}$  ist die Brecherkennzahl als Funktion der Wellenhöhe H<sub>s</sub>, der Peak-Wellenperiode T<sub>p</sub> und des Böschungswinkels  $\alpha$  im Tiefwasser vor dem Deich mit

$$\xi_{0p} = \frac{\tan \alpha}{\sqrt{H_s / L_0}} \tag{7}$$

Die Proportionalitätsfaktoren  $c_1$  und  $c_2$  werden durch verschiedene Faktoren wie z.B. die Art des Wellenspektrums (theoretische Spektren oder naturnahe Spektren) oder die Bezugswellenhöhe (z.B. H<sub>s</sub> oder H<sub>2%</sub>) bestimmt. Details hierzu sind in Schüttrumpf & Oumeraci (2001) angegeben, für die weitere Bearbeitung wird hier mit  $c_1 = 1,6$  und  $c_2 = 3,2$  gearbeitet.

Die Einflussfaktoren  $\gamma_f$ ,  $\gamma_\theta$ ,  $\gamma_b$  stellen Korrekturfaktoren dar, die die Einflüsse von Böschungsrauhigkeit (Abb. 10), Wellenangriffsrichtung und Berme berücksichtigen und die wie folgt erfasst werden können:

$$\gamma_{b} = \begin{cases} 1 - 0.5 \cdot \frac{B_{A}}{l_{Berme}} \cdot \left(\frac{z_{98} + h_{h}}{z_{98} - H_{s}}\right) & \text{für } \frac{h_{h}}{H_{s}} < -1 \\ 1 - \frac{B_{A}}{l_{Berme}} \cdot \left(1 - 0.5 \cdot \left(\frac{h_{h}}{H_{s}}\right)^{2}\right) & \text{für } \left|\frac{h_{h}}{H_{s}}\right| \le 1 \\ 1 - 0.5 \cdot \frac{B_{A}}{l_{Berme}} \cdot \left(2 - \frac{h_{h}}{H_{s}}\right) & \text{für } \frac{h_{h}}{H_{s}} > 1 \\ \gamma_{\theta} = 0.35 + 0.65 \cdot \cos \theta \end{cases}$$
(9)

wobei  $h_h$  die mittlere Höhe des maßgebenden Sturmflutwasserstands über der Berme in [m] ist;  $B_A$  ist die Breite der Berme vom tieferen zum höheren Knickpunkt des Deichprofils,  $H_s$  ist die signifikante Wellenhöhe am Fuß des Deiches und  $l_{Berme}$  ist die Einflusslänge der Berme (Abb. 10). Dabei darf für alle Einflussfaktoren ein gemeinsamer Grenzwert nicht unterschritten werden:

$$\left(\gamma_{\rm f}\cdot\gamma_{\theta}\cdot\gamma_{\rm b}\right) \geq 0.5$$
 (10)



Abb. 10: Einfluss der Berme und der Böschungsrauhheit auf die Ermittlung des Wellenüberlaufs

Das Verfahren kann direkt wie im Schrifttum beschrieben verwendet werden. Ergänzungen bzw. Anpassungen an eine probabilistische Bemessung sind hierfür nicht erforderlich.

#### 2.4.1.3 Wellenüberlauf

Als Wellenüberlauf wird die Menge Wasser bezeichnet, die als Überlaufschwall über die Deichkrone auf die Binnenböschung gelangt. Der Wellenüberlauf wird dabei in der Regel als Überlaufrate in [m<sup>3</sup>/s], kann aber auch als Volumen für jede einzelne Welle angegeben werden (Abb. 11).



Abb. 11: Definitionsskizze zum Wellenüberlauf

Die Grenzzustandsgleichung kann Abbildung 11 entnommen werden. Darin ist q die Wellenüberlaufrate in [l/s·m] und q<sub>zul</sub> die zulässige Wellenüberlaufrate in [l/s·m], die entsprechend der Überlegungen in Abschnitt 2.4.1.1 bestimmt werden kann.

Belastung: Eine Zusammenstellung der im Schrifttum vorhandenen Untersuchungen zum Wellenüberlauf über Seedeiche gibt Schüttrumpf (2001). Die meisten Veröffentlichungen beschränken sich auf die meist empirische Ermittlung der mittleren Wellenüberlaufrate q auf der Grundlage hydraulischer Modellversuche. Nach aktuellen Erkenntnissen ist diese jedoch für das Deichbruchverhalten nicht maßgebend (siehe Schüttrumpf, 2001; Weißmann, 2002; Van Gent, 2001). Vielmehr sind die hydromechanischen Prozesse, die beim Überlaufen einzelner Wellen den Deich belasten, die wesentlichen zu ermittelnden Belastungsvorgänge. Diese Vorgänge sind sehr komplex und bisher wenig untersucht worden. Eine erste Quantifizierung dieser Prozesse geben Schüttrumpf (2001) auf Grundlage hydraulischer Modellversuche und Van Gent (2001) auf Grundlage numerischer Modellierung. Beide Ansätze liefern Ergebnisse in derselben Größenordnung. Die hauptsächlichen Eingangsparameter für die Ermittlung dieser Belastungsgrößen sind dabei der Wasserstand hw, die Seegangsparameter (Wellenhöhe H<sub>s</sub> und Wellenperiode T<sub>p</sub>) sowie die geometrischen Parameter des Deiches (Kronenhöhe hk und Deichneigungen auf der Außen- und Binnenböschung). Die wesentlichen Belastungsgrößen, die direkt aus dem Wellenüberlauf ermittelt werden, sind:

- Geschwindigkeiten und Schichtdicken im Wellenauflaufschwall auf der Außenböschung
- Geschwindigkeiten und Schichtdicken auf der Deichkrone
- Geschwindigkeiten und Schichtdicken auf der Binnenböschung

Kapitel 2

#### E 34 942 Lit. Probabilistische Bemessungsmethoden für Seedeiche

Der Wellenüberlauf wird u.a. durch verschiedene Faktoren wie Rauhigkeit der Außen- und Binnenböschung, Bermen auf der Böschung und schrägem Wellenangriff beeinflusst (weitere Einflussfaktoren siehe z.B. Schüttrumpf, 2001). Untersuchungen von Van Gent (2001) zum Einfluss von Bermen und Oumeraci et al. (2001) zum Einfluss des schrägen Wellenangriffs haben neue Erkenntnisse gebracht, die Untersuchungen hierzu sind allerdings noch nicht abgeschlossen.

Als wesentliches Auswahlkriterium für ein Verfahren kann hier das Vorhandensein entsprechender Daten herangezogen werden, da hieraus die Unsicherheit des Verfahren abgeleitet und bei der probabilistischen Bemessung berücksichtigt werden kann. Daher wird hier zur Ermittlung des Wellenüberlaufs das Modell nach Schüttrumpf & Oumeraci (2001) (basierend auf Schüttrumpf, 2001) mit Erweiterungen nach Van Gent (2001) und Oumeraci et al. (2001) verwendet.

Das Verfahren nach Schüttrumpf & Oumeraci (2001) basiert auf den Untersuchungen von Van der Meer (1998), die mittlere Wellenüberlaufrate q kann dabei wie folgt angesetzt werden:

$$\frac{q}{\sqrt{2 g H_s^3}} = 0.038 \cdot \gamma_b \cdot \frac{\tan \alpha}{\sqrt{H_s/L_0}} \cdot \exp\left(-3.7 \cdot \frac{R_c}{H_s} \cdot \frac{\sqrt{H_s/L_0}}{\tan \alpha} \cdot \frac{1}{\gamma_b \cdot \gamma_f \cdot \gamma_\theta}\right)$$
(11)

wobei ein Maximalwert von

$$\frac{q}{\sqrt{2 g H_s^3}} = 0,096 \exp\left(-1,85 \cdot \frac{R_c}{H_s} \cdot \frac{1}{\gamma_f \cdot \gamma_\theta}\right)$$
(12)

nicht überschritten werden darf. Dabei ist  $H_s$  die signifikante Wellenhöhe am Fuß des Deiches,  $R_c$  ist der Freibord (Höhe der Deichkrone über dem maßgebenden Sturmflutwasserstand),  $L_0$  ist die Tiefwasserwellenlänge und  $\alpha$  ist die Neigung des Deiches auf der Außenböschung. Für die Definition und Kombination der Einflussparameter gilt das Gleiche wie für den Wellenauflauf. Die Diskussion des Verfahrens und ein Vergleich mit entsprechenden anderen Modellen ist in Kortenhaus et al. (2001) gegeben.

Die *Widerstandsseite* der Grenzzustandsgleichung und Erweiterungen für die Anwendung auf probabilistischer Basis werden in Abschnitt 4.1.1.2 diskutiert.

## 2.4.1.4 Wellenauf- und ablaufgeschwindigkeiten

Für die Beurteilung der Sicherheit des Deiches gegen Erosion ist die Kenntnis der Geschwindigkeiten beim Wellenauf- und –ablauf erforderlich (vgl. Abb. 9). Beschädigungen der Oberfläche des Deiches können dazu führen, dass der Deich an diesen Stellen erodiert und große Schäden bis hin zum Gesamtversagen auftreten.

Die *Grenzzustandsgleichung* für Wellenauflaufgeschwindigkeiten kann durch einen Vergleich der tatsächlichen mit einer kritischen Auflaufgeschwindigkeit  $v_{0,krit}$  erfolgen, bei dessen Überschreitung eine Erosion der Außenböschung beginnt, d.h. Versagen eintritt.

$$z = v_{0,krit} - v_{0,98}$$
(13)

wobei  $v_{0,98}$  die maximale Geschwindigkeit der auflaufenden Wassers auf der Außenberme in [m/s] ist,  $v_{0,krit}$  ist die kritische Auflaufgeschwindigkeit in [m/s].

Belastung: Einen detaillierten Überblick über verschiedene Verfahren hinsichtlich der Geschwindigkeiten beim Wellenauf- und -ablauf geben Oumeraci & Schüttrumpf (1999). Die meisten der bisher entwickelten Verfahren (siehe z.B. Führböter & Witte, 1989; Pilarczyk, 1998; Schüttrumpf, 2001) beruhen auf theoretischen Überlegungen und/oder Ergebnissen aus hydraulischen Modellversuchen. Van Gent, 2001 entwickelt einfache Ansätze auf Grundlage numerischer Modelle, einen Vergleich dieser Verfahren geben Kortenhaus et al. (2001). Die Ablaufgeschwindigkeiten sind dabei grundsätzlich kleiner als die Auflaufgeschwindigkeiten am 1:6 Deich (Van der Meer & Klein Breteler, 1990; Tautenhain, 1981; Schüttrumpf et al., 2000). Wellenablaufgeschwindigkeiten werden daher nicht weiter untersucht, da davon ausgegangen werden kann, dass die maximalen Geschwindigkeiten (im Wellenauflauf) für die Erosion maßgebend sind. Die wesentlichen Eingangsparameter zur Bestimmung der Auflaufgeschwindigkeiten sind die Böschungsneigung n, die Wellenhöhe H<sub>s</sub> und die Wellenperiode T<sub>p</sub>. Alle Verfahren im Schrifttum zeigen Abweichungen untereinander, auch der Ort der maximalen Geschwindigkeit auf der Außenböschung ist noch nicht hinreichend geklärt (Kortenhaus et al., 2001). Im Weiteren wird daher das Verfahren nach Schüttrumpf & Oumeraci (2001) verwendet, weil hierfür bereits ein Vergleich mit vorhandenen Daten erfolgt ist.

$$\mathbf{v}_{0,98} = \mathbf{c}_{\mathbf{v}} \cdot \sqrt{2 \cdot \mathbf{g} \cdot \mathbf{z}_{98}} \tag{14}$$

Darin ist  $z_{98}$  die Wellenauflaufhöhe in [m] nach Gl. (6) und  $c_v$  ist ein Proportionalitätsfaktor, der aus Versuchen zu  $c_v = 1,10$  ermittelt werden kann und anhand der Ermittlung der Unsicherheiten der Verfahren (Kap. 5) noch geprüft werden muss.

*Widerstand*: Die kritische Geschwindigkeit  $v_{0,krit}$  für die Erosion der Außenhaut des Deiches ist bisher nur in einer Untersuchung diskutiert worden. Laustrup et al. (1990) haben in Feldversuchen mit grasbedeckten Deichen steiler als 1:6 festgestellt, dass Erosion erst nach bei einer kritischen Geschwindigkeit von 3,1 m/s eintritt. Brechende Wellen auf dem Deich wurden dabei durch einen Wasserstrahl auf den Deich simuliert. Die kritische Geschwindigkeit ist dabei von der Art des Grasbewuchses abhängig, die als Funktion der Trockenwurzelmasse pro Quadratmeter  $m_{r,d}$  in  $[kg/m^2]$  ausgedrückt werden kann. Die kritische Geschwindigkeit  $v_{krit}$  wird bei etwa  $m_{r,d} = 3,5 \text{ kg/m}^2$  erreicht. Darüber hinaus liegen keine Untersuchungen zu kritischen Geschwindigkeiten bei grasbedeckten Deichen vor, so dass nur dieses Verfahren verwendet werden kann. Auch Informationen zu Unsicherheiten des Verfahrens bzw. Daten liegen nicht vor. Da die kritische Auflaufgeschwindigkeit lediglich als Kriterium für den Start der Erosion der Außenböschung Verwendung findet, kann dieses einfache Vergleichskriterium zunächst verwendet werden. Eine Sensitivitätsanalyse muss später zeigen, wie groß die Bedeutung dieses Parameters ist.

#### 2.4.1.5 Geschwindigkeit beim Wellenüberlauf

Die Schadensanalyse von See- und Stromdeichen (s. Kap. 2.2) hat gezeigt, dass viele Deiche in vorangegangenen Sturmfluten zuerst auf der Binnenböschung versagen, was letztendlich zum vollständigen Versagen des Deiches führen kann. Daher sind die Geschwindigkeiten beim Wellenüberlauf (Abb. 12) – zusammen mit der Infiltration auf der Krone und der Binnenböschung - entscheidend für eine Stabilität der Böschung.



Abb. 12: Definitionsskizze zu Strömungsverhältnissen an der Deichkrone und auf der Binnenböschung

Die *Grenzzustandsgleichung* für die Geschwindigkeit beim Wellenüberlauf ist Abbildung 12 zu entnehmen, wobei  $v_B$  die Geschwindigkeit des überlaufenden Wassers auf der Binnenböschung in [m/s] und  $v_c$  die kritische Geschwindigkeit in [m/s] ist, bei der es zu Versagen der Deichbinnenböschung kommen kann.

*Belastung*: Das Strömungsfeld auf der Binnenböschung lässt sich auf der Grundlage vereinfachter Navier-Stokes-Gleichungen und der Kontinuitätsgleichung nach Schüttrumpf (2001) im Zusammenhang mit der Schichtdicke beschreiben. Das Modell ist abhängig von der Böschungsneigung auf der Binnenböschung, der Kronenbreite, der Wellenauflaufhöhe sowie der Rauhigkeit der Böschung. Der Reibungsbeiwert f liegt dabei in einer Größenordnung zwischen 0,006 für sehr glatte Böschungen (Schüttrumpf, 2001) und 0,6 für Schüttsteine (Cornett & Mansard, 1994). Für glatte Betonböschungen empfiehlt Van Gent (1995) einen Reibungsbeiwert von 0,02. Einen ähnlichen Ansatz entwickelt Van Gent (2001) auf Grundlage der eindimensionalen Flachwasser-Gleichung, jedoch ist die Datengrundlage zur Ermittlung der Modellunsicherheit deutlicher geringer.

Das Verfahren nach Schüttrumpf (2001) beschreibt die Strömungsgrößen auf der Krone und der Binnenböschung im Zusammenhang mit den Schichtdicken wie folgt:

$$v_{B} = \frac{v_{B,0} + \frac{k_{1} h_{B}}{f} \tanh\left(\frac{k_{1} t}{2}\right)}{1 + \frac{f v_{B,0}}{h_{B} k_{1}} \tanh\left(\frac{k_{1} t}{2}\right)}$$
(15)

Darin ist  $v_{B,0}$  die Geschwindigkeit am Beginn der Binnenböschung in [m/s] (d.h. für  $x_B = 0$  am Ende der Deichkrone,  $x_B$  ist eine Variable, die die Länge der Binnenböschung beschreibt); h<sub>B</sub> ist die Schichtdicke auf der Binnenböschung in [m], f ist ein Reibungsterm [-], t ist die Zeit in [s] und k<sub>1</sub> kann wie folgt definiert werden:

$$k_1 = \sqrt{\frac{2 f g \sin \beta}{h_B}}$$
(16)

Darin ist g die Erdbeschleunigung in  $[m/s^2]$ ; f der Reibungsbeiwert wie zuvor [-], h<sub>B</sub> die Schichtdicke in [m] und  $\beta$  der Winkel der Binnenböschung in [°]. Der Reibungsbeiwert f ist bereits in Abschnitt 0 diskutiert worden und kann für glatte Böschungen zu f=0,02 festgelegt werden. Die Zeit t lässt wie folgt angeben:

$$t \approx -\frac{v_{B,0}}{g\sin\beta} + \sqrt{\frac{v_{B,0}^2}{g^2\sin^2\beta} + \frac{2s_B}{g\sin\beta}}$$
(17)

Darin ist s<sub>B</sub> der zurückgelegte Weg des Körpers und v<sub>B</sub> seine Geschwindigkeit. Damit sind Gl. (15) und (17) nur iterativ zu lösen. In Gl. (15) wird zusätzlich noch die Schichtdicke  $h_B$  verwendet, die ebenfalls nicht bekannt ist. Aus der Kontinuitätsgleichung folgt jedoch:

$$h_{\rm B} = \frac{v_{\rm B,0} \cdot h_{\rm B,0}}{v_{\rm B}}$$
(18)

wobei  $v_{B,0}$  und  $h_{B,0}$  die Geschwindigkeit und die Schichtdicke zu Beginn der Binnenböschung bzw. am hinteren Ende der Deichkrone ist. Die Geschwindigkeit  $v_{B,0}$  kann dabei theoretisch ermittelt werden:

$$\mathbf{v}_{\mathrm{B},0} = \mathbf{v}_{\mathrm{k},0} \cdot \exp\left(-\frac{\mathbf{f} \cdot \mathbf{B}_{\mathrm{K}}}{2 \, \mathbf{h}_{\mathrm{k},\mathrm{B}}}\right) \tag{19}$$

Die Entwicklung der Schichtdicke hk über der Krone folgt einem exponentiellen Verlauf:

$$\frac{\mathbf{h}_{k}}{\mathbf{h}_{k,0}} = \exp\left(-0.75 \frac{\mathbf{x}_{k}}{\mathbf{B}_{K}}\right)$$
(20)

Das bedeutet, dass die Schichtdicke am Ende der Krone immer dem konstanten Wert 0,472 (=  $e^{-0,75}$ ) entspricht, unabhängig von der Breite der Krone. Für große Kronenbreiten bleibt dies noch zu überprüfen. Die maximale Geschwindigkeit auf der Binnenböschung errechnet sich daraus für den Deichfuß mit Hilfe eines iterativen Verfahrens (s. z.B. Kortenhaus et al., 2001).

*Widerstand:* Die kritische Geschwindigkeit auf der Deichbinnenböschung wird nach Vrouwenvelder et al. (1999) bestimmt:

$$v_{c} = f_{G} \cdot \frac{3.8}{\left(1 + 0.8 \cdot \lg t_{s}\right)}$$
(21)

Darin sind v<sub>c</sub> die kritische Geschwindigkeit in [m/s], f<sub>G</sub> ein Parameter, der die Qualität des Grases festlegt (f<sub>G</sub> = 0,7 für schlechten und f<sub>G</sub> = 1,4 für guten Grasbewuchs, Details siehe Verheij et al., 1998) und t<sub>s</sub> ist die Dauer des Sturmereignisses in Stunden. Die kritische Geschwindigkeit wird mit den Geschwindigkeiten verglichen, die bei Wellenüberlauf auftreten. Daher kann für die Sturmflutdauer t<sub>s</sub> nur der Zeitraum eingesetzt werden, in dem es zu Wellenüberlauf kommt, also nur ein Bruchteil der gesamten Sturmflutdauer. Da t<sub>s</sub> in Gl. (21) nur mit dem Logarithmus eingeht, ist das Ergebnis nur schwach abhängig von t<sub>s</sub>. Für Werte von t<sub>s</sub> zwischen 1 h und 30 h (ungefähre minimale und maximale Zeiten, in denen es zu Überlauf während einer Sturmflut kommen kann) ergeben sich bei konstantem f<sub>G</sub> kritische Geschwindigkeiten zwischen 3,8 m/s und 1,74 m/s (zum Vergleich: für die Außenböschung ergaben sich nach Felduntersuchungen von Laustrup et al., 1990 kritische Geschwindigkeiten von 3,1 m/s).

#### 2.4.1.6 Druckschläge an der Außenböschung

Erosionen an der Außenböschung des Deiches können verschiedene wellen- und strömungsbedingte Ursachen haben. Die wellenbedingten Erosionen sind zumeist Folgen von Druckschlägen (Abb. 13), die örtlich begrenzt (um den Ruhewasserspiegel) sehr hohe, aber kurzzeitige Drücke bedeuten können. Details hierzu sind in Oumeraci & Schüttrumpf (1999) sowie in Führböter et al. (1989), Führböter (1994) und Witte (1989) enthalten.



Abb. 13: Versagensmechanismus "Druckschläge an der Außenböschung"

Die bisherigen umfangreichen Untersuchungen zu Druckschlägen bei Seedeichen basieren entweder auf großmaßstäblichen Modelluntersuchungen oder Messungen in der Natur. Sie haben folgende Erkenntnisse gebracht:

- Schäden durch Druckschlagbelastungen entstehen in der Regel in der Nähe des höchsten Ruhewasserspiegels während eines Sturmereignisses. Schüttrumpf (2001) hat hierzu gezeigt, dass sich der Auftreffpunkt der brechenden Wellen bei 1:4 und 1:6 Böschungen zwischen dem Bemessungswasserspiegel und 1,5·H<sub>s</sub> bewegt, wobei die meisten Auftreffpunkte zwischen Bemessungswasserspiegel und 0,8·H<sub>s</sub> lagen.
- Druckschlagbelastungen bei 1:4 geneigten und steileren Deichen sind deutlich höher als bei flacheren Deichen (Führböter, 1994 und 1991, Witte, 1988 und 1989 und Zhong,

1985). Die Drücke sind log-normalverteilt und erreichen Druckhöhen bis 4,8  $_{\rho W}$  g H. Dies wird sowohl durch die durchgeführten großmaßstäblichen Modellversuche als auch durch Feldversuche bestätigt (Grüne, 1988 und Grüne & Wang, 1999)

- die Fortpflanzung von Drücken in den sandigen Untergrund ist bis zu 1 m möglich, wobei der Druck bis auf 40% (bei Sandkern) abgemindert wird (Stephan, 1981 und Führböter, 1994). Bei Ufermauern kann sich der Druck ungemindert in Spalten fortpflanzen und Steine von innen herausbrechen (Cox & Cooker, 2001 und Müller et al., 2000). Untersuchungen von Bollaert & Schleiss (2001) haben gezeigt, dass dynamische Spitzendrücke in Felsspalten unter Tosbecken von Staudämmen das Zweifache des Außendrucks betragen können, gleichzeitig traten Zeitverschiebungen von bis zu einem Viertel der periodischen Belastungen auf.
- Vorschädigungen des Deiches begünstigen das Auftreten von Schäden infolge Druckschlägen (Stephan, 1981)

Keine der Quellen gibt jedoch ein Verfahren an, mit dem ein Versagen des Deckwerks oder der Kleischicht der Außenböschung beschrieben werden kann. Lediglich die folgenden Voraussetzungen können aus dem Schrifttum abgeleitet werden:

- der Deich weist wassergefüllte Risse oder Vorschädigungen auf
- ein Schaden wird nicht schon bei einer Welle auftreten, sondern nachdem mehrerer Wellen auf dem Deich gebrochen sind
- die Qualität und Art des Deichbedeckung (einschließlich ihrer Stärke und der Qualität des Verbunds) wird ebenfalls den Schaden bzw. den Zeitpunkt des Schadens beeinflussen

Es muss daher ein Verfahren entwickelt werden, mit dem auf Grundlage der bekannten Größenordnungen der auftretenden Drücke unter Druckschlagbedingungen ein Grenzzustand beschrieben werden kann. Ein entsprechendes Modell wird in Abschnitt 4.1.1.3 entwickelt.

# 2.4.1.7 Infiltration

Die Infiltration durch die Deckschicht des Deiches wird als die wesentliche Voraussetzung für das Versagen des Deiches bzw. das Auftreten einzelner Versagensmechanismen angesehen (Abb. 14). Dies führt bei den anstehenden Böden zu einer Veränderung des Wassergehalts, bei den üblicherweise anstehenden kohäsiven Kleiböden der Deichabdeckung wird hierdurch die Scherfestigkeit des Bodens deutlich herabgesetzt, so dass es zum lokalen Versagen der Deckschicht kommen kann.

Die *Grenzzustandsgleichung* für Infiltration wird daher als Funktion der Zeit t<sub>inf</sub> angesetzt, die für das Eindringen des Wassers in die Kleischicht benötigt wird und mit der Sturmflutdauer t<sub>s</sub> verglichen (Abb. 14).

*Belastung*: Als Belastung des Deiches wird bei der zeitabhängigen Grenzzustandsgleichung die Sturmflutdauer angesetzt. Sie ist ein direkter Eingangsparameter für das probabilistische Modell und wird in Kapitel 5 noch eingehender diskutiert.

*Widerstand:* Verfahren zur Beschreibung der Infiltration an der Binnenböschung eines Deiches finden sich bei Spierenburg et al. (1993), Weißmann (1999) und Weißmann et al. (2001). Demnach ist die Infiltration von der Infiltrationsgeschwindigkeit v, dem Luftporenanteil  $e_s$ 

und der Dicke der Böschungsabdeckung  $d_b$  abhängig. Daraus lässt sich die Sättigungsdauer t<sub>inf</sub> der Böschungsabdeckung wie folgt abschätzen:



Abb. 14: Versagensmechanismus "Infiltration"

Gemäß Feldmessungen an Seedeichen entlang der Nordseeküste liegt dabei die Infiltrationsgeschwindigkeit v in der Größenordnung von  $2 \cdot 10^{-7}$  m/s bis  $10^{-5}$  m/s und der Luftporenanteil zwischen 0,05 und 0,3. Die daraus resultierende Zeit t<sub>inf</sub> liegt zwischen 20 min und 35 h (Richwien, 1995). Untersuchungen von Weißmann (1999) und Weißmann et al. (2001) auf Grundlage bodenmechanischer Laboruntersuchungen haben gezeigt, dass die Infiltrationsgeschwindigkeit von der mittleren Wasserüberdeckung abhängig und entscheidend für die Infiltration des Deiches ist. Zur Bestimmung der mittleren Wasserüberdeckung kann das Verfahren nach Schüttrumpf (2001) verwendet werden (vgl. Abschnitt 2.4.1.5), das neben den Geschwindigkeit aus der mittleren Wasserüberdeckung wird in Abschnitt 4.1.1.4 zusammengestellt.

#### 2.4.1.8 Durchströmung

Die Durchströmung beschreibt die Durchsickerung des Wassers durch den Deichkörper von der Seeseite auf die Landseite (Abb. 15). Vereinfachend wird dabei die Durchströmung als

linear angenommen. Dieser Versagensmechanismus ist bisher verschiedentlich an Flussdeichen, aber nicht an Seedeichen aufgetreten.



Abb. 15: Definitionsskizze zum Durchströmen des Deiches

Die *Grenzzustandsgleichung* ist in Abb. 15 dargestellt, ein Versagen im Sinne der Probabilistik tritt dann ein, wenn die Dauer der Durchströmung des Deiches  $t_{Strö}$  kürzer als die Sturmflutdauer  $t_s$  ist. Die Kleischicht auf der Außenböschung des Seedeiches wird in der Regel so langsam durchströmt, dass der Deich innerhalb einer Sturmflut nicht durchfeuchtet werden kann. Die Relevanz für Seedeiche erhöht sich, wenn davon ausgegangen wird, dass die Deckschicht des Deiches zerstört ist oder Spalten aufweist.

*Belastung*: Als Belastung des Deiches wird die Sturmflutdauer t<sub>s</sub> angesetzt. Dabei wird davon ausgegangen, dass die Durchströmung des Deiches über die Dauer t<sub>s</sub> konstant bleibt. Diese Annahme ist stark vereinfachend, liegt aber in der Regel auf der sicheren Seite.

*Widerstand:* Grundlegende numerische Untersuchungen zum Verhalten von durchströmten Deichen (Dietrich, 1999) haben gezeigt, dass eine Betrachtung von ausschließlich homogenen Deichkörpern zu falschen Aussagen führen kann und der möglichst genaue Deichaufbau berücksichtigt werden sollte. Pohl (1998) kommt zu gleichen Schlussfolgerungen. Das numerische Modell ist für die probabilistische Betrachtung eines Seedeiches jedoch zu komplex and wird hier nicht verwendet.

Scheuermann & Brauns (2001) haben anhand von numerischen Untersuchungen und Messungen an einem Deichmodell die Veränderung der Durchströmungszeit untersucht, wenn der Deich zuvor beregnet wurde. Dabei ergaben sich um ca. 20% höhere Durchströmungszeiten. Wegen der aufwändigen und zeitintensiven Berechnungen bei numerischen Modellen soll hier zunächst von einer einfachen homogenen Struktur des Deiches und einem einfachen linearen Modell zur Beschreibung der Grenzzustandsgleichung ausgegangen werden. Hierfür wird ein einfacher Berechnungsansatz nach Darcy in Abschnitt 4.1.1.5 an die aktuellen Untersuchungsergebnisse angepasst.

# 2.4.2 Versagensmechanismen an der Außenböschung des Deiches

Die Außenböschung des Deiches ist direkt den angreifenden Wellen ausgesetzt. Es treten daher eine Reihe von Versagensmechanismen auf, die je nach Art ihres Auftretens unterschieden werden können nach (i) Versagen des Deckwerks<sup>2)</sup> (Stabilität, Auftrieb, Druckschläge); (ii) Erosion der Außenböschung (Grasnarbe, Kleischicht); (iii) Böschungsbruch; (iv) weitere Versagensmechanismen (Verflüssigungsbruch, Eisbelastung, Schiffsstoß, Kolke). Diese sollen in den folgenden Abschnitten kurz vorgestellt werden.

# 2.4.2.1 Versagen des Deckwerks

Deckwerksysteme werden eingesetzt, um Seedeiche vor der Erosionswirkung von Wellenangriffen zu schützen. Sie sollen im Wesentlichen die Böschung stabilisieren und das Auswaschen von feinen Teilchen und Füllmaterial verhindern. Deckwerke können außerdem verwendet werden, um Wellenüberlauf oder Wellenreflexion zu reduzieren. Überwiegend werden sie entlang der deutschen Nord- und Ostseeküste zum Schutz des Deichfußes verwendet.

Dabei existieren im Schrifttum eine Vielzahl von Veröffentlichungen zu Deckwerken, die vor allen die Vielfalt der Deckwerkstypen, der verwendeten Materialien und der daraus resultierenden Versagensmechanismen zeigen. Grundlegende Hinweise für die Bemessung dieser Deckwerke geben z.B. McConnell (1998) oder Pilarczyk (1998). Weitere Details hierzu finden sich für

- Deckwerkstypen: (Pilarczyk, 1998)
- verwendete Materialien: Bruchsteine oder Steinblöcke, Betonblöcke, Betonmatten oder Asphalt (McConnell & Allsop, 1999)
- Versagensmechanismen: geotechnische Stabilität, Auswaschungen, Auftrieb unter Deckwerken, Druckschläge, Gleiten, Kolkbildung am Deckwerksfuß (CIRIA/CUR, 1991; McConnell, 1998; Klein Breteler et al., 1998; Stoutjesdijk et al., 1998; Pilarczyk, 1998; Vrijling et al. (2000); Zusammenstellung in Kortenhaus et al., 2001)

Die Vielzahl der Deckwerkstypen und verwendeten Materialien macht es unmöglich, im Rahmen dieser Arbeit alle vorhandenen Verfahren zu berücksichtigen. Daher werden im Folgenden nur die Modelle zur Berechnung der Stabilität von Deckwerken und zum Auftrieb näher untersucht.

## (a) Stabilität

Kritisch für das Versagen von Bruchstein-Deckwerken unter Sturmflutbedingungen (Abb. 16) ist der Bewegungsbeginn der einzelnen Steinblöcke und die Deformation der Deckschicht. Dem entgegen wirken als Widerstand das Gewicht der Steinblöcke, ihre Reibung untereinander und die Durchlässigkeit der Unterschicht und des Deichkerns.

<sup>&</sup>lt;sup>2)</sup> unter Deckwerken sind hier im Folgenden Fußdeckwerke des Deiches zu verstehen. Prinzipiell sind die Verfahren aber auch auf Deckwerke an der gesamten Vorderseite des Deiches nach holländischem Vorbild zu übertragen



Abb. 16: Versagensmechanismus "Geotechnische Stabilität" bei Deckwerken"

Die *Grenzzustandsgleichung* lässt sich als Gegenüberstellung zwischen dem vorhandenen Durchmesser der Deckwerkssteine  $D_{vorh}$  (Widerstand) und dem berechneten Steindurchmesser  $D_{n,50}$  (Belastung) ermitteln (vgl. Abb. 16).

*Belastung:* Die Bemessungsmethoden für Bruchstein – Deckwerke konzentrieren sich im Wesentlichen auf die Berechnung des mittleren Steingewichts  $M_{50}$  oder des nominalen mittleren Steindurchmessers  $D_{n50}$ . Mit der Steindichte  $\rho_s$  in [t/m<sup>3</sup>] gilt zwischen  $D_{n50}$  in [m] und  $M_{50}$  in [t] die folgende Beziehung:

$$D_{n50} = (M_{50}/\rho_s)^{1/3}$$
(23)

*Widerstand:* In den vergangenen Jahrzehnten wurde eine Vielzahl von empirischen Bemessungsgleichungen zur Festlegung des erforderlichen Gewichts der Bruchsteine entwickelt. Die gebräuchlichsten Bemessungsmethoden sind die Hudson-Formel (SPM, 1984, siehe auch CIAD, 1985 und Zeidler (1994) für probabilistische Umsetzung) und die Methode nach Van der Meer (1998). Eine Diskussion beider Verfahren beinhaltet Kortenhaus et al. (2001).

In der hier im Weiteren verwendeten Formel nach Van der Meer (1998) wird zunächst die Schadensrate  $S_d$  als Quotient aus der Erosionsfläche  $A_e$  und dem nominalen mittleren Steindurchmesser  $D_{n50}$  definiert:

$$S_{d} = \frac{A_{e}}{D_{n50}^{2}}$$
(24)

wobei  $S_d$  die Schadenrate;  $A_e$  die Erosionsfläche um den BWS in  $[m^2]$  und  $D_{n50}$  der nominale mittlere Steindurchmesser in [m] ist. Der erforderliche Steindurchmesser lässt sich über die dimensionslose Stabilitätszahl ermitteln. Es gilt für Sturzbrecher:

$$\frac{\mathrm{H}_{\mathrm{s}}}{\Delta \mathrm{D}_{\mathrm{n}50}} = 6.2 \cdot \mathrm{P}^{0.18} \cdot \left( \mathrm{S}_{\mathrm{d}} / \sqrt{\mathrm{N}_{\mathrm{w}}} \right)^{0.2} \cdot \xi_{\mathrm{m}}^{-0.5}$$
(25)

und für Reflexionsbrecher:

$$\frac{\mathrm{H}_{\mathrm{s}}}{\Delta \mathrm{D}_{\mathrm{n50}}} = 1.0 \cdot \mathrm{P}^{-0.13} \cdot \left( \mathrm{S}_{\mathrm{d}} / \sqrt{\mathrm{N}_{\mathrm{w}}} \right)^{0.2} \cdot \sqrt{\cot \alpha} \cdot \xi_{\mathrm{m}}^{\mathrm{P}}$$
(26)

Darin ist P ein Durchlässigkeitsbeiwert [-]; S<sub>d</sub> die Schadenrate (=  $A_e / D_{n50}^2$ ); A<sub>e</sub> die Erosionsfläche in [m<sup>2</sup>]; N<sub>w</sub> die Anzahl der Wellen;  $\xi_m$  die Brecherkennzahl nach Gl. (7) mit der

mittleren Wellenperiode T<sub>m</sub>;  $\Delta$  die relative Dichte (=  $\rho_s/\rho_w - 1$ );  $\alpha$  der Neigungswinkel der Deckschicht und D<sub>n50</sub> der nominale mittlere Steindurchmesser in [m].

Der Übergang vom Sturzbrecher zum Reflexionsbrecher wird über einen kritischen Wert der Brecherkennzahl  $\xi_{cr}$  bestimmt:

$$\xi_{\rm cr} = \left( 6.2 \cdot P^{0.31} \cdot \sqrt{\tan \alpha} \right)^{1/(P+0.5)}$$
(27)

wobei Sturzbrecher auftreten, wenn die Brecherkennzahl  $\xi_m$  kleiner als die kritische Brecherkennzahl ist. Ist sie größer, treten Reflexionsbrecher auf.

## (b) Auftrieb unter dem Deckwerk

Klein Breteler et al. (1998) stellen einen theoretisch hergeleiteten Ansatz für die Stabilität des Deckwerks gegen Auftrieb vor, der darauf beruht, dass sich eine Welle schon als Wasserfront aufbaut, während die vorangegangene Welle noch abläuft (vgl. Abb. 17). Kurz vor dem Druckschlag dieser Welle wird in der Filterschicht noch ein hoher Druck vorhanden sein, so dass hierdurch eine nach außen gerichtete Druckspannung auf die Deckschicht entsteht (Auftrieb).



Abb. 17: Druckentwicklung in einer Deckwerkstruktur nach Klein Breteler et al. (1998)

Der *Grenzzustand* des Versagens kann also beschrieben werden als eine Gegenüberstellung der welleninduzierten Auftriebskraft  $F_u$  unter dem Deckwerk und der Gewichtskraft der Deckwerkssteine G. In Pilarczyk (1998) wird ein derartiges Modell vorgestellt, allerdings erfolgt keine Angabe darüber, wie der Wellenablauf auf der Böschung ermittelt wird. Für eine Einbeziehung der neuesten Erkenntnisse hierüber (Schüttrumpf, 2001) wird das Verfahren daher in Abschnitt 4.1.2.1 überarbeitet.

## 2.4.2.2 Erosion der Außenböschung

Die Erosion an der Außenböschung des Deiches (Abb. 18) ist eine der Vorstufen für weitere Versagensmechanismen (Erosion des Sandkerns, Teilbruch des Deiches), die letztendlich zum Gesamtversagen des Deiches führen können.



Abb. 18: Skizze: Versagensmechanismus "Erosion der Außenböschung"

Erosion an der Außenböschung entsteht durch Wellenauflauf und –ablauf bei hohem Wasserstand durch Beschädigungen der Grasnarbe und danach der Kleischicht. In den folgenden Abschnitten wird die Erosion des Grases und der Kleischicht getrennt untersucht.

## (a) Gras

Die kritische Geschwindigkeit nach Abschnitt 2.4.1.4 gilt für grasbewachsene Seedeiche und kennzeichnet die Möglichkeit eines Schadens in der Außenhaut des Deiches. Normalerweise ist der Deich durch eine Grasschicht (obersten 5-10 cm) geschützt, die zunächst erodiert werden muss, bevor die eigentliche Kleischicht angegriffen wird (s. auch Smith et al., 1994). Diese Erosion muss sowohl von der Dicke der Grasschicht, der Art des Bewuchses als auch der Geschwindigkeit des Wassers auf dem Deich abhängig sein.

Die *Grenzzustandsgleichung* sollte daher als Funktion der Erosionsdauer  $t_{RG}$  im Vergleich zur Gesamtdauer des Sturms  $t_s$  formuliert werden:

$$z = t_{RG} - t_s \tag{28}$$

*Belastung*: Die Belastung in Gl. (28) ist wie bei den meisten zeitabhängigen Grenzzustandsgleichungen die Sturmflutdauer t<sub>s</sub>. Dabei wird vorausgesetzt, dass die Graserosion über die gesamte Sturmflutdauer wirkt, was in der Regel einen Ansatz auf der sicheren Seite bedeutet.

*Widerstand:* Untersuchungen zur Erosionsdauer sind in Verheij et al. (1998) angegeben, die Deiche mit unterschiedlichen Grasbedeckungen in großmaßstäblichen Modellversuchen untersucht haben. Darin wird die maximal zulässige Dauer  $t_{RG}$  als Funktion eines grasabhängigen Parameters  $C_{E}$ , der Dicke der Grasschicht  $d_{G}$ , der signifikanten Wellenhöhe  $H_s$  sowie eines Geschwindigkeitskoeffizienten  $\gamma_{G}$  (= 2,0) ausgedrückt, der jedoch nicht genauer erläutert wird. Die Qualität des Grasbewuchses ist dabei im Wesentlichen von der Art der Nutzung des Deiches und der Grasart selbst abhängig.

$$t_{RG} = \frac{d_G}{\gamma_G C_E H_s^2}$$
(29)

Darin ist  $H_s$  die signifikante Wellenhöhe am Fuß des Deiches in [m],  $d_G$  ist die Dicke der Grasschicht in [m],  $C_E$  ist ein Parameter zur Erfassung der Erosionsbeständigkeit der Grasschicht (d.h. der Grasqualität) in  $[(ms)^{-1}]$  und  $\gamma_G$  ist der Geschwindigkeitskoeffizient [-]. Die Gleichung in der bestehenden Form muss auf Grundlage von systematischen Versuchen noch weiterentwickelt werden, wird aber zunächst so verwendet. Die Variation der Parameter wird die Bedeutung der Gleichung für das Gesamtversagen zeigen.

Durchwurzelte Böschungen können eine erhöhte Standsicherheit aufweisen, da die Wurzeln den Scherwiderstand erhöhen (Schuppener, 1993). Dabei werden Gräser durch eine Durchwurzelungskohäsion erfasst und Gehölze können in Form von Ankern oder Dübeln simuliert werden. Ihr Einfluss auf die Erosionsdauer ist jedoch noch nicht erfasst, daher werden derartige Durchwurzelungen hier nicht berücksichtigt.

#### (b) Kleischicht

Die Erosion des Kleis beginnt nach der Erosion der Grasschicht. Da genaue bodenmechanische Modelle zu ihrer Beschreibung hierfür noch fehlen, wird vereinfachend davon ausgegangen, dass die Erosion von Gras und Klei nacheinander ablaufen. Die *Grenzzustandsgleichung* für die Kleierosion kann als Funktion der Erosionsdauer  $t_{RK}$  und der Sturmflutdauer  $t_s$  formuliert werden:

$$z = t_{RK} - t_s \tag{30}$$

*Belastung*: Die Belastung entspricht wiederum der Sturmflutdauer t<sub>s</sub>. Im vorliegenden Fall der Kleierosion ist dieser Ansatz eigentlich zu stark auf der sicheren Seite liegend, weil vor der Erosion des Kleis das Gras erodiert werden muss. Die hierfür verwendete Zeit muss von der Sturmflutdauer abgezogen werden. Damit wird aber automatisch eine Verknüpfung der Grenzzustandsgleichungen erzielt, die hier nicht beabsichtigt ist. Kapitel 6 wird näher auf diese Problematik eingehen.

*Widerstand:* In Vrouwenvelder (1999) und INFRAM (2000) wird die Erosionszeit für die Außenböschung des Deiches empirisch angegeben. Diese Zeit ist von der Stärke der Kleischicht, der Qualität des Kleis, dem Wellenangriffswinkel und der signifikanten Wellenhöhe abhängig<sup>3)</sup>. Dabei wird davon ausgegangen, dass das Erosionsverhalten zeitinvariant ist.

$$t_{\rm RK} = 0.4 \, \frac{L_{\rm K} \, C_{\rm RK}}{r^2 \, {\rm H}_{\rm s}^2} \tag{31}$$

 $L_K$  ist die Stärke der Kleischicht in horizontaler Richtung ( $= d_K/\sin \alpha$ );  $d_K$  ist die Stärke der Kleischicht;  $\alpha$  die Neigung des Deiches,  $C_{RK}$  ein Koeffizient für die Erosionsbeständigkeit des Kleis ( $C_{RK} = 7000 \text{ m} \cdot \text{s}$  für schlechten Klei,  $C_{RK} = 54000 \text{ m} \cdot \text{s}$  für guten Klei); r ein Reduktionsfaktor für schrägen Wellenangriff und H<sub>s</sub> ist die signifikante Wellenhöhe am Fuß des Deiches in [m].

Das Verfahren ergibt bei senkrechtem Wellenangriff, einem 1:3 Deich und einer Kleischicht von 0.8 m in Abhängigkeit von der Wellenhöhe H<sub>s</sub> Erosionszeiten von zwischen einer halben

<sup>&</sup>lt;sup>3)</sup> weitere Einflussfaktoren wie z.B. die Qualität des Wassers, Anteil der im Wasser vorhandenen Sedimente usw. werden hier im Weiteren vernachlässigt

Stunde und acht Stunden für einen schlechten Klei und zwischen 3,5 Stunden und 55 Stunden für einen guten Klei. Unter der Annahme, dass in den großmaßstäblichen Modellversuchen nach Smith et al. (1994) guter Klei verwendet wurde (mittlere Erosionsrate von etwa 0,05 m/hr), bestätigt Gl. (31) die dort angegebene Erosionszeit von etwa 10 Stunden. Dabei ist zu berücksichtigen, dass nur eine Kleiqualität, eine Deichneigung (1:4) und eine Kombination von Wellenparametern ( $H_s = 1,4$  m;  $T_p = 4,7$  s) untersucht wurde.

Genauere Angaben zum Erosionsverhalten von Böschungen sind in Richwien (1995) untersucht worden. Erosion entsteht dabei durch die verschiedenen Wechselwirkungen zwischen Wasser und Boden beim Wellenauflauf und –überlauf, bei Infiltration, beim Austritt von Sickerströmungen an der luftseitigen Dammböschung und durch eine Sättigungszunahme, die dann wiederum eine Abnahme der Scherfestigkeit und eine Reduktion der Erosionsstabilität bewirkt. Weitere Details finden sich auch in Richwien & Weissmann (1995); Temmler & Filipinski (1997) sowie Niemeyer (1999). Alle Verfahren beschreiben die Böschungserosion jedoch nur qualitativ.

## (c) Teilbruch der Außenböschung (Klifferosion)

Der Teilbruch an der Außenböschung entsteht durch "Klifferosion" (Abb. 19). Dabei wird die vorgeschädigte Außenböschung des Deiches weiter ausgehöhlt, so dass sich ein Kliff bildet. Hierbei ist die Krone des Deiches vollständig zerstört, während der Deichfuß jedoch erhalten bleibt. Kolb (1962) berichtet von 45 Teil-Deichbrüchen nach der Februar-Sturmflut 1962 im Hamburger Bereich.



Abb. 19: Versagensmechanismus 'Teilbruch des Deiches'

Der Teil-Deichbruch kann ermittelt werden, wenn die für die vollständige Erosion benötigte Zeit  $t_{RB}$  mit der Sturmflutdauer  $t_s$  verglichen wird Die *Grenzzustandsgleichung* ergibt sich daraus wie folgt:

$$z = t_{\rm RB} - t_{\rm s} \tag{32}$$

*Belastung:* die Gesamtdauer des Sturmes stellt wiederum die Belastung für diesen Grenzzustand dar. Für die Klifferosion muss hier eigentlich die Zeit für die Erosion der Grasnarbe und der Kleischicht abgezogen werden. Auf der sicheren Seite liegend und wegen der Verknüpfung der Versagensmechanismen wird hiervon jedoch abgesehen.

*Widerstand:* Die Erosionsvorgänge auf der Außenböschung unter der Berücksichtigung von Vorschädigungen des Deiches sind derart komplex, dass sie nur empirisch erfasst werden können. Unter der Voraussetzung, dass die Deckschicht bereits erodiert ist, setzen Vrouwenvelder et al. (1999) eine vom Typ vergleichbare Gleichung für die Kleischicht auch für den Deichkern an. Auch eine Berme auf der Außenböschung kann nach (INFRAM, 2000) berücksichtigt werden. Danach ist die sogenannte "Reststärke" des Deiches t<sub>RB</sub> (Zeitdauer bis zur Erosion des Deichkerns) zu ermitteln. Das Verfahren geht davon aus, dass der Deich über die gesamte Breite "linear" erodiert. Erfahrungen vergangener Deichbrüche haben gezeigt, dass bei einmaliger Schädigung der Grasnarbe und der äußeren Kleischicht ein Wechselspiel zwischen Sandkern und Klei stattfindet (INFRAM, 2000). Dabei wird zunächst der freiliegende Sand solange erodiert, bis die darüber liegende Kleischicht nachstürzt und dann durch die ankommenden Wellen erodiert bzw. weggespült wird.

Die Reststärke des Deiches  $t_{RB}$  (Zeitdauer bis zur Erosion des Deichkerns) kann analog zu Gl.(31) wie folgt ermittelt werden:

$$t_{RB} = \frac{0.4 \cdot l_{R} \cdot c_{RB}}{r^{2} \cdot H_{s}^{2}}$$
(33)

 $H_s$  ist die signifikante Wellenhöhe in [m] und r ist ein Reduktionsfaktor für die Wellenangriffsrichtung:

$$r = \begin{cases} 1 & \text{für } \beta \le 42^{\circ} \\ max \left( \frac{90 - \beta}{48}; 0 \right) & \text{für } \beta > 42^{\circ} \end{cases}$$
(34)

Die Erosionsbeständigkeit  $c_{RB}$  lässt sich für Sand entsprechend der Beständigkeit für die Kleischicht ermitteln. In Vrouwenvelder et al. (1999) wird angegeben, dass  $c_{RB}$  für Sand und damit auch  $t_{RB}$  zu Null wird. Daher muss hier eine von Null verschiedene Erosionsbeständigkeit angesetzt werden, die jedoch aus dem Schrifttum nicht abzuleiten ist und daher zunächst nur geschätzt werden kann (s. unten).  $l_R$  ist die wirksame Breite (d.h. ohne die bereits erodierte Kleischicht) des Deiches in der Höhe des Wasserspiegels. Hierfür gilt:

$$l_{R} = l_{BK} + (h_{k} - h) \cdot (n + m)$$
(35)

Darin ist  $l_{BK}$  die Breite des Deichkerns an der Krone,  $h_k$  ist die Kronenhöhe des Deiches und h ist der lokale Wasserstand vor dem Deich und n (= cot  $\alpha$ ) und m (= cot  $\beta$ ) sind die Neigungen der Außen- bzw. Binnenböschung. Im Gegensatz zu der nach INFRAM verwendeten Breite L<sub>B</sub> soll hier die Kronenbreite mit einbezogen werden, da auch bei einer Erosion inklusive der Kronenbreite noch ausreichend Material zur Verfügung steht und der Deich nicht sofort vollständig bricht. Die neue Erosionsbreite  $l_R$  ergibt sich demnach zu:

$$l_{\rm R} = l_{\rm BK} + (h_{\rm k} - h + 0.25 \cdot H_{\rm s}) \cdot n$$
(36)

Darin wird angenommen, dass das Erosionsprofil bei etwa  $0,25 \cdot H_s$  unterhalb des Ruhewasserspiegels beginnt. Da die Erosionsbeständigkeit c<sub>RB</sub> aus Gl. (33) für Sand nur mit Null angegeben war, wird hier ein Vergleich zwischen der Beständigkeit von Klei und Sand durchgeführt. Damit wird:

$$c_{\rm RB} = \frac{c_{\rm RK}}{v_{\rm ZB}} \tag{37}$$

Darin ist  $c_{RK}$  die Erosionsbeständigkeit für Klei ( $c_{RK} = 7000$  ms für schlechten Klei und  $c_{RK} = 54000$  ms für guten Klei) und  $v_{ZB}$  ist ein Beschleunigungsfaktor für die Erosion von Sand, der wie folgt bestimmt werden kann:

$$\mathbf{v}_{ZB} = \mathbf{1} + \boldsymbol{\alpha}_{Z} \cdot \mathbf{r}_{Z} \tag{38}$$

Darin ist  $r_Z$  der gemittelte Anteil des Sandes im betrachteten Erosionsquerschnitt und  $\alpha_Z$  ist ein Faktor. Dabei wird angenommen, dass die Erosion dreimal so schnell geht, wenn der Sandanteil  $r_Z = 50\%$  beträgt. Damit ergibt sich für  $\alpha_Z$  ein Wert von 4,0. Der Sandanteil  $r_Z$ kann anhand des betrachteten Erosionsquerschnitts über einen Vergleich der Flächen ermittelt werden. Für einen Deich ohne Berme gilt dann:

$$r_{Z} = \frac{0.5 \, l_{R} \, \tan \alpha}{0.5 \, l_{R} \, \tan \alpha + \frac{d_{k}}{\cos \alpha}}$$
(39)

wobei  $d_k$  die Dicke der Kleischicht an der Krone und  $\alpha$  die Neigung der Außenböschung des Deiches ist. Bei Deichen mit Bermen hängt die entsprechende Ermittlung von  $r_{Z,B}$  (Sandanteil im Erosionsquerschnitt eines Deiches mit Berme) von der Höhe der Berme im Verhältnis zum Ruhewasserspiegel ab. Hierfür gilt:

$$r_{Z,B} = \begin{cases} r_Z & \text{für } h_{Z,B} \le 0 \\ r_{Z^*} & \text{für } h_{Z,B} > 0 \end{cases}$$
(40)

Darin kann  $r_Z$  nach Gl. (39) berechnet werden. Die Höhe der erodierten Berme oberhalb des Ruhewasserspiegels  $h_{Z,B}$  (d.h. ohne die Kleischicht der Stärke  $d_k$ ) kann wie folgt bestimmt werden:

$$h_{Z,B} = h_B - h + 0.25H_s - d_k$$
(41)

wobei  $h_B$  die Höhe der Berme über einem Bezugsniveau ist und davon ausgegangen wird, dass die Kleischicht über der Berme  $d_k$  bereits erodiert ist. Damit lässt sich  $r_{Z^*}$  wie folgt ermitteln (B ist die Breite der Berme):

$$r_{Z*} = \frac{0.5 L_B^2 \tan \alpha + h_{ZB}B}{0.5 L_B^2 \tan \alpha + h_{ZB}B + \frac{L_B d_k}{\cos \alpha} + d_k B}$$
(42)

#### 2.4.2.3 Böschungsbruch

Ein Böschungsbruch an der Außenböschung bezeichnet das Versagen der Außenböschung auf unterschiedlichen Gleitflächen (gerade Linie, Kreis oder ungleichförmige Ebene). Vereinfachend wird hierfür in der Regel ein Gleitkreis mit Radius R (Abb. 20) angesetzt. Im Allgemeinen wird für die Außenböschung eine Berechnung nach der Methode nach Bishop (Lindenberg & De Groot, 1998; Van Agthoven, 1997) durchgeführt. Es geht formal auf Krey (1926) und Bishop (1955) zurück und ist in Deutschland in der DIN 4084 (DIN, 1983) beschrieben.



Abb. 20: Versagensmechanismus "Böschungsbruch der Außenböschung"

Malkawi et al. (2000) fassen die wichtigsten Berechnungsverfahren vor dem Hintergrund einer probabilistischen Anwendung zusammen (Standardmethode nach Fellenius (Fellenius, 1936), Methode nach Bishop (Bishop, 1955, s. auch DIN 4084, 1983), Methode nach Janbu (Janbu, 1954 und 1973) und Spencer-Methode (Spencer, 1967)). Hierfür wurden sowohl Monte-Carlo Simulationen (MCS) als auch die First-Order-Second-Moment Methode (FOSM) verwendet. Dabei zeigte sich eine gute Übereinstimmung zwischen den ersten beiden Methoden, unabhängig ob MCS oder FOSM verwendet wurde.

In allen Verfahren ist eine wesentliche Einschränkung, dass sie von homogenen Bodenverhältnissen ausgehen. Alle Verfahren haben gemeinsam, dass der Gleitkreis oder die Gleitfläche vorab ermittelt bzw. durch eine Minimierung der sich ergebenden Sicherheitskoeffizienten berechnet werden muss. Gleichzeitig berücksichtigen die Modelle keine zeitlichen Veränderungen der Bodenparameter (z.B. Scherfestigkeit), wie sie durch Infiltration bei kohäsiven Böden auftreten können.

Für die Ermittlung des Grenzzustands wird folgendermaßen vorgegangen:

- Man wählt den Mittelpunkt M und den Radius r eines möglichen Bruchkreises
- Die Lamelleneinteilung wird zweckmäßigerweise auf die Schichtgrenzen abgestimmt: Die Breiten b der Lamellen sollten zwischen r/5 und r/10 liegen. Bei großen Kreisradien r ergeben sich dabei auch große Lamellenbreiten b. Es sollte gewährleistet sein, dass die Anzahl der Lamellen hierdurch nicht kleiner als 10 wird.
- Jede Lamelle ist durch den Richtungswinkel  $\theta_i$  und die Breite  $b_i$  in ihrer Lage fixiert.
- Gleichgewichtsbedingung für jede Lamelle aufstellen
- Aufstellen der Grenzzustandsgleichung für alle Lamellen
- Iteration zur Ermittlung des ungünstigsten Grenzzustandes, wobei der Mittelpunkt und der Radius variiert werden müssen<sup>4)</sup>

Die Ausbildung einer Sickerlinie im Deich wird berücksichtigt. Falls sich eine Durchsickerung des Deiches eingestellt hat<sup>5)</sup>, werden Porenwasserdrücke in der Gleitfläche angesetzt. Gleichzeitig wird der Boden unterhalb der Sickerlinie als wassergesättigt angenommen. Diese Ansätze werden für Seedeiche als ausreichend angenommen, für Flussdeiche sind gegebenenfalls genauere Ansätze erforderlich (Gui et al., 2000). Das eventuell vorhandene Deckwerk geht als Auflast in die Berechnung ein, wird jedoch der Einfachheit halber in den nachfolgenden Gleichungen weggelassen. Die *Grenzzustandsgleichung* für dieses Verfahren lautet (s. z.B. Kortenhaus et al., 2001):

$$z = \sum R_{M} - \sum S_{M} = (r \cdot \sum T_{i}) - (r \cdot \sum G_{i} \cdot \sin \vartheta_{i})$$
(43)

Darin sind:  $\Sigma R_M$  die Summe aller Widerstandsmomente gegen den Böschungsbruch und  $\Sigma S_M$  die Summe aller Belastungsmomente.

*Belastung:* Die Summe aller Momente um den Gleitkreismittelpunkt lässt sich aus dem Eigengewicht der Lamellen des Gleitkreises wie folgt ermitteln.

$$\sum S_{M} = r \sum G_{i} \cdot \sin \vartheta_{i}$$
(44)

*Widerstand:* Die Summe aller Widerstandsmomente um den Gleitkreismittelpunkt ergibt sich aus dem Scherwiderstand entlang der Bruchfuge des Gleitkreises.

<sup>&</sup>lt;sup>4)</sup> bei der Umsetzung des Verfahrens werden hier die Schnittpunkte des Gleitkreises mit der Böschung variiert, da sie im Gegensatz zu den Mittelpunkten geometrisch fixiert sind. Über die Variation des Radius ergibt sich dadurch eine Begrenzung der möglichen Kreismittelpunkte und damit der Berechnungsschritte.

<sup>&</sup>lt;sup>5)</sup> dabei wird angenommen, dass die Kleischicht auf der Außenböschung beschädigt ist und das Wasser nur durch den Sand sickern muss, als Austrittspunkt wird der landseitige Fußpunkt des Deiches angesetzt.

$$\sum R_{M} = r \sum T_{i} = r \sum \frac{(G_{i} - u_{i}b_{i}) \cdot \tan \varphi_{i} + c_{i} \cdot b_{i}}{\cos \vartheta_{i} + \frac{1}{\eta} \cdot \tan \varphi_{i} \cdot \sin \vartheta_{i}}$$
(45)

mit

$$T = \frac{G \cdot \tan \varphi + c \cdot b - u \cdot b \cdot \tan \varphi}{\cos \vartheta + \sin \vartheta \cdot \tan \varphi \cdot \frac{1}{\eta}} = \frac{(G - u \cdot b) \tan \varphi + c \cdot b}{\cos \vartheta + \sin \vartheta \cdot \tan \varphi \cdot \frac{1}{\eta}}$$
(46)

wobei alle weiteren Parameter der Definitionsskizze in Abbildung 20 zu entnehmen sind. Der Sicherheitsfaktor  $\eta$  wird bei einer probabilistischen Berechnung zu 1,0 gesetzt. Damit sind die Gleichungen (43) bis (46) geschlossen lösbar. Für jede Berechnung muss der jeweils ungünstigste Gleitkreis durch eine Minimierung der zugehörigen Grenzzustandsgleichung oder des Sicherheitsfaktors gefunden werden. Hierfür sind bereits probabilistische Rechenmodelle entwickelt worden (Calle & Barends, 1990).

#### 2.4.2.4 Weitere Versagensmechanismen

#### (a) Verflüssigungsbruch

Verflüssigung (engl.: liquefaction) kann eintreten, wenn ein Niedrigwasser einem extremen Hochwasser folgt, so dass der Deichkörper wassergesättigt ist und durch das Gewicht des wassergesättigten Bodens wegfließt. In TAW (1995) wird dieser Grenzzustand als außerordentlich selten für Flussdeiche eingestuft und wird daher für die Bearbeitung des Projekts hier nicht weiter berücksichtigt.

#### (b) Eisbelastung

Treibeis vor Seedeichen kann unter Wellenbelastungen zu Vorschädigungen der Außenböschung führen, so dass Erosionen der Böschung auftreten können. Bislang liegen keine Untersuchungen hinsichtlich dieses Versagensfalls vor, da Eisgang in der Nord- und Ostsee außerordentlich selten ist.

Derartige Vorschädigungen können möglicherweise durch Überwachungs- und Unterhaltungsstrategien erfasst und behoben werden. Der Lastfall kann dann aufgrund meteorologischer Daten (ausreichend lange Kälteperiode vor einer Sturmflut) und Annahmen bezüglich des Erosionsverhaltens (eine mögliche Annahme ist das Weglassen der Grasnarbe) berücksichtigt werden. Wegen der als gering einzustufenden Wahrscheinlichkeit des Auftretens von Eis und den noch nicht lösbaren Problemen bei der Modellierung dieses Versagensmechanismus (Eisbildung, etc.) wird Eisbelastung hier nicht weiter berücksichtigt.

#### (c) Schiffsstoß

Unter Schiffskollision ist die unkontrollierte Beschädigung der Außenböschung durch losgerissene Yachten und kleinere Boote im Sturmfall zu verstehen. Oumeraci & Schüttrumpf (1999) haben mehrere dieser Ereignisse zusammengestellt, die während großer Sturmflutereignisse aufgetreten sind. Wie bereits für den Lastfall "Treibeis" sind auch hier keine Bemessungsansätze verfügbar, so dass wiederum davon ausgegangen werden muss, das Überwachungs- und Unterhaltungsstrategien dieses Problem im Vorfeld oder noch während einer Sturmflut regeln können.

## (d) Kolke

Kolke vor dem Deich bzw. vor der Fußsicherung des Deiches infolge Wellenbelastung können zum Abrutschen der Außenböschung des Deiches führen. Grenzzustandsgleichungen für diesen Versagensfall sind bisher nicht bekannt, so dass dieser Versagensmechanismus nicht durch ein Modell erfasst werden kann. Ingenieurerfahrungen mit Kolken vor Seedeichen können eingesetzt werden, um eine Versagenswahrscheinlichkeit zu ermitteln.

#### 2.4.3 Versagensmechanismen an der Binnenböschung des Deiches

#### 2.4.3.1 Erosion der Binnenböschung

Überlaufendes Wasser kann auf der Binnenböschung je nach Menge und Geschwindigkeit zur Erosion führen (Abb. 21). Untersuchungen der Versagensfälle während mehrerer aufgetretener Sturmfluten haben gezeigt (Oumeraci & Schüttrumpf, 1997), dass diese Versagensformen wesentliche Voraussetzung für das Auftreten einer vollständigen Erosion der Binnenböschung bzw. eines Abrutschens der Kleidecke und damit eine wesentliche Vorstufe für einen Deichbruch ist.



Abb. 21: Versagensmechanismus "Erosion der Binnenböschung"

Wie bereits auf der Außenböschung werden die Erosion des Grases und der Kleischicht im Folgenden getrennt betrachtet

## (a) Gras

Der Bewuchs (Gras) schützt den Boden gegen fallenden Regen, reduziert die Geschwindigkeit des Oberflächenabflusses, erhöht die Bodenfestigkeit, vermindert die mikroklimatische Fluktuation in den oberen Bodenschichten und verbessert die physikalischen, chemischen und biologischen Eigenschaften des Bodens. Unter der Voraussetzung von idealen Bedingungen für die Bildung einer geschlossenen Vegetationsdecke ist der Fortschritt der Erosion sehr gering und auf dem Bereich um die Wurzeln herum beschränkt (Zachar, 1982).

Alle im Schrifttum angegebenen Untersuchungen (s. z.B. Zachar, 1982; Laustrup et al., 1990; TAW, 1995) gehen davon aus, dass eine intakte Grasnarbe nur geringe Schäden während des

Verlaufs einer Sturmflut zulässt. Aus Verletzungen der Grasnarbe (Wühllöcher von Tieren, Bewuchs durch Bäume, Zaunpfähle, Signalmasten, Trampelpfade) kann jedoch immer eine großflächige Erosion erwachsen. Dabei wird der Boden bei zunächst kleinen Verletzungen der Grasnarbe durch die Geschwindigkeit des überlaufenden Wassers ausgespült und nach und nach die benachbarte Grasnarbe verletzt und erodiert. Es kommt zu Löchern und schließlich zu größeren Auswaschungen oder Erosionsrinnen auf der Binnenböschung. Ein Modell zur Beschreibung der Erosion des Grases existiert jedoch nicht, die *Grenzzustandsgleichung* kann entsprechend der Erosion auf der Außenböschung als Vergleich zwischen dem Erosionswiderstand  $t_{RG,binnen}$  und der Sturmflutdauer t<sub>s</sub> wie folgt definiert werden:

$$z = t_{\rm RG,binnen} - t_{\rm s} \tag{47}$$

In TAW (2000) wird davon ausgegangen, dass das Verhältnis der Erosionszeit des Grases zur Erosionszeit des Kleis konstant bleibt und die Erosion der Grasdecke der Binnenböschung daher direkt von der Grasschicht der Außenböschung sowie den Kleischichten auf Außenund Binnenböschung abhängt. Dieser Zusammenhang wird nur stimmen, wenn auch die vorhandenen Stärken der Schichten gleich groß sind. Außerdem hängt das Verfahren von der Ermittlung der Erosionszeiten der Kleischichten ab und ist somit direkt mit anderen Versagensmechanismen und Annahmen zu deren Ermittlung verknüpft.

In Abschnitt 4.1.3.1 wird daher ein Verfahren nur aufgrund der Erosion des Grases auf der Außenböschung abgeleitet, das eine flächenhafte Erosion und damit vor allem eine Abhängigkeit des Prozesses von der Zeit beschreibt (vgl. auch Abschnitt 2.4.2.2(a)).

## (b) Kleischicht

Entsprechend den Zusammenhängen auf der Außenböschung wird auch für die Binnenböschung nach der Erosion der Grasschicht die Kleischicht erodiert. Einen guten Überblick über den aktuellen Stand der Forschung geben De Vroeg et al. (2002), wobei kein Modell für eine Berechnung der Erosion der Kleischicht vorgeschlagen wird. Die meisten Verfahren basieren dabei auf einer kritischen Scherspannung  $\tau_c$ , die zusammen mit einem Proportionalitätsfaktor M und der Scherspannung aus dem abfließenden Wasser die Erosionsrate e ergeben (Verheij, 2001). Die verwendeten Werte liefern jedoch Ergebnisse, die bis zu einem Faktor 200 voneinander abweichen (Kamphuis & Hall, 1983).

Abbildung 22 illustriert den physikalischen Zusammenhang der Ablösung eines Bodenteilchens aus seinem Bodenverband. Werden die auslösenden größer als die haltenden Kräfte, so werden Bodenteilchen aus dem Verband gelöst und Erosion setzt ein (Kortenhaus et al., 2001). Zur Erosion gehören daher (i) das Ablösen der Bodenpartikel aus ihrem Verbund und (ii) deren darauffolgende Verlagerung. Für die quantitative Beschreibung der Erosion ist entweder die Ablösung oder der Transport maßgebend, dies hängt von der Menge des abgelösten Materials ab, die in einem bestimmten Zeitraum abtransportiert wird. Wenn zu viele abgelöste Bodenpartikel vorhanden sind, werden nicht alle entfernt, die Erosionsrate wird dann durch die Transportkapazität begrenzt. Wenn die Transportkapazität die Ablöserate überschreitet, werden alle abgelösten Partikel entfernt, die Erosionsrate wird dann durch die Ablösung begrenzt.



Abb. 22: Kräftegleichgewicht bei Erosion einer Bodenschicht (nach CUR, 1990)

Dabei wird nur die Ablösung durch das fließende Wasser aus der Überströmung des Deiches betrachtet. Sowohl die Erosion als auch der bodenspezifische Widerstand gegen Erosion werden flächenbezogen angesetzt, die Erosionsrate ergibt sich ebenfalls flächenbezogen (keine Rinnenerosion). Daraus kann letztendlich die benötigte Zeit für die vollständige Erosion der Kleischicht abgeleitet werden. Die *Grenzzustandsgleichung* lautet daher:

$$z = t_{\rm RK, binnen} - t_{\rm s} \tag{48}$$

Das für die Ermittlung der Erosionsdauer der Kleischicht zu entwickelnde Modell wird in Abschnitt 4.1.3.1(b) vorgestellt.

## (c) Teilbruch Binnenböschung

Nach dem Abrutschen der Kleidecke liegt der Sandkern auf der Binnenböschung des Deiches frei und wird bei jeder überlaufenden Welle erodieren. Eine Beschreibung der Erosion dieses Sandkerns (bei möglicherweise noch intakter Kleiabdeckung auf der Krone) liegt bisher nicht vorher, kann aber näherungsweise mit den nach Visser (1995 und 1998a,b) entwickelten Methoden berechnet werden. Eine detaillierte Beschreibung des Vorgehens nach Visser wird hier im Zusammenhang mit dem Totalbruch des Deiches in Abschnitt 2.4.5 behandelt.

# 2.4.3.2 Böschungsbruch der Binnenböschung

Die Grundlagen für die Böschungsbruchberechnung auf der Binnenböschung entsprechen denen auf der Außenböschung (Abschnitt 2.4.2.2(c)). Das Verfahren nach Bishop wird daher hier genauso angewendet wie für die Außenböschung, auch für die Binnenböschung wird die Durchsickerung des Deiches berücksichtigt.

## 2.4.3.3 Hangparalleles Abrutschen und Auftrieb Klei

Das hangparallele Versagen auf der Binnenböschung<sup>6)</sup> (Abb. 23) kann nur im Zusammenhang mit Wellenüberlauf und mit Infiltration der Binnenböschung auftreten. Die Infiltrationsfront des überlaufenden Wassers bewegt sich dabei parallel zur Oberfläche. Dabei nimmt die Festigkeit des Abdeckmaterials ebenfalls parallel zur Oberfläche ab, bis eine Infiltrationstiefe erreicht ist, in der die Strömungskräfte und die hangparallelen Massenkräfte nicht mehr von den Bodenfestigkeiten aufgenommen werden können. Die zum hangparallelen Versagen führenden Beanspruchungen sind im unteren Böschungsdrittel am größten. Dabei sind sie von der Strömungsrichtung während der Infiltration abhängig (Richwien & Weißmann 1999).



Abb. 23: Versagensmechanismen "Hangparalleles Abrutschen der Kleidecke" und "Auftrieb Klei" (vgl. auch Richwien & Weißmann, 1999)

Die Strömungsrichtung in den Deich hinein wird dabei überwiegend durch drei Potentiale beeinflusst, nämlich (i) das Druckpotential infolge des Überstaus, (ii) das Saugspannungspotential in ungesättigten Bodenbereichen und (iii) das Gravitationspotential. Das Druckpotential auf der Böschung erzeugt eine Strömung senkrecht zur Oberfläche des Deiches. Die Saugspannungen bewirken (bei nicht gesättigtem Boden) eine senkrecht zur Oberfläche ausgerichtete Strömung. Oberflächennah überlagern sich somit die Wirkungen von Wasserdruck und Saugspannungen. Der Einfluss des Gravitationspotentials wird mit zunehmender Dauer der Infiltration stärker, da sich die Saugspannungen mit dem Anwachsen des Wassergehaltes im Boden verringern. Das Wasser strömt dann vorzugsweise in Richtung der Gravitation. Die daraus resultierende Strömungsrichtung gegenüber der Horizontalen  $\alpha$ s ist in

<sup>&</sup>lt;sup>6)</sup> Für eine genaue Definition von Rutschungen und verwandten Begriffen siehe Arbeitskreis 4.2 "Böschungen" (1997).

Abbildung 23 für die einzelnen Sektoren angegeben. Die folgenden Fälle werden hier untersucht:

#### (a) Hangparalleles Abrutschen der Kleischicht

Dieses Versagen kann bei allen Strömungsrichtungen  $\alpha_s$  auftreten, die von der Böschungsneigung  $\beta$  um nicht mehr als 90° abweichen [ $\beta < \alpha_s \le (\beta + 90^\circ)$ ]. Die *Grenzzustandsgleichung* lautet (vgl. Abb. 23):

$$z = (C + T) - (G_{\parallel} + S_{\parallel})$$

$$\tag{49}$$

Für die Bestimmung der Kräfte in der Gleitfuge wird die Gewichtskraft des betrachteten Bodenelements außer Acht gelassen, da sie in alle Terme der Grenzzustandsgleichung gleichermaßen eingeht. Die Terme lassen sich dann wie folgt beschreiben.

Belastung:

$$G_{\parallel} + S_{\parallel} = \sin\beta + i \cdot \frac{\gamma_{w}}{\gamma'} \cdot \cos(\alpha_{s} - \beta)$$
(50)

Widerstand:

$$C + T = \frac{c'}{\cos\beta \cdot z_{s} \cdot \gamma'} + \tan\phi' \cdot \cos\beta + i \cdot \frac{\gamma_{w}}{\gamma'} \cdot \sin(\alpha_{s} - \beta) \cdot \tan\phi'$$
(51)

mit

$$z_{s} = \frac{d}{\cos\beta}$$
(52)

#### (b) Auftrieb Kleischicht

Dieser Mechanismus kann bei der Durchströmung eines Deiches oder bei auswärtsgerichteter Strömung aus Infiltration infolge Inhomogenitäten oder Schichtgrenzen vorkommen Die böschungsauswärtsgerichtete Strömungskomponente beträgt dann  $(\beta + 180^{\circ}) < \alpha_{S} \le (\beta + 360^{\circ}).$ 

Mit Abbildung 23 und den Überlegungen zum Kräftegleichgewicht an einem Bodenteilchen lässt sich die *Grenzzustandsgleichung* mit den gleichen Definitionen wie in Abschnitt 2.4.3.3(a) für den Auftrieb der Kleischicht wie folgt definieren:

$$z = G_{\perp} - S_{\perp} = (\gamma' \cdot \cos\beta) - (i \cdot \gamma_{w} \cdot \sin(\alpha_{s} - \beta - 180^{\circ}))$$
(53)

#### 2.4.3.4 Kappensturz

Ein Kappen- oder Kammsturz bezeichnet das Abrutschen eines Teils der Kappe (oder des Kammes oder der Deichkrone) oder der gesamten Kappe auf die binnenseitige Böschung (Abb. 24).



Abb. 24: Skizze und Grenzzustandsgleichung für den Versagensmechanismus "Kappensturz"

Kappenstürze sind während der Februar-Sturmflut 1962 sehr häufig aufgetreten (Kolb, 1962) und sind oft Vorstufen zu teilweisen oder totalen Deichbrüchen. Es gibt bis heute keine gesicherten Bemessungsgleichungen, die einen Kappensturz zuverlässig vorhersagen könnten (vgl. auch Rijkswaterstaat, 1961). Oumeraci & Schüttrumpf (1997) legen dar, dass wesentliche Voraussetzung für Kappenstürze eine Infiltration des Deiches sowie häufiger Wellenüberlauf ist. Zumeist tritt vorher der Versagensfall 'Rasenabschälen' oder 'Rasenabsetzen / En-bloc-Rutschungen'<sup>7)</sup> ein. Die Simulation des Kappensturzes erfolgt daher mit Hilfe des Bishop-Verfahrens entsprechend der Vorgehensweise in Abschnitt 2.4.2.2(c), die *Grenzzustandsgleichung* lautet wie folgt:.

$$z = \sum R_{\rm M} - \sum S_{\rm M} \tag{54}$$

Dabei wird allerdings davon ausgegangen, dass die Kleischicht auf der Binnenböschung bereits erodiert ist und nur noch auf der Krone als Auflast angesetzt werden kann. Großmaßstäbliche Versuche haben zudem gezeigt (Oumeraci et al., 2001), dass die Stabilität des Sandkerns durch eine scheinbare Kohäsion erhöht wird. Bei entsprechender Durchfeuchtung des Sandes wird daher auch ein Rechenwert für eine scheinbare Kohäsion c<sub>ss</sub> angesetzt.

#### 2.4.4 Versagensmechanismen im Innern des Deiches

Erosion kann die Umlagerung und den Transport praktisch aller Fraktionen eines Erdstoffs bewirken. In diesem Abschnitt werden jedoch nur Erosionsvorgänge betrachtet, die durch die Strömung des Wassers verursacht werden. Dabei kann zwischen äußerer und innerer Erosion unterschieden werden (Busch et al., 1993).

Die äußere Erosion tritt bei Überschreitung der zulässigen Schleppspannungen des überlaufenden Wassers auf und wird in Abschnitt 2.4.3.1 behandelt. Die innere Erosion findet in größeren, meist röhrenförmigen Hohlräumen im Innern des Deiches statt. Die innere Erosion kann nicht mit Hilfe deterministischer physikalischer Verfahren nachgewiesen werden, sondern ist nur phänomenologisch und empirisch fassbar. Innere Erosion kann zum Versagen durch rückschreitende Erosion und zu Kontakterosion führen und tritt vorwiegend bei Fluss-

<sup>&</sup>lt;sup>7)</sup> Rasenabschälen wird hier als "Erosion der Grasnarbe" in Zusammenhang mit der "kritischen Geschwindigkeit des überlaufenden Wassers" simuliert. En-bloc-Rutschungen werden hier durch das Abrutschen der Kleischicht erfasst.

und Stromdeichen, in geringem Maße auch bei Seedeichen auf. Im Folgenden wird auf die Verfahren des "Pipings" und der Kontakterosion näher eingegangen.

## 2.4.4.1 Piping

Piping oder Erosionsgrundbruch bezeichnet den hydraulischen Transport von Bodenmaterial im Untergrund unter dem Deich und die daraus resultierende Bildung von Hohlräumen. Typische Erscheinungsformen des Piping sind die Entwicklung von Quelltrichtern und Erosionskanälen. Die Erosion des Bodenmaterials geschieht dabei rückschreitend von der landseitigen Austrittsöffnung entgegen der Strömungsrichtung (Abb. 25).



Abb. 25: Versagensmechanismus "Rückschreitende Erosion (Piping)"

Die Grenzzustandsgleichung für die rückschreitende Erosion lautet als Funktion der hydraulischen Gradienten i:

$$z = i_{krit} - i \tag{55}$$

*Belastung:* Unter der Annahme, dass die Wasserspiegelhöhe auf der Binnenseite des Deiches Null ist, ist der hydraulische Gradient durch die Wassertiefe vor dem Deichfuß definiert (der Einfluss der Wellenhöhe wird hier vernachlässigt, weil er nur kurzfristig und in zyklischen Belastungen mit der Wellenhöhe auftritt):

$$i = \frac{h_w}{l_D}$$
(56)

wobei  $h_w$  der Wasserstand vor dem Deich ist, und  $l_D$  ist die Sickerweglänge, die in erster Näherung auch als Fußbreite des Deichquerschnitts angesetzt werden kann.

*Widerstand:* Da es nicht möglich ist, die komplexen Vorgänge der rückschreitenden Erosion theoretisch zu beschreiben, gibt es zur rückschreitenden Erosion eine große Zahl empirischer Abgrenzungskriterien (Van Zyl & Harr, 1981; Hanses & Müller-Kirchenbauer, 1985; Müller-Kirchenbauer et al., 1993). Die anschließenden Arbeiten bauen im Wesentlichen auf dem grundlegenden empirischen Untersuchungen von Sellmeijer (1988) und Sellmeijer et al. (1989) auf. Dabei ist auch die Verwendung des Ansatzes auf probabilistischer Grundlage

geprüft worden (Calle et al., 1989; Sellmeijer & Calle, 1989), wobei zusätzlich der Einfluss der Dicke der wasserführenden Sandschicht untersucht wurde, die zuvor als unendlich angenommen wurde. Bei den Untersuchungen wird deutlich, dass diese Dicke einen erheblichen Einfluss auf die Versagenswahrscheinlichkeit durch Piping hat.

Weijers & Sellmeijer (1993) haben Ergebnisse des Modells mit groß- und kleinmaßstäblichen Modellversuchen verglichen, wobei die Ergebnisse für Feinsand als sehr gut und für Grobsand als weniger gut bezeichnet werden. Das Modell berücksichtigt bisher nur einfache Geometrien, wird jedoch in den Niederlanden für die Bemessung von See- und Flussdeichen verwendet.

Eine weitere Überprüfung des Modells anhand theoretischer Überlegungen und hydraulischer Modellversuche im Wellenkanal hat anhand von Beobachtungen während der Sturmflut 1995 in den Niederlanden gezeigt, dass es auf der sicheren Seite liegende Ergebnisse liefert und auch im Weiteren verwendet werden sollte. Dabei wurde der Parameter nach White von 0,30 auf 0,25 angepasst und der Bettungswinkel des Sandes von 41° auf 38° reduziert Van Loon (2001). Der kritische hydraulische Gradient i<sub>krit</sub> ist dann

$$i_{krit} = \frac{h_{krit}}{l_D} = \alpha c \frac{\rho_s - \rho_w}{\rho_w} \tan \theta_B (0.68 - 0.10 \ln c)$$
 (57)

mit

$$\alpha = \left(\frac{D}{l_{\rm D}}\right)^{\left(\frac{0.28}{\left(\frac{D}{l_{\rm D}}\right)^{2.8}-1}\right)}$$
(58)

$$\mathbf{c} = \eta_{s} \cdot \mathbf{d}_{70} \left(\frac{1}{\kappa \mathbf{l}_{D}}\right)^{\frac{1}{3}}$$
(59)

Darin sind D die Dicke der Sandschicht unter dem Deich in [m]; l<sub>D</sub> die Sickerweglänge [m];  $h_{krit}$  ist die kritische Wasserspiegeldifferenz in [m]; d<sub>70</sub> ist der Durchmesser der Sandkörner, der von 70% der Partikel unterschritten wird [m];  $\rho_s$  ist die Dichte der Sandpartikel in [kg/m<sup>3</sup>];  $\rho_w$  ist die Dichte des Wassers [kg/m<sup>3</sup>];  $\kappa$  ist die innere Permeabilität [m<sup>2</sup>];  $\theta_B$  ist der Bettungswinkel nach Van Loon (2001) [°] und  $\eta_s$  ist der Schleppkoeffizient nach Van Loon (2001) [-]. Die innere Permeabilität  $\kappa$  steht dabei in folgender Beziehung zur hydraulischen Permeabilität k:

$$\kappa = \frac{v}{g}k \tag{60}$$

wobei <sub>V</sub> die kinematische Viskosität des Wassers ist  $[1,31x10^{-6}m^2 / s, bei 10^{\circ} C]$  und g ist die Erdbeschleunigung  $[m/s^2]$ . Der kritische hydraulische Gradient, bei dem sich die Sickerwasserkanäle entwickeln, kann nun nach Gl. (57) berechnet werden.
#### 2.4.4.2 Kontakterosion

Kontakterosion findet bei der Durchströmung von Böden an der Schichtgrenze (Kontaktfläche) von fein- zu grobkörnigem, nichtbindigen Boden statt, wenn der feinere Boden durch die Strömungskraft in den Porenraum des gröberen Bodens verlagert wird. Dabei wird an der Schichtgrenze das Porenvolumen im feineren Boden kleiner. Diese Form der Erosion wird auch als "matrix erosion" bezeichnet.

Die Sicherheit gegen Kontakterosion wird durch ein Filterkriterium reflektiert. Busch & Luckner (1993) unterscheiden das geometrische- und das hydraulische Kontakterosionskriterium, wobei sie zugleich darauf hinweisen, dass dem geometrischen Kontakterosionskriterium für die Bemessung die Schlüsselrolle zufällt. Für das geometrische Kontakterosionskriterium verweisen sie auf ein Bemessungsdiagramm, das auf Versuchen von Cistin (1964) und Ziems (1969) basiert. Da diese Auswertungen jedoch nur in Diagrammform vorliegen, ist die Anwendung für eine probabilistische Anwendung nicht geeignet. Nach Sherard (1979) und de Mello (1975) kann die *Grenzzustandsgleichung* wie folgt definiert werden:

$$z = D_{15}^{c} - 4 \cdot D_{85}^{f} \tag{61}$$

Hier ist  $D_{15}^{c}$  der Korndurchmesser bei 15% Siebdurchgang des gröberen Bodens und  $D_{85}^{f}$  der Korndurchmesser des feineren Bodens bei 85% Siebdurchgang. Es sei darauf hingewiesen, dass dieses einfache Kriterium nicht alleine einen vollständigen Deichbruch, sondern nur eine Vorstufe des Deichversagens beschreiben kann. Eine entsprechende Anpassung wird in Abschnitt 4.1.4 behandelt.

#### 2.4.5 Deichbruch

Die bisher beschriebenen Versagensmechanismen führen nicht zum vollständigen Deichbruch (im Sinne einer Bresche). Der Deich beinhaltet i.d.R. weitere Reserven, bevor er schließlich vollständig versagt. Dieses Versagen tritt als Folge des Teil-Deichbruches ein und beschreibt die Zerstörung des gesamten Deich-Querschnitts (Abb. 26). Kolb (1962) dokumentiert neun Deichbrüche nach der Februar-Sturmflut 1962.

Auch für Total-Deichbrüche gilt, dass nur eine Abfolge von Teilversagensfällen zum Gesamt-Deichbruch führen kann. Zuerst wird der Teil-Deichbruch auftreten, danach der Gesamt-Deichbruch.

Die meisten der im Schrifttum vorgestellten Schadensanalysen und Verfahren wurden nicht für Seedeiche, sondern für Erddämme (Dewey & Gillette, 1993; Singh, 1996; Okumura et al., 1998; Galland, 1999) durchgeführt. Dabei wurden anhand unterschiedlicher Schadensanalysen Gesamtzeiten des Dammversagens zwischen 15 min und 2,5 h ermittelt. Der Querschnitt der entstehenden Bresche im Damm kann als trapezförmig angenommen werden, wobei die Oberseite des Trapezes B etwa das 1,3fache der Breite an der Unterseite des Trapezes beträgt. Die Neigung der Seitenwände des Bruches sind im Mittel 45° geneigt Wesentliche Unterschiede zu Seedeichen liegen dabei in den Bodenparametern und dem Überströmen der Dämme, während Deiche einem Wellenüberlauf ausgesetzt sind.



Abb. 26: Versagensmechanismus 'Totalbruch des Deiches' und Phasen des Deichbruchs nach Visser (1995) für einen Sanddeich

Visser et al. (1990/1993) beschreiben Feldmessungen zu einem Deichbruch eines Sanddeiches. Die Dokumentation des Bruchverhaltens und die Ergebnisse werden mit einem mathematischen Modell verglichen, das das Bruchverhalten von Sanddeichen beschreibt. Das Verfahren wurde durch Visser (1995 und 1998) verbessert und beschreibt das Bruchverhalten eines Sanddeiches in fünf Phasen. Dabei wird davon ausgegangen, dass der Bruch durch eine kleine anfängliche Rinne eingeleitet wird. Diese Phasen sind im Einzelnen (Abb. 26):

- Phase I: die Neigung der Rinne  $\beta$  auf der Binnenböschung des Deiches nimmt zu, bis eine kritischen Neigung  $\beta_1$  der Rinne zum Zeitpunkt t<sub>1</sub> erreicht ist;
- Phase II: bei konstantem Winkel β1 der Rinne erfolgt eine rückschreitende Erosion durch den Deich bis zum Zeitpunkt t2, der gleichzeitig die Krone des Deiches absinken lässt und schließlich zum Beginn des Überlaufes des Deiches führt;
- Phase III: die übrige Krone des Deiches beginnt sich abzusenken, wobei die Winkel der trapezförmigen Bresche weiter konstant bleiben. Gleichzeitig beginnt die Bresche im Deich größer zu werden, so dass am Ende der dritten Phase zum Zeitpunkt t<sub>2</sub> der Sand bis zur Sohle des Deiches erodiert ist.
- Phase IV: ein kritisches Fließverhalten des Wassers durch die Bresche tritt ein. Der Bruch wächst überwiegend seitlich, wobei die Böschungswinkel der Bresche noch immer gleich bleiben. Die vertikale Erosion des Deiches hängt nur noch von der Erosionsbeständigkeit des Deichuntergrundes ab.
- Phase V: die Bruchstelle weitet sich weiter, bis zum Zeitpunkt t<sub>3</sub> die Fließgeschwindigkeiten so klein werden, dass die Erosion der Seiten des Deiches aufhört und die Bruchstelle sich nicht mehr vergrößert. Abschließend werden sich die Wasserspiegel vor und hinter dem Deich ausgleichen.

Dazu wird ein mathematisches Modell vorgestellt, das in der Lage ist, das Bruchverhalten eines Sanddeiches zu simulieren. Die allgemeine Größenordnung von Deichbruchweiten wird

mit etwa 100 m angegeben. Das Modell kann für eine Beschreibung des Deichversagens verwendet werden, wenn davon ausgegangen wird, dass nur noch der Sandkern des Deiches vorhanden ist. Allerdings geht die Beschreibung des Versagens von einer konstanten Überströmung des Deiches aus, die in der Regel bei Seedeichen nicht vorhanden ist. Das Modell muss daher an die Bedingungen des Wellenüberlaufs angepasst werden (vgl. Abschnitt 4.1.5).

#### 2.4.6 Sonstige Versagensmechanismen

#### 2.4.6.1 Gleiten

Gleiten des Deiches tritt ein, wenn auf einer Scherfläche der Scherwiderstand des Bodens überwunden und der Deichkörper horizontal verschoben wird (Abb. 27). Die Gleitfläche erscheint in einer Schnittebene als Gleitlinie. Die Sicherheit des Gleitkörpers gegen die horizontale Verschiebung wird dabei als Gleitsicherheit bezeichnet. Abbildung 27 zeigt eine Definitionsskizze zum Gleiten des Deiches mit den auf den Deichkörper angreifenden Kräften.



Abb. 27: Definitionsskizze zum Versagensmechanismus "Gleiten" bei Kerndichtung (oben) und Böschungsdichtung (unten) des Deiches

Die Versagensanalyse hat gezeigt, dass Gleiten erst einmal während der Sturmflut 1962 in Hamburg beobachtet wurde (Oumeraci & Schüttrumpf, 1997). Dabei wurde der gesamte Deichkörper zunächst unterströmt, dann überströmt und schließlich auf einer Länge von rund 80 m verschoben wurde (s.a. Kolb, 1962).

Die *Grenzzustandsgleichung* für das Gleiten des Deiches kann durch das Kräftegleichgewicht am Deich definiert werden (Abb. 27). Ein Versagen infolge Gleiten wird dadurch ausgelöst, dass der Wasserdruck  $W_h$  größer als der Widerstand des Deiches in der Gleitfläche  $T_{max}$  wird. Hierbei soll im Folgenden nur auf Deiche mit Böschungsdichtung eingegangen werden, Deiche mit Kerndichtung werden in Kortenhaus et al. (2001) diskutiert. Gleichzeitig wird vorausgesetzt, dass es sich um einen Deich mit homogenen Deckschichten und homogenem Sandkern handelt.

*Belastung:* Die Belastung wird durch den Wasserdruck verursacht und kann wie folgt ermittelt werden:

$$W_{h} = \gamma_{W} \cdot \frac{h_{W}^{2}}{2}$$
 (62)

wobei  $h_w$  die Höhe des Wassers vor dem Deich [m] und  $\gamma w$  die Dichte des Wassers in [t/m<sup>3</sup>]. Diese Beziehung gilt auch für Deiche mit Zwischenberme auf der Außenböschung.

*Widerstand:* Für den Widerstand des Deiches gegen Gleiten ist zu überprüfen, ob die ungünstigste Bruchfuge im nichtbindigen Boden des Deichkerns, oder im bindigen Untergrund verläuft. Der Widerstandsterm  $T_{max}$  ergibt sich bei nichtbindigem Boden für den undrainierten Anfangszustand wie folgt.

$$T_{max} = (G + W_v) \cdot \tan \varphi' \tag{63}$$

und bei bindigen Böden:

$$T_{max} = c_u \cdot l \tag{64}$$

wobei G die Eigengewichtskraft des Deiches [kN/m] ist<sup>8</sup>;  $W_v$  ist die Auflast durch das vor dem Deich stehende Wasser [kN/m]<sup>9</sup>,  $\phi$ <sup>c</sup> ist der innere Reibungswinkel des Sandes [°],  $c_u$  ist die undrainierte Scherfestigkeit [kN/m<sup>2</sup>] und l ist die Länge des Deiches in der Scherfuge in [m].

Das hier vorgestellte Verfahren soll im Weiteren verwendet werden, eine Optimierung des Verfahrens kann durch (i) die Berücksichtigung von inhomogenen Deichen, (ii) die Erfassung der Abhängigkeit der undrainierten Scherfestigkeit  $c_u$  vom Wassergehalt und (iii) die Erfassung der zusätzlichen Widerstandskraft in den Bruchflächen am Rande des Bruchs (3D-Effekt) erfolgen. Derartige Verbesserungen werden in Abschnitt 4.1.6 diskutiert.

#### 2.4.6.2 Auftrieb hinter dem Deich

Der Auftrieb hinter dem Deich (hydraulischer Grundbruch) beschreibt einen Versagensmechanismus, der infolge lange anhaltender Außenwasserstände dazu führt, dass der nach oben gerichtete Strömungsdruck unter einer undurchlässigen Deckschicht auf der Binnenseite des Deiches größer wird als die Auflast des Bodens. Der Boden bricht daher an dieser Stelle auf und es wird zu einer Schwächung der Standsicherheit des Deiches kommen (Deutekom & Termaat, 1993; Bizzarri; 2001). Eißfeldt (1999) empfiehlt ebenfalls die Überprüfung der Sicherheit der Deiche gegen hydraulischen Grundbruch, wenn eine undurchlässige landseitige Deckschicht vorliegt.

<sup>&</sup>lt;sup>8)</sup> die Geometrie des Deiches mit Zwischenbermen auf der Außen- und der Binnenböschung sowie den Kleischichten auf der Außenhaut des Deiches ist zu berücksichtigen

<sup>&</sup>lt;sup>9)</sup> hierbei sind Zwischenbermen ebenfalls zu berücksichtigen (vgl. Kortenhaus et al., 2001)

Probabilistische Verfahren wurden auf einen einfachen Ansatz zur Berechnung des hydraulischen Grundbruchs ebenfalls angewendet (Van Noortwijk et al., 1999; Vrouwenvelder et al., 1999). Die Beschreibungen der Verfahren ist jedoch nicht einheitlich oder mit anderen Versagensmechanismen (z.B. Piping) kombiniert. Eine Verbesserung des Modells ist in Van (2001) beschrieben, der das Verfahren von Bishop für diesen Mechanismus weiterentwickelt hat. Das Verfahren wird mit Ergebnissen aus numerischen Modellen verglichen und liefert plausible Ergebnisse, auch wenn die plastischen Verformungen im Bereich der Kleischicht hinter dem Deich eigentlich nicht mit einem derart einfachen Modell erfasst werden können. Die Untersuchungen in Holland dauern zur Zeit noch an, wegen der fehlenden Kleischicht unter dem Deichkern wird dieser Mechanismus hier nicht weiter berücksichtigt.

#### 2.4.6.3 Vorschädigungen des Deiches

Schädigungen des Deiches können verschiedenste Ursachen haben. Hier soll nur ein kurzer Überblick gegeben werden:

- Biologische Ursachen: Wühltiere, Pflanzen, Bäume (Durchwurzelung)
- Beschädigung der Rasendecke: Weidetiere, Trampelpfade, Fahrspuren
- Installationen: Leitungen, Kabel, Zäune, Treppen, Häuser, Bänke

Die Fotos (Abb. 28 bis Abb. 31) geben einen Überblick über mögliche Auswirkungen dieser Vorschädigungen des Deiches. In allen Fällen ist zumindest die Rasendecke des Deiches zerstört, so dass das Widerstandsvermögen des Deiches geschwächt ist (z.B. infolge Erosionskräften bei Wellenüberlauf, Druckschlägen auf der Außenböschung etc.). Der ständigen Überwachung und Unterhaltung der Deiche kommt hier also eine besondere Bedeutung zu, da sich diese Vorschädigungen durch konstante Unterhaltungsmaßnahmen beseitigen lassen.



Abb. 28: Deichschaden durch (Kramer, 1992)

Wühltierbefall Abb. 29: Deichschaden an der Deichkrone durch Trampelpfade (Melf, 1962)



Abb. 30: Deichschaden am Weidezaun eines Abb. 31: Deichschaden infolgeDurchwurzelung des<br/>Deiches (TAW, 1995)

Im Schrifttum finden sich eine Vielzahl von Hinweisen auf Wühltiere, Zäune, Trampelpfade oder Durchwurzelungen, die die Deckschicht schädigen können (Armbruster, 1999; Meadowcroft et al., 1994). Ein Modell zu ihrer Beschreibung existiert aber nicht. Trotzdem werden derartige Vorschädigungen bei Berechnungen von Versagensmechanismen berücksichtigt, indem sie als Versagensvoraussetzung behandelt werden (z.B. bei Druckschlägen).

#### 2.4.7 Zusammenfassung und Gesamtbeurteilung Versagensmechanismen

Die Analyse des Schrifttums zu vorhandenen Versagensmechanismen hat gezeigt, dass nur ein Teil aller Mechanismen so vollständig beschrieben ist, dass er für Seedeiche verwendet werden kann. Einen Überblick hierzu gibt Tabelle 3. Die folgenden wesentlichen Schlüsse lassen sich aus der Untersuchung des Schrifttums entnehmen:

- Die meisten Versagensmechanismen sind nicht direkt im Sinne einer probabilistischen Berechnung verwendbar. Es fehlen in der Regel Angaben zu Grenzzustandsgleichungen und vor allem zu Modellunsicherheiten bzw. statistischen Verteilungen, da vor allem bei bodenmechanischen Versagensmechanismen i.d.R. kaum Daten verfügbar sind. Daher müssen folgende Aufgaben für eine Verwendung der Mechanismen durchgeführt werden
  - Prüfen der Anwendbarkeit auf Seedeiche
  - Überprüfung der Zusammenhänge der Versagensmechanismen mit anderen Mechanismen
  - sinnvolle Abschätzung aller unbekannten Parameter und ihrer Unsicherheiten
- Die Notwendigkeit der Beschreibung von Versagensmechanismen ergibt sich aus durchgeführten Schadensanalysen für See- und Flussdeiche (vgl. z.B. Oumeraci & Schüttrumpf, 1997). Hieraus kann abgeleitet werden, ob ein Modell für die Beschreibung eines Versagens gefunden werden kann. Fehlende Zusammenhänge können durch Modelle auf Grundlage physikalischer Beziehungen und Überlegungen ergänzt werden.
- Während der Bearbeitung der Beschreibung der Versagensmechanismen im Schrifttum ist vor allem die Zeitabhängigkeit einiger Mechanismen aufgefallen. Die Behandlung zeitabhängiger und aufeinander folgender Versagensmechanismen wird im Schrifttum aber bisher gar nicht oder nur am Rande aufgeführt. Bei der zeitlichen Abhängigkeit der Versagensmechanismen sind zwei Stufen zu unterscheiden:

## Wissensstand und theoretische Grundlagen

Versagens- mechanismus	Quelle(n)	Vergleich von	Ein- heit	Da- ten?	Mo- dellun-	direkt zeitabh.	zeitabh. Param.	Anmerkungen
Allgemein								
Überströmen	Oumeraci et al. (1999); TAW (2000); Touahri (2000); CUR (1990), Powledge (1989a,b)	Überströmrate bzw. Wasser- stand	[l/sm]	ja	ja	nein	$h_{\mathrm{W}}$	kritische Überströmrate muss definiert werden, Versagen unabhängig von Erosion auf der Binnenböschung zu definieren
Wellenüberlauf	Schüttrumpf (2001), TAW (2000), Oumeraci & Schüttrumpf (1999)	Überlaufrate	[l/sm]	ja	ja	nein	$h_{\mathrm{W}}$	kritische Überlaufrate muss definiert werden, Versagen unabhängig von Erosion auf der Binnenböschung
Deichbruch	Visser (1998), Okumura (1998), Singh (1996)	Dauer	[h]	nein	nein	ja	$\mathbf{h}_{\mathbf{W}}$	Verfahren für Überströmen von Sanddei- chen verwendbar, Wellenüberlauf ist einzubinden
Gleiten	DIN 1054 (1996), Kolb, 1962	Kräfte	[kN]	nein	nein	nein	$h_W, c_u$	bisher keine Verifikation, Versagen unwahr- scheinlich
Außenböschung								
Stabilität Deckwerk	Van der Meer (1998), Hussaarts (1999), Zeidler (1994)	Steindurchm.	[m]	nein	nein	nein	$h_{\mathrm{W}}$	Mechanismus abhängig vom Typ des Deckwerks, nur Standard eingebunden
Druckschläge	Führböter (1994), Witte (1988), Grüne (1988)	Drücke	[kPa]	(ja)	nein	nein	$h_{\mathrm{W}}$	Daten für p <sub>max</sub> vorh., keine Aussage über Versagen, muss neu erarbeitet werden
Auftrieb Deck- werk	Klein-Breteler et al. (1998)	Drücke	[kPa]	nein	nein	nein	$h_{\mathrm{W}}$	neue Wellenablaufergebnisse einzubinden, daher neu zu erstellen
Geschwindigkeit Wellenauflauf	Schüttrumpf & Oumeraci (2001), Van Gent (2001)	Geschwindigk.	[m/s]	(ja)	nein	nein	$h_{\mathrm{W}}$	Daten für Auflaufgeschwindigkeit, keine Daten für kritische Geschw. vorhanden
Erosion Gras	Smith et al. (1994), Verheij et al. (1998)	Dauer	[h]	nein	nein	ja	-	nur ein großmaßstäblicher Versuch vorhan- den, weitere Informationen erforderlich
Erosion Klei	Smith et al. (1994), INFRAM (2000)	Dauer	[h]	nein	nein	ja	$h_{\mathrm{W}}$	nur ein großmaßstäblicher Versuch vorhan- den
Klifferosion	Vrouwenvelder (1999), INFRAM (2000)	Dauer	[h]	nein	nein	ja	$h_{\mathrm{W}}$	Klifferosion stoppt vor Deichkrone, dann folgt Verfahren für Deichbruch

ab. 3:	Überblick über	Versagensmecl	hanismen anhan	d von S	chrifttumsanalys	sen
		0			2	

#### E 34 942 Lit.

## Probabilistische Bemessungsmethoden für Seedeiche

Versagens- mechanismus	Quelle(n)	Vergleich von	Ein- heit	Da- ten?	Mo- dellun- sich.	direkt zeitabh.	zeitabh. Param.	Anmerkungen
Böschungsbruch	DIN 4084 (1983), Lindenberg & De Groot (1998)	Momente	[kNm]	nein	nein	nein	h <sub>W</sub> , c <sub>u</sub>	Verfahren erweitert um Einfluss der Sickerlinie auf Bodenparameter
Binnenböschung								
Geschw. Über- lauf / Überströ- men	Schüttrumpf (2001), Van Gent (2001)	Geschwindigk.	[m/s]	(ja)	nein	nein	$h_{\mathrm{W}}$	Daten nur für Geschw. auf der Binnenbö- schung, eig. Verf. bei Überströmen notwen- dig
Erosion Gras	TAW (1995), Laustrup (1990)	Dauer	[h]	nein	nein	ja	$h_{\mathrm{W}}$	wie Erosion Gras auf der Außenböschung, nur andere Geschwindigkeit
Erosion Klei	CUR (1990), TAW (2000)	Dauer	[h]	nein	nein	ja	$h_{\mathrm{W}}$	
Infiltration	Weißmann (1999)	Dauer	[h]	ja	nein	ja	$h_{\mathrm{W}}$	Daten durch aktuelle Versuche im GWK
Kappensturz	DIN 4084 (1983, 1996)	Momente	[kNm]	nein	nein	nein	$h_{\mathrm{W}}$	Verfahren erweitert um scheinbare Kohäsion im Sand
Durchströmung	Scheuermann & Brauns (2001)	Dauer	[h]	nein	nein	ja	$h_{\mathrm{W}}$	berechnet ohne Deckschichten, keine ausreichende Datenabsicherung
Auftrieb Klei	Richwien & Weißmann (1999)	Strökraft	[kN]	nein	nein	nein	$h_{\mathrm{W}}$	
Abrutschen Klei	Richwien & Weißmann (1999)	Strökraft	[kN]	nein	nein	nein	$h_{\mathrm{W}}$	
Böschungsbruch	DIN 4084 (1983, 1996)	Momente	[kNm]	nein	nein	nein	$h_{\mathrm{W}}$	Verfahren erweitert, Berücksichtigung von Infiltration
Gesamterosion	Visser (1995)	Dauer	[h]	nein	nein	ja	$h_{\mathrm{W}}$	Erweiterung auf Wellenüberlauf und Überströmen notwendig
Innere Erosion								
Piping	Weijers & Sellmeijer (1993), Van Loon (2001)	Druckgradient	[-]	nein	ja	nein	$h_{\mathrm{W}}$	Standardverfahren nach Sellmeijer mit neuen Erkenntnisse nach Van Loon
Kontakterosion	De Mello (1975)	Korngrößen	[m]	nein	nein	nein	-	

- Stufe 1: die Grenzzustandsgleichung des Versagensmechanismus besteht aus einem Vergleich zwischen der Zeit, die ein Versagensmechanismus bis zum vollständigen Versagen benötigt (Widerstand) und der Dauer des Sturms (Belastung)
- Stufe 2: die Eingangsparameter des betrachteten Versagensmechanismus sind zeitabhängig

Die Behandlung dieser Abhängigkeiten sind daher außerordentlich wichtig und müssen in die Ermittlung der Gesamt-Versagenswahrscheinlichkeit einfließen. Ein entsprechendes Modell hierfür muss im Weiteren noch entwickelt werden.

- Die Abhängigkeit der Grenzzustandsgleichungen untereinander werden im Schrifttum - unabhängig von ihrer eventuellen zeitlichen Abhängigkeit - nur selten berücksichtigt. Selbst bei der Untersuchung mehrerer Versagensmechanismen wird zunächst immer eine Unabhängigkeit der Mechanismen vorausgesetzt. Die Schadensanalysen zeigen aber, dass dies nicht immer richtig ist. Diese Zusammenhänge müssen anhand des Schrifttums bei der Berechnung von Fehlerbäumen und der Ermittlung der Gesamt-Versagenswahrscheinlichkeit noch überprüft werden.
- In verschiedenen Hinweisen im Schrifttum sind die Versagensmechanismen auf Fallbeispiele angewendet worden. Die Wahl (oder Ermittlung, wenn Daten vorhanden waren) der Unsicherheiten in den Eingangsparametern hängt dabei sehr stark von dem jeweiligen Fallbeispiel ab. Eine globale Annahme von Unsicherheiten (im Sinne eines Variationskoeffizienten) für sehr viele Eingangsparameter ist daher nicht möglich. So ist es zum Beispiel bei der Festlegung der Unsicherheiten für geometrische Abmessungen sinnvoller, eine konstante Standardabweichung vorzugeben (z.B. ±0,10 m für die Kronenhöhe des Deiches) als einen Variationskoeffizienten.

## 2.5 Unsicherheiten für Parameter und Modelle

#### 2.5.1 Arten der Unsicherheiten

Unsicherheiten bei Ingenieuraufgaben und –projekten sind unvermeidbar, grundlegende klassische Einteilungen geben z.B. Yen & Tung (1993) und Van Gelder (1999). Unsicherheiten hinsichtlich Küstenschutzbauwerken ergeben sich prinzipiell aus den folgenden Ursachen:

- Natürliche, inhärente Unsicherheiten aus den zufälligen Prozessen der Natur;
- Modellunsicherheit, die die ungenügende Wiedergabe der physikalischen Prozesse in der Natur widerspiegelt;
- Datenunsicherheit inklusive Messfehler, Inhomogenität der Daten, Fehler während der Datenverarbeitung, nicht repräsentative Wiedergabe der Messung wegen ungenügender zeitlicher und räumlicher Auflösung;
- Operative Fehler inkl. aller Fehler während der Herstellung, Verschleiß, Wartung, sowie andere menschliche Fehler, die nicht durch das Modell erfasst werden.

Einen Überblick über die verschiedenen Arten der Unsicherheiten gibt Abbildung 32. Diese Unsicherheiten und Fehler werden unter Umständen wesentlich dazu beitragen, dass ein Bauwerk versagt. Eine Unsicherheitsanalyse wird sich daher mit der Erfassung der statistischen Eigenschaften der Parameter bzw. Messwerte befassen.

Die Unsicherheit eines Wertes bzw. einer Zufallsvariablen kann in unterschiedlicher Form ausgedrückt werden. Die genaueste Darstellung ist die Dichtefunktion einer statistischen Verteilung (pdf = probability density function), andere Darstellungen sind z.B. Konfidenzin-

tervalle. Die einfachste Darstellung liegt in der Angabe eines Erwartungswerts (Mittelwerts) des Parameters und seiner Standardabweichung. Diese letztere Darstellung einer Verteilung setzt normalverteilte Parameter voraus, deren Momente direkt aus den angegebenen Parametern abgeleitet werden können. Ihr kommt gerade im Küsteningenieurwesen eine sehr hohe Bedeutung zu, da die Unsicherheiten der meisten Parameter nicht bekannt sind. Einen Überblick über verschiedene Methoden geben Yen & Tung (1993).



Abb. 32: Quellen von Unsicherheiten (nach Oumeraci et al., 2001)

### 2.5.2 Bestimmung der Unsicherheiten

Es gibt grundsätzlich verschiedene Möglichkeiten (Theorien), Unsicherheiten zu erfassen und in die Berechnung einzubringen (vgl. Tung, 1994; Zimmermann, 1997 in Ayyub & Gupta, 1997, Umkehrer & Schill, 1997). Probabilistische Verfahren sind dabei nur eine Möglichkeit, die Unsicherheit zu berücksichtigen, sie setzen voraus, dass die Unsicherheiten in Form von statistischen Verteilungsfunktionen erfasst werden können. Andere Theorien "verarbeiten" die Unsicherheiten bzw. Unschärfen mit Hilfe anderer mathematischer Ansätze, sie werden hier jedoch nicht weiter untersucht.

Die Standardabweichung  $\sigma_x$  eines Datensatzes kann als Maß für die Unsicherheit der Daten herangezogen werden. Wenn eine Normalverteilung der Daten angenommen wird, liegen 68% aller Werte x innerhalb von  $\mu_x (1 \pm \sigma_x)$ , 95% der Werte zwischen  $\mu_x (1 \pm 2\sigma_x)$  und nahezu alle Werte (97,7%) zwischen  $\mu_x (1 \pm 3\sigma_x)$ . Die Unsicherheit der Daten kann aber auch vom Betrag der Daten selbst abhängen (Kamphuis, 1999). Es ist daher in vielen Fällen sinnvoll, für eine Definition der Unsicherheit relative Fehler zu verwenden, die einfachste Definition für eine Größe x ist daher der Variationskoeffizient  $\sigma'_x$ .

Die Beschreibung der Unsicherheiten in probabilistischen Modellen erfordern statistische Verteilungen, die an die vorhandenen Daten angepasst werden müssen. Hierfür stehen eine Reihe von Verteilungen und Werkzeugen zur Verfügung, die im Folgenden kurz vorgestellt werden sollen.

#### 2.5.2.1 Statistische Verteilungen

Unsicherheiten von Parametern und Modellen müssen im Rahmen einer probabilistischen Bemessung mit statistischen Verteilungen beschrieben werden. Hierzu steht eine große Anzahl von (Extremwert-)Verteilungen zur Auswahl, die in gängigen Textbüchern (s. z.B. Plate, 1993) grundsätzlich beschrieben sind. Fröhle (2000) weist darauf hin, dass diese grundsätzliche Darstellung für die spezifischen Fragestellungen des Küsteningenieurwesens in der Regel nicht ausreichen. Einen Überblick über die wichtigsten Verteilungsfunktionen gibt Anlage E, in der eine formelmäßige Beschreibung der Dichte- und Summenfunktionen der Verteilungen sowie ihre wichtigsten Parameter angegeben sind.

Bei der statistischen Analyse der Daten sind vor allem die folgenden Punkte zu beachten:

- die physikalischen Zusammenhänge müssen bei der statistischen Analyse von Messdaten berücksichtigt werden, bei inhomogenen Wellenhöhen können signifikante Wellenhöhen hierdurch in der Größenordnung von 30% unterschiedlich sein (Van Gelder, 1998).
- der Einfluss der Modellunsicherheit (im Bereich der Bodenmechanik) kann bedeutend sein. Daher sollten realistische Modelle (d.h. möglichst ohne Vereinfachungen) verwendet werden (Gilbert et al., 1995) und alle Daten sorgfältig analysiert werden (d.h. sorgfältige Analyse und Einbindung von Erfahrungen aus anderen Messungen).

Üblicherweise werden die anzupassenden Datensätze auf Verteilungspapier der entsprechenden Verteilung geplottet, so dass die Summenfunktion der Verteilung auf dem Papier als Gerade erscheint. Hierfür stehen heute verschiedene Software-Pakete zur Verfügung, die eine optimale Anpassung der Verteilungsfunktionen an die Daten ermöglichen (RCP Consult, 1999).

### 2.5.2.2 Ermittlung der statistischen Verteilungsparameter

Zur Ermittlung der Parameter der statistischen Verteilungen stehen grundsätzlich die folgenden Verfahren (Point estimation methods) zur Verfügung (RCPConsult, 1999; Fröhle, 2000):

- Momentenschätzung
- Maximum Likelihood Methode
- Quantilenmethode
- Fehlerquadrat-Methode (Regressionsmethode)

Die Berechnung der Parameter erfolgt hierbei auf unterschiedliche Weise mit unterschiedlichen Ergebnissen der Parameter. Van Gelder (1998) betont hierbei vor allem die notwendige Homogenität der Daten, um eine gute Anpassung der Verteilung zu erhalten. Fröhle (2000) weist auf die notwendige Messdauer von 20 Jahren hin, die als Datengrundlage für verlässliche Aussagen von Wellenhöhen in der Nord- und Ostsee zur Verfügung stehen müssen. In diesem Zusammenhang kann auf den oft verwendeten überschläglichen Ansatz der dreifachen Dauer der Messzeitreihe verzichtet werden. Eine visuelle Kontrolle der Ergebnisse ist bei umfangreichen und komplexen Datensätzen in der Regel unerlässlich (Kortenhaus, 1996). Die Verfahren sollen hier nicht im Einzelnen vorgestellt werden, Hinweise für die Bestimmung der Parameter sind Anlage E zu entnehmen.

#### 2.5.2.3 Unsicherheiten bei abhängigen Parametern

Sind zwei Parameter eines Modells voneinander abhängig, so ist eine derartige Abhängigkeit grundsätzlich zu berücksichtigen, da alle stochastischen Parameter eines Modells in einer probabilistischen Bemessung voneinander unabhängig sein müssen. Grundsätzlich gibt es daher die folgenden Möglichkeiten zur Erfassung der Parameter (vgl. Abschnitt 2.3.1.1):

- Beschreibung der Abhängigkeit der Parameter durch ein Modell oder eine physikalische / empirische Beziehung
- gemeinsame Verteilungsfunktion der Parameter (joint probability density function), vgl. Abschnitt 2.3.1.4

In der Regel sind die Bodenparameter eines Seedeiches eher unabhängig voneinander, während die Seegangsparameter mitunter starke Abhängigkeiten zeigen. Eine Abhängigkeit von Wasserstand, Wellenhöhe, Wellenperiode und Wellenangriffsrichtung untereinander je nach untersuchtem Ort ist durchaus möglich. Eine ausreichende Datenbasis muss hierfür vorhanden sein. Auch die Einbeziehung des Windes (Windstärke, Windrichtung) ist je nach Lage des zu bemessenden Bauwerks sinnvoll (Abschnitt 2.3.1.4).

Nicht selten müssen Seegangsparameter am Deichfuß bestimmt werden, die nicht mehr denen im Tiefwasser vor der Küste entsprechen. Geringe Wassertiefen, Ästuare oder vorgelagerte Inseln beeinflussen die Seegangsparameter entscheidend. Häufig sind am Deichfuß selbst dann keine Messungen vorhanden bzw. die Zeitreihen der Messungen nicht lang genug. Gleichzeitig ändert sich in der Regel auch der statistische Verteilungstyp einzelner Parameter. Eine Festlegung kann daher erst am konkreten Beispiel erfolgen.

#### 2.5.3 Anwendungsbeispiele

Eine Reihe von Veröffentlichungen im Schrifttum haben den Einfluss von Unsicherheiten auf probabilistische Bemessungen von Küstenschutzbauwerken untersucht. Die wesentlichen Erkenntnisse dieser Untersuchungen sind:

- die Modellunsicherheit hat keinen wesentlichen Einfluss auf die Gesamt-Versagenswahrscheinlichkeit (Slijkhuis et al., 1998). Verringerungen der Unsicherheiten werden daher kaum verbesserte Ergebnisse erzielen;
- größter Einfluss aller Parameter auf die untersuchten Versagensmechanismen hat der Wasserstand (Slijkhuis et al., 1998);
- Verringerung der Unsicherheiten führt prinzipiell zu Verringerung der Versagenswahrscheinlichkeit (Plate, 1998; Slijkhuis et al., 1999), werden jedoch nicht alle Unsi-

cherheiten berücksichtigt (z.B. bei ausschließlicher Berücksichtigung nur der Unsicherheit im Wasserstand), so kann die Versagenswahrscheinlichkeit zu klein berechnet werden (bis zu einem Meter Differenz in Deichhöhe bei Vrijling & Van Gelder, 1999);

- ein Maß für die Unsicherheit der Wellenhöhen sowohl im Tiefwasser ( $\sigma_{Hs} \approx 7\%$ ) als auch in der Brecherzone ( $\sigma_{Hs} \approx 9\%$ ) gibt Goda (1994). Oumeraci et al. (2001) geben einen Variationskoeffizient von 5% bei direkten Messungen an.
- Beispiele für Unsicherheiten der Bodenparameter geben Phoon & Kulhawy (1999a,b), die systematische Untersuchungen einer Großzahl von relevanten Parametern durchgeführt haben.

### 2.5.4 Gesamtbeurteilung von Unsicherheiten

Die Analyse des Schrifttums hat gezeigt, dass es heute eine ausreichende Anzahl von (Standard-)Verfahren gibt, um die Unsicherheiten der Parameter und Rechenmodelle in einer probabilistischen Bemessung zu erfassen. Voraussetzung hierfür ist allerdings das Vorhandensein ausreichender Datenmengen, die sorgfältig aufzubereiten und dann statistisch zu behandeln sind. Es ist dabei nicht der Sinn der Probabilistik, möglichst kleine Unsicherheiten zu erreichen, sondern vorrangig die Unsicherheiten überhaupt zu erfassen und bei der Berechnung zu berücksichtigen. Die Bearbeitung der Eingabedaten für die probabilistische Bemessung ist daher nur dann aufwändiger, wenn umfangreiche Datenmengen vorliegen und daraus die entsprechenden Unsicherheiten abgeleitet werden müssen. In vielen Fällen wird dem bemessenden Ingenieur neben der Bereitstellung des Bemessungswertes des Parameters nur die Schätzung einer geeigneten Standardabweichung übrig bleiben.

Die Angaben zu Unsicherheiten von Modellen sind im Schrifttum uneinheitlich, häufig wird entweder nur eine Standardabweichung oder nur ein Modellfaktor (vgl. Abschnitt 5.3.1) angegeben. Für die probabilistische Berechnung wird jedoch beides benötigt, so dass in der Regel die Datensätze zur Ermittlung der Unsicherheiten vorliegen müssen. Dies ist bislang in den im Schrifttum angegebenen Untersuchungen nicht der Fall. Sinnvolle Annahmen des Modellfaktors mit einer Überprüfung und Bewertung der Bedeutung dieses Faktors auf das Gesamtergebnis sind dann eine ausreichende Alternative. Dabei sollten Standardabweichungen zunächst "auf der sicheren Seite" liegend, d.h. eher zu groß angenommen werden.

## 2.6 Probabilistische Bemessungsverfahren

Bestehende Bemessungsansätze für Wellenschutzbauwerke und Seedeiche beruhen auf einer deterministischen Erfassung der damit zusammenhängenden physikalischen Prozesse und Versagensmechanismen. Die stochastische und komplexe Natur vieler der in die Bemessungsverfahren eingehenden Belastungen (Seegang unmittelbar am Bauwerk, Wellenauflauf, Wellenüberlauf etc.) sowie die Unsicherheiten der Modelle zur Beschreibung der Versagensformen und der dazugehörigen Eingangsparameter legen jedoch eine Erweiterung zu einer probabilistischen Betrachtungsweise dieser Bauwerke nahe. Eine probabilistische Bemessung ohne deterministische Grundlage und ohne das physikalische Verständnis der Zusammenhänge ist nicht möglich (vgl. Abb. 33).

Grundlage für die probabilistische Bemessung von Seedeichen ist die Gegenüberstellung von "Einwirkungen" S (z.B. Bemessungswasserstand, Bemessungswellenhöhe) und "Widerstän-

den" R (z.B. Deichhöhe, innerer Reibungswinkel des Deichmaterials etc.). Das bedeutet, dass alle Grenzzustandsgleichungen, die das Versagen eines Versagensmechanismus kennzeichnen, in einer derartigen Form formuliert werden müssen.



Abb. 33: Optimale Bemessung eines Küstenschutzbauwerks

Im Folgenden werden zunächst die Vor- und Nachteile deterministischer und probabilistischer Methoden (Abschnitt 2.6.1) kurz gegenübergestellt. Anschließend werden die Grundlagen für die Berechnung der Versagenswahrscheinlichkeit anhand des Schrifttums zusammengestellt (Abschnitt 2.6.2).

#### 2.6.1 Vor- und Nachteile deterministischer und probabilistischer Bemessungsverfahren

Die wichtigsten Unzulänglichkeiten der deterministischen Bemessungsmethode sollen hier kurz angeführt werden (siehe z.B. CUR, 1990 oder Kuijper & Vrijling, 1998), eine ausführlichere Diskussion findet sich in Kortenhaus et al. (2001):

- die Unsicherheiten der Eingangsparameter und Modelle können nicht erfasst werden;
- die Versagenswahrscheinlichkeit des gesamten Systems (Bauwerks) bleibt unbekannt;
- es ist nicht bekannt, in welchem Maße eine Versagensform zum Gesamtversagen des Systems beiträgt;
- das gesamte Schutz-System kann nicht als ein zusammengehöriges Ganzes beurteilt werden (Längeneffekt).

Diese Einschränkungen der deterministischen Bemessungsmethoden lassen erkennen, dass eine Erweiterung auf probabilistische Bemessungsmethoden sinnvoll ist, da sie diese Anforderungen erfüllen. Sie sind in verwandten Fachdisziplinen bereits zum Standard in der Bemessung geworden (Talsperrenbau, Offshore-Bauwerke).

Einige wesentliche Vorteile probabilistischer Bemessungsmethoden gegenüber herkömmlichen deterministischen Verfahren sollen hier kurz angeführt werden:

- die meisten relevanten Eingangsparameter sind **stochastischer Natur** (Bemessungswasserstände, Seegangs- und Bodenparameter);
- alle Unsicherheiten, mit denen sowohl empirische und physikalische Eingangsparameter als auch Berechungsmodelle behaftet sind, können erfasst werden;
- menschliche Fehlhandlungen können berücksichtigt werden;
- die Bedeutung des jeweiligen Versagensfalls für die Gesamt-Versagenswahrscheinlichkeit kann ermittelt werden;
- eine bessere Einsicht in das **Zusammenwirken der meist komplexen Systeme** sowie einfache Sensitivitätsanalysen zur Bestimmung des Beitrages einer einzelnen Versagensform zur Gesamt-Versagenswahrscheinlichkeit ist möglich;
- aktualisierte Daten-Informationen können in die bestehende Bemessung einfließen und verbessern die zuvor gemachten Ansätze bzw. statistische Verteilungen (Bayesian Updating);
- **Teil-Sicherheitsbeiwerte** für die Bemessung können auf der Grundlage der probabilistischen Analyse und Bemessung rational abgeleitet werden;
- probabilistische Verfahren bewirken eine i.d.R. wirtschaftlichere Bemessung, wenn die Betrachtung über die gesamte Lebensdauer des Systems (Bauwerks) erfolgt (Voortman, 2002).

Neben den Vorteilen, die probabilistische Methoden aufweisen, sind auch einige kritische Anmerkungen im Schrifttum zu finden, die im Folgenden kurz zusammengestellt werden (eine ausführlichere Diskussion findet sich in Kortenhaus et al. (2001).

- bis heute ist es nicht gelungen, einen ausreichend hohen Grad der Akzeptanz von probabilistischen Methoden zu erzielen (Sexmith, 1999); erste Schritte sind heute die Einführung des Eurocodes (Eurocode 1, 1994);
- ohne die Einbindung von probabilistischen Verfahren in eine Risikoanalyse besteht die Gefahr, dass die Bestimmung der Wahrscheinlichkeit nicht hilfreich ist (Watson, 1994);
- die Datengrundlage hinsichtlich der Vollständigkeit und Genauigkeit muss bekannt sein (Yellman & Murray, 1995), in der Regel liegen hier eher zu wenig Daten vor (Elishakoff, 2000);
- Abschätzungen auf Basis der Normalverteilung können deutliche Unterschiede bei der Ermittlung der Gesamt-Versagenswahrscheinlichkeit hervorrufen (Basu & Templeman, 1985);
- der Faktor "Mensch" wird trotz seiner Bedeutung (Hoshiya &Nagata, 1988) bislang nicht berücksichtigt, da zunächst die technischen Grenzzustandsgleichungen erfasst werden;

Trotz dieser Diskussion wird die Verwendung der probabilistischen Verfahren stark befürwortet, da auf eine Lösung der technischen Probleme nicht gewartet werden kann (Elishakoff, 2000). Außerdem sind die oben angeführten Nachteile bei einer herkömmlichen Bemessung entweder gar nicht oder noch unzureichender zu erfassen.

#### 2.6.2 Berechnung der Versagenswahrscheinlichkeit

2.6.2.1 Grundlagen zur Ermittlung der Versagenswahrscheinlichkeit

Bei der klassischen Darstellung des Versagensproblems (Abb. 34) werden Widerstand R und Belastung S des Bauwerks als stochastische Größen mit ihrer Dichteverteilung aufgetragen.



Abb. 34: Darstellung des klassischen Versagensproblems

Sind R und S voneinander unabhängige Größen, kann das gleichzeitige Auftreten beider Wahrscheinlichkeiten als Produkt beider Größen berechnet werden. Da x theoretisch jeden Wert zwischen  $-\infty$  und  $+\infty$  annehmen kann, muss zwischen diesen Grenzen integriert werden. Die Gesamt-Versagenswahrscheinlichkeit berechnet sich daher zu:

$$P_{f} = \int_{-\infty}^{+\infty} f_{S}(x) \cdot F_{R}(x) dx$$
(65)

oder aber, da die Fläche unter der Dichtefunktion immer Eins ergibt:

$$P_{f} = 1 - \int_{-\infty}^{+\infty} F_{S}(x) \cdot f_{R}(x) dx$$
 (66)

Dieses Integral ist als 'Faltungs-' oder 'Konvolutionintegral' (engl.: convolution integral) bekannt und ist nur in einfachen Fällen geschlossen lösbar. Grundlage der heutigen Berechnung ist das Verfahren von Cornell (Cornell, 1969; Madsen et al., 1986). Dieses Verfahren führt zu einer Definition des sogenannten Sicherheitsindexes ß, der wie folgt definiert ist:

$$\beta = \frac{\mu_z}{\sigma_z} \tag{67}$$

Der Sicherheitsindex  $\beta$  gibt also an, wie oft die Standardabweichung der Variablen z (z = R - S) zwischen Nullpunkt und Mittelwert der statistischen Verteilung passt. Die Versagenswahrscheinlichkeit ist jetzt gleich der Wahrscheinlichkeit, dass z < 0 ist. Vorausgesetzt, z ist normalverteilt, kann diese Wahrscheinlichkeit wie folgt berechnet werden:

$$P_{f} = \Phi \left( -\beta \right) \tag{68}$$

Dabei ist  $\Phi$  die Summenfunktion der standardisierten Gauß'schen Normalverteilung, d.h. eine Normalverteilung mit dem Mittelwert Null und der Standardabweichung Eins. Diese Summenfunktion ist nicht geschlossen integrierbar, aber in allen Standardwerken des Schrifttums tabelliert (s. z.B. Schneider, 1994; Plate, 1993; CUR, 1990).

Hasofer & Lind (1974) transformierten diese Grenzzustandsgleichung in den sogenannten Standardraum. Damit wurde das Invarianzproblem gelöst (Ditlevsen, 1973), wonach das Ergebnis der Berechnung nach Basler/Cornell von der Schreibweise der Grenzzustandsgleichung abhing. Das daraus erzielte Ergebnis ist invariant und bildet heute die Grundlage der Zuverlässigkeitstheorie. Das Verfahren besteht darin, dass die Zufallsvariablen R und S auf U<sub>1</sub> und U<sub>2</sub> standardisiert werden, wie das auch bei einer standardisierten Normalverteilung der Fall ist. Die neuen Variablen haben damit einen Mittelwert Null und eine Standardabweichung Eins:

$$U_{1} = \frac{R - \mu_{R}}{\sigma_{R}} \implies R = U_{1} \cdot \sigma_{R} + \mu_{R}$$

$$U_{2} = \frac{S - \mu_{S}}{\sigma_{S}} \implies S = U_{2} \cdot \sigma_{S} + \mu_{S}$$
(69)

Die Gerade der Versagensgleichung z = R - S verläuft jetzt nicht mehr durch den Ursprung, sondern im Abstand ß am Ursprung vorbei. Je weiter die Gerade vom Ursprung entfernt ist, desto größer ist ß und desto kleiner ist die Versagenswahrscheinlichkeit P<sub>f</sub>. Der Abstand ß lässt sich mit Hilfe der Geometrie der Ebene relativ leicht bestimmen. Alle Ergebnisse, die hieraus erzielt werden, sind richtig für normalverteilte Variablen und ansonsten gute Näherungen.

Das Verfahren nach Hasofer und Lind (Hasofer & Lind, 1974) erlaubt die Erweiterung auf beliebige Grenzzustandsfunktionen und beliebige Verteilungen. Die bisher vorgestellten Verfahren sind nur für lineare Grenzzustandsfunktionen und für unabhängige, normalverteilte  $X_i$  gültig. Für die übrigen Fälle sind die Ergebnisse nur Näherungen, die aber die eigentlichen Ereignisse in den meisten Fällen recht gut beschreiben. Mögliche Erweiterungen sind:

- Übergang von Funktionen mit zwei Variablen zu Funktionen mit vier Variablen (Lösung durch Transformation in den u-Raum (Schneider, 1994))
- Übergang von linearen zu nichtlinearen Funktionen (Taylor-Reihen-Approximation unter Vernachlässigung von Termen ab der 2. oder 3. Ordnung)
- Übergang von normalverteilten Variablen zu beliebig verteilten Variablen (Tail-Approximation unter Verwendung des ersten und zweiten Moments der Verteilung)

Wichtig sind noch die dabei zu ermittelnden Sensitivitätsfaktoren  $\alpha_i$ , die die Bedeutung des jeweiligen Parameters i für die Größe der Versagenswahrscheinlichkeit für die jeweilige Grenzzustandsgleichung angeben. Sie werden wie folgt bestimmt:

$$\alpha_{i} = \frac{\sigma_{i}}{\sigma_{z}} \cdot a_{i} \tag{70}$$

Darin sind  $\sigma_i$  die Standardabweichungen der einzelnen Parameter und  $\sigma_z$  ist die Standardabweichung der z-Funktion, die sich anhand von Gl. (71) bestimmen lässt.

$$\sigma_{z} = \sqrt{\sum_{i=1}^{n} (a_{i} \cdot \sigma_{i})^{2}}$$
(71)

In Gl. (70) und (71) sind a<sub>i</sub> die Parameter der Taylorreihe, in die die nichtlineare Grenzzustandsgleichung entwickelt wird. Sie werden durch partielle Ableitung der Grenzzustandsgleichung für die einzelnen Parameter i im Bemessungspunkt (angezeigt durch den Index "Bem") berechnet:

$$a_{i} = \frac{\partial z}{\partial X_{i}} \bigg|_{Bem}$$
(72)

Die Summe aller Quadrate der Faktoren muss dabei 1,0 ergeben. Auf die Bedeutung der Sensitivitätsfaktoren wird bei der Anwendung des Verfahrens genauer eingegangen. Das Verfahren wird aufgrund der o.a. Level II Approximationen auch FOSM-Methode (first order, second moment) oder FORM-Methode (first order reliability method) genannt. Eine Verbesserung dieses Verfahrens ist die SORM-Methode (second order reliability method), die auch Terme der 2. Ordnung bei der Taylor-Approximation berücksichtigt und daher etwas genauer ist. Weitere Details zu diesen Berechnungen sind z.B. in Burcharth (1994), Schneider (1994) und Sørensen (1995) enthalten. Der gesamte Ablauf der Level II-Berechnung einer Wahrscheinlichkeit eines Versagensmechanismus ist in Abbildung 35 dargestellt.



Iteration mit verbesserten x<sub>i</sub>-Werten

Abb. 35: Prinzipskizze des Berechnungsablaufs für die Bestimmung der Versagenswahrscheinlichkeit nach Level II

Dabei werden beliebige Verteilungen von Parametern durch die Tail-Approximation in Normalverteilungen im Bemessungspunkt geändert. Diese Annäherung ist eine Schwachstelle des Verfahrens, weil in den Schwänzen der Verteilungen geringfügige Abweichungen große Auswirkungen auf die Ermittlung der Versagenswahrscheinlichkeit haben können. Grenzzustandsgleichungen mit einer Vielzahl von Parametern und einer komplexen Modellierung des Grenzzustands sind wegen der erforderlichen Taylor-Approximation und der notwendigen partiellen Ableitungen ebenfalls problematisch. Eventuell eingebaute Bedingungen (IF-Abfragen) in den Modellen oder Unstetigkeiten führen in jedem Fall zu Schwierigkeiten bei der Ermittlung der Versagenswahrscheinlichkeit.

Um derartige Probleme lösen zu können, werden Level III-Berechnungen (z.B. Monte-Carlo-Simulation) verwendet. Grundlage dieses Verfahrens ist ein Zufallsgenerator, der Zahlen zwischen Null und Eins erzeugt. Diese Werte werden als Summenfunktion der statistischen Verteilung einer stochastischen Variable aufgefasst und mit Hilfe der zugehörigen Verteilungsfunktion auf eine Realisation dieser Variable zurückgeführt. Wird dies mit allen Eingangsparametern durchgeführt, kann die Grenzzustandsgleichung berechnet werden und eine Realisation der z-Funktion bestimmt werden. Bei ausreichend hoher Anzahl von Berechnungen ergibt sich die Versagenswahrscheinlichkeit aus der Anzahl der Fälle mit z < 0, die mit der Anzahl aller Berechnungen verglichen wird (frequentistische Wahrscheinlichkeit). Das Verfahren ist in Abbildung 36 skizziert und z.B. in Schneider (1994) näher beschrieben.



Abb. 36: Berechnungsablauf für die Bestimmung der Versagenswahrscheinlichkeit nach Level III

Abbildung 36 zeigt, dass die Berechnung der Versagenswahrscheinlichkeit als Quotient aus der Anzahl der Fälle mit z < 0 und der Gesamtzahl aller Berechnungen erfolgt. Hierfür muss eine ausreichende Anzahl von Berechnungen durchgeführt werden, so dass der Variations-koeffizient  $\sigma'_z$  der Versagenswahrscheinlichkeit kleiner als z.B. 5% wird, wobei für  $\sigma'_z$  gilt:

$$\sigma'_{z} = \sqrt{\frac{1 - P_{f}}{n \cdot P_{f}}}$$
(73)

Soll der Variationskoeffizient unter 5% fallen, so müssen für eine Versagenswahrscheinlichkeit  $P_f = 10^{-2}$  bereits 39600 Berechnungen durchgeführt werden. Bei  $P_f = 10^{-4}$  entspricht das etwa  $4 \cdot 10^6$  Berechnungen, bei  $P_f = 10^{-6}$  entspricht das  $4 \cdot 10^8$  Berechnungen. Ein derartiger Aufwand kann daher nur mit Computern und entsprechender Software durchgeführt werden, von denen unterschiedliche Ausführungen erhältlich sind. Einen Vergleich einiger dieser Programme gibt Van Gelder (1997).

Der Wahrscheinlichkeitsbegriff bzw. die berechnete Wahrscheinlichkeit sagt dabei nichts über das tatsächliche Eintreten des Ereignisses bzw. des Versagens auf, sie können vielmehr schon morgen eintreten (vgl. z.B. Häfele, 1991).

### 2.6.2.2 Anwendungsbeispiele

Probabilistische Berechnungsverfahren sind bereits mehrfach auf Küstenschutzprojekte angewendet worden, dieser Abschnitt gibt einen kurzen Überblick über daraus gewonnene Erkenntnisse.

Eine erste Studie der Versagenswahrscheinlichkeit eines Seedeiches in Holland hat Vrijling (1987) erstellt. Darin wird der Versagensmechanismus "Wellenüberlauf" als Vergleich zwischen Wellenauflauf und Kronenhöhe berechnet, die Versagenswahrscheinlichkeit beträgt für den untersuchten Seedeich 7,3·10<sup>-3</sup> pro Jahr. Den höchsten Einfluss auf die Versagenswahrscheinlichkeit hat dabei der Wasserstand, dann die Wellenhöhe und die Wellensteilheit. Für das Osterschelde-Sperrwerk in Holland wurde 1993 sowohl eine deterministische als auch eine probabilistische Bemessung auf Grundlage des damaligen Wissensstands durchgeführt (Vrijling, 1993; Rijkswaterstaat, 1994).

Ronold (1990) hat eine Studie der Versagenswahrscheinlichkeit von Seedeichen durchgeführt, in der ebenfalls nur ein Versagensmechanismus berücksichtigt wird (Wellenüberlauf, d.h. Vergleich des auflaufenden Wassers mit der Kronenhöhe). Die Wahrscheinlichkeit wird über die Lebensdauer des Bauwerks gerechnet (100 Jahre) und mit  $5 \cdot 10^{-2}$  angegeben. Der Einfluss der Parameter auf das Ergebnis wird ebenfalls untersucht. Dabei zeigt sich, dass vor allem der Wasserstand einen sehr hohen Einfluss auf das Ergebnis hat. Plate & Ihringer (1991) haben ähnliche Überlegungen zu den Flussdeichen in Hamburg angestellt und sind je nach Beispiel zu Versagenswahrscheinlichkeiten zwischen 8,6 $\cdot 10^{-5}$  und  $2 \cdot 10^{-2}$  gekommen.

In Niemeijer et al. (1993) wird das Versagen von Deichringen für die Versagensmechanismen "Überströmen" und "Wellenüberlauf" untersucht. Dabei wird auch ein Oberwasserzufluss berücksichtigt. Das Verfahren wird beispielhaft auf einen Deichring angewendet und ergibt eine Versagenswahrscheinlichkeit für diesen Deichring von  $1,5\cdot10^{-3}$  / Jahr. Die einzelnen Sektionen, die zu diesem Deichring beitragen, liefern dabei um mehrere Größenordnungen schwankende Ergebnisse. Van Agthoven (1997) hat 6 Versagensmechanismen auf vier Deichringe in Holland angewendet. Die Verfahren ergaben Versagenswahrscheinlichkeit zwischen  $10^{-3}$  und  $10^{-4}$ . Dabei wurde auch darauf verwiesen, dass die Beschreibung der Versagensmechanismen alleine noch nicht ausreicht, da ein vollständiges Versagen des Deiches so nicht berechnet werden kann.

In England sind probabilistische Methoden von Meadowcroft (1994) z.B. auf senkrechte Wände angewendet worden. Je nach Oberkante der Wand werden hierbei sehr hohe Versagenswahrscheinlichkeiten von 0,03 bis 0,72 / Jahr berechnet.

In Deutschland wendet Pohl (1998) probabilistische Verfahren auf Flussdeiche an und erzielt Versagenswahrscheinlichkeit in der Größenordnung von 10<sup>-2</sup> und 10<sup>-3</sup>, ohne genauer auf die verwendeten Modelle und Daten einzugehen. Weitere Anwendungen für See- und Ästuardeiche auf Grundlage der Eintrittswahrscheinlichkeit von Wasserständen bzw. Wellenüberlauf sind in Mai & Zimmermann (1999); Mai & Von Lieberman (2000); Von Lieberman & Zimmermann (2001) dargestellt.

Die bislang umfangreichste Studie wird auf der Grundlage von acht Versagensmechanismen (Überlauf und Überströmen, Gleiten der Binnenböschung, Piping und hydraulischer Grundbruch, Erosion der Außenböschung, Erosion des Deckwerks, Piping unter Bauwerken, offene Tore, Erosion Dünen) für alle Deichringe in Holland berechnet. Die Ergebnisse werden in TAW (2000) und Vrouwenvelder (1999) dargestellt und zeigen, dass Wellenüberlauf bzw. Überströmen der am häufigsten auftretende Versagensmechanismus ist, aber nicht immer der mit der höchsten Versagenswahrscheinlichkeit. Dabei ist zu bedenken, dass alle Versagensmechanismen einzeln berechnet und die Versagenswahrscheinlichkeiten dann nur addiert werden ("OR"-Tor). Hierauf soll im weiteren Verlauf der Arbeit noch vertieft eingegangen werden.

#### 2.6.3 Bewertung von Versagenswahrscheinlichkeiten

Für eine Beurteilung der resultierenden Versagenswahrscheinlichkeit können z.B. die Sicherheitsklassen der DIN (DIN, 1981) herangezogen werden (Tab. 4) oder auch nationale Empfehlungen wie z.B. in Frankreich unter Verwendung der Eurocodes (Kovarik, 1999).

	Folgen von Gefährdungen, die							
Klasse	Vorwiegend die Tragfähigkeit betreffen	vorwiegend die Gebrauchsfähigkeit betreffen*)						
1	Keine Gefahr für Menschenleben und geringe wirtschaftliche Folgen	Geringe wirtschaftliche Folgen, geringe Beeinträchtigung der Nutzung						
	$\beta_t = 4,2 \ (P_f^t = 1,3.10^{-5})$	$\beta_{\rm t} = 2.5 \ ({\rm P_f}^{\rm t} = 6.2 \cdot 10^{-3})$						
	Gefahr für Menschenleben und/oder beachtliche	Beachtliche wirtschaftliche Folgen, beachtliche						
2	wirtschaftliche Folgen	Beeinträchtigung der Nutzung						
	$\beta_t = 4,7 \ (P_f^t = 1,3.10^{-6})$	$\beta_t = 3.0 \ (P_f^t = 1.3.10^{-3})$						
3	Große Bedeutung der baulichen Anlage für die	Große wirtschaftliche Folgen, große Beein-						
	Öffentlichkeit	trächtigung der Nutzung						
	$\beta_t = 5.2 \ (P_f^t = 1.0.10^{-7})$	$\beta_t = 3.5 (P_f^t = 2.3.10^{-4})$						
*) besteht bei Verlust der Gebrauchsfähigkeit Gefahr für Leib und Leben (z.B. Undichtigkeit von Behältern								
und Leitungen mit gefährlichen Stoffen), so wird dieser wie ein Verlust der Tragfähigkeit behandelt								

 Tab. 4:
 Zusammenstellung der Sicherheitsklassen nach DIN (1981)

Diese Vorschläge müssen jedoch für die Anwendungen im Küstenbereich kritisch diskutiert und gegebenenfalls überarbeitet werden. Für die am häufigsten vorkommende Sicherheitsklasse 2 empfiehlt die DIN Teilsicherheitsbeiwerte nach Tab. 5 auf der Grundlage probabilistischer Berechnungsgrundlagen.

Die Beurteilung von Versagenswahrscheinlichkeiten für eine Optimierung bzw. Anpassung der Bauwerke ist nicht Gegenstand dieser Arbeit, sondern muss auf Grundlage der hier erarbeiteten Ergebnisse im Anschluss im Zusammenhang mit einer probabilistischen Risikoanalyse erfolgen.

		Teilsicher-	Grenzzustand		
Einwirkung	Beeinflussung des Grenzzustands	heitsbei- wert	Tragfähigkeit (ULS)	Gebrauchsfähigkeit (SLS) <sup>**)</sup>	
Ständig G	ungünstig (ohne Nachweis) <sup>*)</sup>		1,3	1,1	
	ungünstig (mit Nachweis) <sup>*)</sup>	$\gamma_f^G$	1,1		
	günstig		0,9	0,9	
Veränderlich	ungünstig	Q	1,3	1,0	
Q	günstig <sup>***)</sup>	γf	0,0	0,0	

Tab. 5: Teilsicherheitsbeiwerte für Sicherheitsklasse 2 und Sicherheitsindex β nach Tab. 4 (nach DIN, 1981)

\*) beim gegenseitigen Aufheben günstiger Einwirkungen ("mit Nachweis") kann abschnittsweise ungünstig gerechnet werden ( $\gamma_f^G = 1,1$ ). Die resultierende Einwirkungsgröße muss dann mit  $\gamma_{sys} = 1,1$  multipliziert werden.

\*\*) hierbei wird angenommen, dass Kriterien für die Gebrauchsfähigkeit nicht schon implizit einen Sicherheitsabstand enthalten

<sup>\*\*\*)</sup> bei Lastkombinationen

#### 2.6.4 Gesamtbeurteilung probabilistischer Bemessungsverfahren

Gesamtziel der angestrebten Untersuchung ist es, probabilistische Bemessungsmethoden auf der Grundlage der bestehenden deterministischen Ansätze anzuwenden und zu beurteilen. Gleichzeitig soll der Beitrag einzelner Versagensformen des Bauwerks zur Gesamt-Versagenswahrscheinlichkeit erarbeitet werden. Diese Information gibt vor allem auch Aufschluss über den notwendigen weiteren Forschungsbedarf hinsichtlich der jeweiligen Versagensformen.

Die Analyse des Schrifttum hat gezeigt, dass trotz zunehmender Anwendung der probabilistischen Verfahren keine vollständige Erfassung aller Versagensmechanismen eines Deiches (einschließlich ihrer Zusammenhänge in Form eines Fehlerbaums) besteht. Die Unsicherheiten der Eingangsparameter werden für die jeweilige Anwendung aufgrund der lokal vorhandenen Daten abgeschätzt, die jeweilige Datengrundlage wird in der Regel nicht angegeben. Das Problem einer zeitlichen Variabilität von Versagensmechanismen und Parametern (z.B. Wasserstand) sowie ihrer Berücksichtigung wird im Schrifttum bisher weder diskutiert noch umgesetzt.

Die Anwendungen haben aber auf der anderen Seite gezeigt, dass die Probabilistik trotz teilweise fehlender Datengrundlage in der Lage ist, Versagenswahrscheinlichkeiten von Deichabschnitten und auch von Deichringen auf Grundlage einiger Versagensmechanismen zu ermitteln. Damit ergeben sich noch die folgenden Fragestellungen für die weitere Bearbeitung:

- Erfassung aller Versagensmechanismen bis zum vollständigen Versagen eines Seedeiches durch entsprechende Modelle
- Bestimmung der Unsicherheiten der Eingangsparameter im Fernfeld des Bauwerks und ihre Transformation bis zum Bauwerk
- Erfassung der Zusammenhänge von Versagensmechanismen in Form von Fehlerbäumen und ihre Erfassung im Sinne eines probabilistischen Systems
- Erfassung der zeitlichen Abhängigkeit von einzelnen Versagensmechanismen und von Eingangsparametern für die Modelle

## 2.7 Fehlerbaumanalyse

Die Modellierung eines Systems mit verschiedenen Versagensmechanismen benötigt zunächst die Identifikation von möglichen Gefahren und Schäden. Hierfür kommen in Frage: (s. z.B. Stewart & Melcher, 1997):

- vorläufige Gefahrenanalyse (preliminary hazard analysis = PHA)
- Analyse von Versagensmechanismen und Auswirkungen (failure modes and effect analysis = FMEA)
- Analyse von Versagensmechanismen, Auswirkungen und Gefahren (failure mode, effect and criticality analysis = FMECA)
- Gefahren- und Operationalitätsanalyse (hazard and operability analysis = HAZOP)

Im vorliegenden Fall der Seedeiche ist eine ausführliche Schadensanalyse durchgeführt worden (Abschnitt 2.2), die eine Ausdehnung von FMEA und FMECA darstellt, da die Auswirkungen denkbarer Versagensmechanismen (= Schäden) hier wirklich eingetreten sind. Auf der Basis der o.a. Analysen kann ein Fehlerbaum erstellt werden. Andere wichtige Repräsentationen von Systemen sind Ereignisbäume und Entscheidungsbäume. Sie werden in Oumeraci & Kortenhaus (1999) vorgestellt und diskutiert, daher soll hier nicht weiter darauf eingegangen werden.

Fehlerbäume haben den großen Vorteil, dass sie sehr komplexe Zusammenhänge anschaulich darstellen können, sie sind daher geeignet für Systeme, bei denen (i) die einzelnen Versagensmechanismen unabhängig voneinander sind und (ii) die Versagensmechanismen logisch nacheinander ablaufen und aufeinander aufbauen. In den folgenden Abschnitten wird zunächst auf einige Grundlagen der Fehlerbäume einschließlich ihrer Vor- und Nachteile eingegangen und dann die Anwendung der Fehlerbäume auf Seedeiche diskutiert.

### 2.7.1 Grundlagen zur Fehlerbaumanalyse

Fehlerbäume sind unten (an der Wurzel) weit verzweigt und enden oben in einem TOP-Ereignis ("top event"). Fehlerbäume werden verwendet, um den Ablauf der einzelnen Versagensmechanismen und die Ursachen des TOP-Ereignisses systematisch zu ermitteln. Ein Fehlerbaum darf keine Schleifen oder Zyklen enthalten, sondern muss auf das TOP-Ereignis ausgerichtet sein. Fehlerbäume können beliebig detailliert dargestellt werden, wobei mit zunehmender Komplexität sowohl der Rechenaufwand steigt als auch die Beschaffung der notwendigen Daten schwieriger wird. Auf der anderen Seite kann mit detaillierten Fehlerbäumen untersucht werden, wie groß die Auswirkungen einzelner Mechanismen auf die Gesamt-Versagenswahrscheinlichkeit ist.

Ein Fehlerbaum für Seedeiche muss alle Versagensmechanismen und Grenzzustandsgleichungen kombinieren und in eine logische Abhängigkeit bringen. Eine einfache Gegenüberstellung der berechneten Wahrscheinlichkeiten für die jeweiligen Versagensmechanismen, wie sie häufig im Schrifttum zu finden ist, bedeutet automatisch, dass die größte Versagenswahrscheinlichkeit als maßgebend angesehen wird. Diese Annahme entspricht nur dem unteren Grenzwert der Gesamt-Versagenswahrscheinlichkeit, wenn vorausgesetzt wird, dass alle Versagensmechanismen gleichrangig zum Versagen des Bauwerks führen (sog. Serie-System). Letzteres wird aber in der Regel nicht der Fall sein. Die Methoden zur Berechnung eines Serie-Systems zeigen, dass alle Wahrscheinlichkeiten der Versagensmechanismen addiert werden müssen, um die Gesamt-Versagenswahrscheinlichkeit zu ermitteln (s. z.B. Modarres, 1993; Schneider, 1994; Stewart & Melcher, 1997, Barlow, 1998).

Für die Verknüpfungen zwischen dem TOP-Ereignis und anderen Ereignissen werden daher Symbole eingeführt (Abb. 37). Dabei sind das "AND"-Gate und das "OR"-Gate logische Tore wobei beim "AND"-Gate die einfließenden Ereignisse parallel geschaltet sind. Dies bedeutet, dass alle auf diesen Knoten ausgerichtete Ereignisse eintreten müssen, bevor das Tor "offen" ist und das Folge-Ereignis eintritt. Da sich die Wahrscheinlichkeit des Auftretens des Folgeereignisses aus der Multiplikation der Einzelwahrscheinlichkeiten der vorausgegangenen Ereignisse ergibt, wird das Mal-Zeichen als Symbol für dieses "AND"-Gate gewählt. Beim "OR"-Gate muss nur eine der vorausgehenden Ereignisse eintreten, damit das Folge-Ereignis eintritt. Da sich die Einzel-Wahrscheinlichkeiten für diesen Fall addieren lassen, wird für das "OR"-Gate das Additionszeichen als Symbol benutzt. Die Berechnung der jeweiligen Eintrittswahrscheinlichkeit für die verschiedenen Folgeereignisse zeigt, dass "OR"-Gates in der Regel "gefährlicher" sind als "AND"-Gates.

Eine weitere Verknüpfung ist das "IF"-Gate. Das "IF"-Gate ist ein logisches Tor, dass alle eingehenden Ereignisse behandelt wie ein "OR"-Gate, d.h. es genügt nur eines der auf dieses Tor ausgerichtetes Ereignis als Voraussetzung. Zusätzlich muss in diesem Fall aber auch die als Ereignis  $E_1$  dargestellte Bedingung erfüllt sein, sonst kann das Folgeereignis nicht eintreten. Einen guten Überblick über weitere Elemente und Tore des Fehlerbaumes gibt z.B. Andrews & Moss (1993).

Abbildung 37 zeigt bereits die Berechnung aller Verknüpfungsmöglichkeiten des Fehlerbaumes. Derartige Berechnungen sind recht einfach, basieren aber auf der Annahme, dass alle Versagensmechanismen untereinander unabhängig sind. Für die Annahme vollkommener Abhängigkeit gelten andere Rechenregeln. Sie sind mit den in Abbildung 37 dargestellten Formeln in Tabelle 6 zusammengestellt.



Abb. 37: Überblick von Symbolen für die Darstellung von Fehlerbäumen

	Parallel-System	Serie-System	
Tor	AND / IF	OR	
maximaler Grenzwert	$P_{f} = min(P_{i})$	$P_f = \sum_{i=1}^n P_i$	
vollkommen abhängig	$P_f = min(P_i)$	$P_{f} = max(P_{i})$	
vollkommen unabhängig	$P_f = \prod_{i=1}^n P_i$	$\mathbf{P}_{\mathrm{f}} = 1 - \prod_{i=1}^{n} \left( 1 - \mathbf{P}_{i} \right)$	
minimaler Grenzwert	$P_{\rm f}=0$	$P_{f} = \max(P_{i})$	

Tab. 6: Übersicht der Rechenregeln für die Ermittlung der Versagenswahrscheinlichkeit eines Systems

Fehlerbäume werden zur einfacheren Behandlung und Aufbereitung für den Rechner als sogenannte "Cut-Sets" dargestellt (Sørensen, 1995). Ein Cut-Set ist eine Kombination von Ereignissen (also ein Ausschnitt aus dem gesamten Fehlerbaum), in dem das Top-Ereignis in jedem Fall auftritt (Stewart & Melcher, 1997). Ein "minimaler Cut-Set" repräsentiert die kleinste Kombination von Ereignissen, die zum Gesamtversagen führen. Das Top-Ereignis tritt demnach nur ein, wenn alle Ereignisse des minimalen Cut-Sets eintreten. Eine einfache Methode der Umrechnung von Fehlerbäumen in minimale Cut-Sets sowie ihre minimale Anzahl gibt Barlow (1998) Der umgekehrte Weg der Berechnung ist nicht eindeutig. Wegen der Anschaulichkeit der Fehlerbäume und der noch überschaubaren Anzahl von Versagensmechanismen wird im Weiteren aber nicht auf Cut-Sets zurückgegriffen.

Während Fehlerbäume eine sehr anschauliche Art der Darstellung auch von komplexen Systemen sind und eine weite Verbreitung und Akzeptanz bei probabilistischen Bemessungen haben, gibt es auch einige Nachteile, die bei der Verwendung von Fehlerbäumen berücksichtigt werden müssen:

- Ereignisse, die nur ausschließliche Zustände aufweisen können (z.B. eine Pumpe, die entweder arbeitet oder ausgefallen ist), erschweren die Aufstellung und Berechnung eines Fehlerbaums;
- vor der Aufstellung eines Fehlerbaums muss eine Schadensanalyse oder FMEA durchgeführt worden sein, weil sonst die Zusammenhänge des Fehlerbaums nicht feststehen;
- Fehlerbäume schreiben die Art und den Ablauf des Versagens vor, d.h. wenn ein Szenario eines Versagens nicht erfasst ist, wird auch die Gesamt-Versagenswahrscheinlichkeit nicht richtig berechnet;
- die Einbeziehung von externen Phänomenen oder Naturereignissen wie z.B. Erdbeben ist schwierig, wenn sie nicht direkt in die einzelnen Versagensmechanismen eingebaut werden (vgl. auch Paté-Cornell, 1984)

Grundsätzlich bieten sich Fehlerbäume zur Beschreibung des Versagens von Seedeichen an, da hierdurch der Ablauf der einzelnen Versagensmechanismen bis hin zum vollständigen Versagen am besten erfasst werden können. Im nächsten Abschnitt wird daher zusammengestellt, in welcher Art und welchem Umfang Fehlerbäume bisher bei der Berechnung der Versagenswahrscheinlichkeit von Seedeichen verwendet wurden.

#### 2.7.2 Anwendungsbeispiele

Die meisten der im Schrifttum untersuchten Zusammenhänge zwischen Versagensmechanismen beinhalten nur die aus dem Schrifttum als wesentlich bezeichneten Grenzzustände wie Wellenüberlauf und Überströmen des Deiches sowie Böschungsbruch und Piping. Im Folgenden sollen kurz die wesentlichen Arbeiten auf dem Gebiet der Fehlerbäume im Zusammenhang mit Seedeichen angesprochen werden.

Für Seedeiche und Deichsysteme finden sich im Schrifttum einige Ansätze für Fehlerbäume, die alle sehr ähnlich aufgebaut sind und ähnliche Versagensmechanismen beinhalten. In Bakker & Vrijling (1980) wird ein Fehlerbaum sowohl für Deichringe (System bestehend aus Dünen und Deichen) als auch für verschiedene Versagensmechanismen eines einzelnen Deichabschnitts aufgestellt. Darin sind Überströmen, Wellenüberlauf, Böschungsbruch, Deckwerksversagen und Piping berücksichtigt, aber noch nicht als mathematisches Modell eingebunden. Aus einfachen Überlegungen zum Wellenauflauf ergeben sich Wahrscheinlichkeiten des Versagens von typischen Seedeichen in der Größenordnung von  $P_f = 10^{-7}$  bzw.  $10^{-8}$ .

Nachfolgende Untersuchungen (Vrijling, 1987; CUR, 1990; Vrijling, 1993) detaillieren den Fehlerbaum für Seedeiche weiter, wobei jedoch nur Modelle für Wellenüberlauf und Dünenerosion, sowie Ergebnisse für Böschungsbruch, Piping und Mikroinstabilitäten angegeben werden.

Townend (1994) hat einen einfachen Fehlerbaum für Küstenschutzbauwerke aufgestellt, der im Wesentlichen die Elemente "Wellenüberlauf", "Überströmen" und "Bruch" beinhaltet.

Anhand eines Beispiels eines Uferdeckwerks werden unterschiedliche Ergebnisse berechnet, wobei jedoch hier nur der Versagensmechanismus "Wellenüberlauf" berücksichtigt wurde.

Auch weitere Untersuchungen (z.B. Schiereck, 1998; Kuijper &Vrijling, 1998) haben sich in der Regel auf die qualitative Erfassung der Versagensmechanismen beschränkt, so dass zwar die Zusammenhänge der Versagensmechanismen in der Form von Fehlerbäumen gut beschrieben ist, die Anwendung in der Regel jedoch auf wenige Versagensmechanismen beschränkt bleibt. Mit wenigen Ausnahmen sind Schadensanalysen (s. Kap. 2.2) in die Erstellung der Fehlerbäume nicht eingegangen. In den verschiedenen Veröffentlichungen werden jedoch immer wieder Hinweise gegeben, wie es zu den einzelnen Versagensmechanismen gekommen ist (Versagensbedingungen in Tab. 1 auf S. 14). Andere Untersuchungen z.B. für Deichringe in Holland (Vrouwenvelder et al., 1999) geben keine Details zu Fehlerbäumen an, so dass hier implizit eine Verknüpfung aller behandelten Versagensmechanismen durch ein OR-Gate erfolgt.

### 2.7.3 Bewertung von Fehlerbaumanalysen

Im Schrifttum werden Fehlerbäume für Seedeiche meistens nur qualitativ dargestellt, aber in der Regel nur in Auszügen oder anhand von einfachen Beispielen berechnet. Dies liegt vor allem in den fehlenden Schadensanalysen, so dass die teilweise komplexen Zusammenhänge zur Erstellung von Fehlerbäumen für Seedeiche noch unbekannt waren.

Erste Vorüberlegungen zur Erstellung eines Fehlerbaumes sind in der Beschreibung der einzelnen Versagensmechanismen bzw. in den Schadensanalysen aus Kapitel 2.2 zu finden. Damit sind alle Voraussetzungen gegeben, Seedeiche mit Hilfe von Fehlerbaumanalysen aufzustellen und dann zu berechnen. Die folgenden Aufgaben müssen bei der Berechnung durch Fehlerbäume noch gelöst werden:

- vollständige Erfassung der Versagensmechanismen des Seedeiches und Darstellung ihrer Zusammenhänge als Fehlerbaum auf der Grundlage der Schadensanalysen;
- Beurteilung der Abhängigkeiten einzelner Versagensmechanismen untereinander und möglicher Einfluss auf das Gesamtergebnis;
- Einfluss der Versagensmechanismen auf die Gesamt-Versagenswahrscheinlichkeit des Fehlerbaums;
- Einfluss zeitlicher Abhängigkeiten auf den Fehlerbaum.

## 2.8 Präzisierung der Zielsetzung und Methodik

#### 2.8.1 Zielsetzung

Trotz der Vielzahl der Untersuchungen, die hinsichtlich Seedeichen in der Vergangenheit durchgeführt wurden, ist ein Großteil der Mechanismen und Prozesse, die wesentlich zum Versagen eines Deiches beitragen können, noch nicht ausreichend untersucht worden. Die Analyse des vorhandenen Schrifttums hat gezeigt, dass (i) die Erfassung der wesentlichen Eingangsparameter wie Wasserstand und Seegangsparameter bisher unvollständig war oder mit Modellen begrenzter Gültigkeit abgeschätzt wurden; (ii) noch nicht alle bekannten Versagensmechanismen auch modellhaft beschrieben werden können; (iii) der Zusammenhang und die zeitliche Abhängigkeit der Versagensmechanismen noch unvollständig beschrieben ist; (iv) Angaben zu Unsicherheiten der Modelle und auch der Eingangsparameter für die Berechnung der Grenzzustandsgleichungen unvollständig sind; und (v) der Einfluss der zeitlichen Veränderlichkeit der Eingangsparameter bisher gar nicht untersucht wurde.

Die vorliegende Arbeit soll daher vor allem im Bereich der Versagensmechanismen und ihrer Beschreibung anhand des aktuellen Wissensstands einen Beitrag leisten. Sie soll (i) die noch vorhandenen Lücken im Bereich der Grenzzustandsgleichungen schließen und (ii) die Zusammenhänge anhand eines zu entwickelnden Fehlerbaums aufzeigen. Darüber hinaus sollen (iii) auch zeitliche Abhängigkeiten erfasst und in die probabilistische Berechnung eingebracht werden.

Vor allem die Zusammenhänge der Versagensmechanismen in Form des zu entwickelnden Fehlerbaums sollen aufzeigen, welche Bedeutung die einzelnen Mechanismen auf die Ermittlung der Gesamt-Versagenswahrscheinlichkeit haben. Gleichzeitig muss vor diesem Hintergrund auch ermittelt werden, (i) wie groß die Bedeutung der Eingabeparameter für die einzelnen Versagensmechanismen ist und (ii) welche Bedeutung ihnen dann insgesamt für die Versagenswahrscheinlichkeit des Deiches zukommt. Erst auf dieser Grundlage kann die forschungsrelevante Bedeutung der Modelle und der Eingangsparameter abgeschätzt werden.

Das Hauptziel der Arbeit ist die Ermittlung der Versagenswahrscheinlichkeit eines Seedeiches auf Grundlage einer vollständigen Erfassung der Versagensmechanismen des Deiches und ihrer Zusammenhänge sowie der zeitlichen Abhängigkeiten. Dabei sollen die folgenden Aspekte mit berücksichtigt werden:

- Erfassung und Variation der Unsicherheiten der wesentlichen Eingangsparameter wie z.B. Wasserstand und Seegangsparameter;
- modellhafte Beschreibung aller noch nicht bekannten Versagensmechanismen;
- Zusammenhang und zeitliche Abhängigkeit der Versagensmechanismen;
- Unsicherheiten der Modelle und der Eingangsparameter für die Berechnung der Grenzzustandsgleichungen;
- Einfluss der zeitlichen Veränderlichkeit der Eingangsparameter

Das so entwickelte Konzept soll auf Beispieldeiche angewendet, die jeweilige Versagenswahrscheinlichkeit bestimmt und im Vergleich zu einer deterministischen Bemessung diskutiert werden.

### 2.8.2 Methodik

In diesem Abschnitt wird das methodische Vorgehen zur Erreichung der zuvor genannten Ziele festgelegt. Dabei wird das in Abbildung 3 festgelegte Vorgehen wieder aufgegriffen und die einzelnen Bereiche im Detail beschrieben. Schwerpunkte in den einzelnen Bereichen werden ebenfalls diskutiert. Abbildung 38 zeigt einen Überblick über die notwendigen Schritte.



Abb. 38: Überblick über das weitere Vorgehen zur Bestimmung der Versagenswahrscheinlichkeit des Deiches

**Versagensmechanismen:** die Grenzzustandsgleichungen aller Versagensmechanismen müssen vollständig zusammengestellt und für Seedeiche angepasst oder erweitert werden. Dabei werden anhand eines provisorischen Fehlerbaumes alle Versagensmechanismen in fünf Versagensbereiche unterteilt (Tab. 7). Bei der Neuentwicklung von Versagensmechanismen ist darauf zu achten, dass die möglichst vollständige Beschreibung eines Totalbruchs entsteht, eventuell nicht vorhandene Versagensmechanismen müssen dabei ergänzt werden.

Bereich	Name	Beschreibung
1	globales Versagen	alle Versagensmechanismen die direkt zum Versagen des Deiches im Sinne der Definition des Top-Events führen
2	Außenböschung	alle Versagensmechanismen an der Außenböschung des Deiches, die schließ- lich zum Versagen der Außenböschung und letztendlich zum Deichbruch führen
3	Binnenböschung	alle Versagensmechanismen an der Binnenböschung des Deiches, die zum Versagen der Binnenböschung führen, ausgenommen sind hier die Mechanis- men, die zum Kappensturz führen
4	Kappensturz	dieser Versagensmechanismus wird als eigener dem vollständigen Deichbruch vorgeschalteter Versagensmechanismus interpretiert und wird daher hier mit den jeweiligen Versagensmechanismen aufgeführt
5	Innere Erosion	alle Versagensmechanismen, die die innere Erosion eines Deiches beschreiben und damit eine Vorstufe des vollständigen Versagens bilden

 Tab. 7:
 Überblick über Versagensbereiche des Seedeiches

Tabelle 3 auf S. 63 gibt einen Überblick über die hierfür noch anzupassenden Verfahren, auf die Zeitabhängigkeit der Verfahren wird gesondert eingegangen werden.

Unsicherheiten der Eingangsparameter und Modelle: die Parameter müssen zunächst für alle Versagensmechanismen erfasst und zusammengestellt werden. Anhand der in Kapitel 3 festzulegenden Beispieldeiche wird eine vorläufige deterministische Ermittlung aller Versagensmechanismen erfolgen, die einer Ermittlung der Funktionsfähigkeit der neu entwickelten Modelle dient.

Darauf aufbauend wird eine Sensitivitätsanalyse (auf deterministischer Basis) durchgeführt werden, die einen ersten Aufschluss über die Bedeutung und den Einfluss der Versagensmechanismen geben soll. Hierfür werden die Eingabeparameter innerhalb vorher festgelegter Grenzen variiert und die Auswirkungen der Variationen analysiert. Ziel der Untersuchung ist die Bedeutung einzelner Parameter auf die Versagenswahrscheinlichkeiten der Modelle zu ermitteln und vor einer probabilistischen Bemessung die Bedeutung einzelner Versagensmechanismen abzuschätzen. Das Ergebnis muss zeigen, ob eine derartige Analyse machbar und sinnvoll ist.

Anschließend müssen die Unsicherheiten der Parameter und Modelle erfasst werden, soweit sie aus dem Schrifttum und anderen zugänglichen Informationen ermittelt werden können. Für die Bestimmung der Modellunsicherheiten müssen die hierfür vorhandenen Daten aufbereitet werden, so dass Modellfaktoren und ihre Unsicherheiten daraus zu ermitteln sind (vgl. Abschnitt 5.3.1).

Level II/III Analyse der Versagensmechanismen: wenn sowohl die Grenzzustandsgleichungen und die Parameter einschließlich ihrer Unsicherheiten vorliegen, kann eine Berechnung der Versagenswahrscheinlichkeiten der einzelnen Versagensmechanismen mit Hilfe von Level II und III Methoden erfolgen. Dabei wird sowohl eine kommerzielle Software als auch ein selbst entwickeltes Programmpaket verwendet, die vorab durch einfache und "per Hand" überprüfbare Beispiele getestet werden.

Die Ergebnisse müssen im Zusammenhang mit den verwendeten Eingabeparametern bewertet werden und dienen als Grundlage für die weitere Untersuchung. Aus den Ergebnissen kann dann bereits der Einfluss der Eingangsparameter auf den jeweiligen Versagensmechanismus ermittelt werden.

Da die Analyse des Schrifttums gezeigt hat, dass die zeitliche Abhängigkeit bisher nicht beschrieben worden ist, muss im Weiteren diese Abhängigkeit erfasst werden. Der Vergleich dieser veränderten Eingabeparameter muss im direkten Vergleich mit der stationären Berechnung bewertet werden.

**Fehlerbaumanalyse:** in der sich daran anschließenden Fehlerbaumanalyse muss mit den Ergebnissen aus der Ermittlung der Versagenswahrscheinlichkeiten das Gesamtergebnis, d.h. die Gesamt-Versagenswahrscheinlichkeit des Bauwerks ermittelt werden. Die Erkenntnisse aus der Abhängigkeit der Modelle und Parameter von der Zeit müssen hier ebenfalls einfließen, so dass der provisorische Fehlerbaum in seine endgültige Form gebracht wird. Die Zeitabhängigkeit der Modelle wird dazu führen, dass Versagensmechanismen zusammen betrachtet werden müssen (vgl. Abschnitt 7.3).

Auf der Grundlage dieser Berechnungen für einen Fehlerbaum werden nun vor allem die Unsicherheiten der Parameter und Modelle variiert, um den Einfluss dieser Variationen auf die Gesamt-Versagenswahrscheinlichkeit zu ermitteln. Dabei werden die stochastischen Modelle aller Versagensmechanismen für den jeweiligen Parameter verändert und erneut das Gesamtergebnis berechnet. Der Vergleich mit der "Nullrechnung" (keine Variation der Unsicherheiten) wird zeigen, an welcher Stelle und in welcher Form hierdurch Veränderungen auftreten.

**Fallstudien:** für die Umsetzung des o.a. Vorgehens wird bereits ein konkretes Beispiel eines Seedeiches benötigt. Im letzten Schritt des methodischen Vorgehens sollen die Ergebnisse nun auch auf andere Beispielseedeiche angewendet und verglichen werden. Die Ergebnisse werden im Anschluss diskutiert und mit einer deterministischen Berechnung verglichen. E 34 942 Lit.

# 3 – Typischer Beispieldeich



## **3** Typischer Beispieldeich

Zur Illustration der Ergebnisse der in dieser Arbeit vorgeschlagenen Verfahren und Methoden wird ein virtueller Beispieldeich vorgeschlagen, der in etwa die Verhältnisse entlang der deutschen Nord- und Ostseeküste widerspiegelt.

Die Parameter des Beispieldeiches sollen leicht veränderbar sein, damit die entwickelten Verfahren getestet werden können. Der Deich soll außerdem typische Seegangs- und Bodenparameter aufweisen (Abschnitt 3.1). Das Verhältnis des Wasserstandes zur Kronenhöhe entspricht dabei einer Bemessung anhand gültiger deterministischer Bemessungsrichtlinien. Anhand dieses Beispiels sollen alle Verfahren zunächst getestet werden.

Im Weiteren werden dann einige Eingangsparameter des Deiches wie folgt variiert (Abschnitt 3.2). Zuerst wird die Deichkrone herabgesetzt und die Neigung der Außen- und Binnenböschung des Deiches erhöht, um ein Szenario ähnlich den Verhältnissen während der Sturmflut 1962 zu erhalten und die verwendeten Verfahren bei zunehmendem Wellenüberlauf auch auf der Binnenböschung zu testen. Anschließend wird der Wasserstand vor dem virtuellen Deich aus Abschnitt 3.1 um 0,50 m erhöht, um die Auswirkungen bei einem säkularen Meeresspiegelanstieg innerhalb der nächsten Jahrzehnte abschätzen zu können.

Die ausgewählten Beispiele müssen so aufbereitet werden, dass sie mit der zur Verfügung stehenden Software sowohl deterministisch als auch probabilistisch bearbeitet werden können. Hierfür sind in der Regel Vereinfachungen notwendig, die im Folgenden ebenfalls beschrieben werden.

## 3.1 Virtueller Beispieldeich

Der gewählte virtuelle Deich ist zusammen mit der programmtechnischen Linearisierung in Abbildung 39 dargestellt. Die Deichkrone liegt bei  $h_k = 8,0$  m (Breite 10,0 m), der Deichfuß bei 0,0 m. Die Deichneigung auf der Außenböschung beträgt durchgehend 1:6, auf der Binnenböschung 1:3. Zu Testzwecken wurde eine Berme auf der Außenböschung bei  $h_{bfr} = 5,0$  m (Breite 4,0 m) und auf der Binnenböschung bei  $h_{bb} = 5,0$  m (Breite 2,0 m) eingebaut. Die Kleiabdeckung ist auf der Außenböschung 0,5 m stark, auf der Krone 0,9 m und auf der Binnenböschung 0,5 m. Der Sandkern des Deiches ist homogen, unter dem Deich ist eine 10,0 m dicke Sandschicht angeordnet, darunter befindet sich Klei. Die Wellenhöhe am Fuß des Deiches H<sub>s</sub> beträgt 2,0 m, die Wellenperiode T<sub>p</sub> ist 6,0 s, der Wellenangriffswinkel ist 0,0°. Ein Deckwerk ist nicht vorhanden.



Abb. 39: Skizze eines vereinfachten virtuellen Schardeiches und Darstellung durch die verwendete Software

### 3.2 Variationen der Deichgeometrie und des Wasserstands

Die Analyse des vorhandenen Schrifttums hat bereits gezeigt, dass der Wasserstand eine der wesentlichen Eingangsgrößen für die Bestimmung der Versagenswahrscheinlichkeit des Deiches sein wird. Da gleichzeitig die Dimensionierung des ausgewählten virtuellen Beispiels aus Abschnitt 3.1 auf den derzeit gültigen Bemessungsrichtlinien basiert, so dass die Wahrscheinlichkeit von Wellenüberlauf sehr gering ist, werden die folgenden Variationen durchgeführt:

- die Geometrie des Deiches wird so verändert, dass sie ungefähr den Verhältnissen früherer Deiche entspricht, die während der Sturmflut 1962 überlaufen und überströmt wurden. Hierfür wird die Deichkrone herabgesetzt ( $h_k = 6,10$  m), die Neigungen der Außen- und Binnenböschung wird erhöht (außen 1:4, binnen 1:2) und die Bermen entfallen. Der Wasserstand wird nicht verändert. Diese Geometrie wird zu deutlich erhöhtem Wellenüberlauf führen, so dass auch die Grenzzustandsgleichungen der Versagensmechanismen auf der Binnenböschung des Deiches überprüft werden können.
- in einem anderen Schritt wird der Wasserstand um 0,50 m erhöht, um die potentiellen Auswirkungen von klimabedingten Wasserstandsänderungen abschätzen zu können. Dabei soll hier lediglich die Plausibilität der Grenzzustandsgleichungen geprüft werden, Aussagen hinsichtlich klimabedingter Wasserstandsveränderungen sind hierdurch noch nicht zu erwarten.

E 34 942 Lit.
# 4 – Versagensmechanismen



## 4 Versagensmechanismen

Das Kapitel umfasst die Überarbeitung und Erweiterung aller Versagensmechanismen aus Kapitel 2, so dass sie für ein probabilistisches Modell verwendet werden können. Dabei werden (i) die Unsicherheiten der Parameter und Modelle und (ii) die Zusammenhänge der Mechanismen untereinander zunächst nicht weiter berücksichtigt, auf sie wird in Kapitel 5 bzw. 7 eingegangen. Im Anschluss an die Analyse des Wissensstands (Kapitel 2) wird hier zunächst die Beschreibung der Versagensmechanismen komplettiert (Abschnitt 4.1). Eine abschließende Zusammenfassung und Beurteilung (Abschnitt 4.2) schließt das Kapitel ab.

Ziel dieses Kapitels ist die möglichst vollständige Beschreibung des Deichversagens mit Hilfe dieser Modelle. Dabei müssen hauptsächlich zwei Probleme behandelt werden (Abb. 40):



Abb. 40: Ziel und Vorgehen in Kapitel 4

- 1. Problem unvollständige Beschreibung von Versagensmechanismen: Kapitel 2 hat gezeigt, dass einige Versagensmechanismen noch nicht vollständig beschrieben sind oder ganz fehlen. Das kann sowohl auf die Beschreibung der physikalischen Zusammenhänge als auch auf die Beschreibung des zeitlichen Ablaufs des jeweiligen Versagensmechanismus zutreffen.
- 2. Problem lückenhafte Beschreibung eines "Versagensastes": im Ablauf des "Versagensastes" des Fehlerbaumes dürfen keine (zeitlichen) Lücken offen bleiben, da diese das Verhalten des Astes entscheidend beeinflussen können. Aus Kapitel 2 lässt sich beispielhaft ablesen, dass die Beschreibung des Versagensmechanismus "Piping" nur eine Vorbedingung des Versagens darstellt. Damit ist noch keine Aussage darüber getroffen, wie lange es dauert, bis der Deich nach Entstehen der Erosionskanäle versagt (Abschnitt 2.4.4.1). Diese "Lücke" im Versagensast "Innere Erosion" muss zunächst

geschlossen werden und kann entscheidenden Einfluss auf die Gesamt-Versagenswahrscheinlichkeit des Deiches haben.

Im Folgenden werden hierfür alle Versagensmechanismen behandelt, die geändert oder angepasst werden müssen.

## 4.1 Beschreibung und Entwicklung der Versagensmechanismen

Die Beschreibung der Versagensmechanismen erfolgt entsprechend dem Vorgehen in Abschnitt 2.4, hier werden zunächst die hydromechanischen Randbedingungen behandelt (Abschnitt 4.1.1), danach die Versagensmechanismen an der Binnenböschung des Deiches (Abschnitt 4.1.2), an der Außenböschung (Abschnitt 4.1.2), die Mechanismen im Inneren des Deiches (Abschnitt 4.1.4), der Deichbruch (Abschnitt 4.1.5) und schließlich alle sonstigen Versagensmechanismen (Abschnitt 4.1.6).

## 4.1.1 Hydrodynamische Versagensmechanismen

Die hydrodynamischen Versagensmechanismen beschreiben entweder globale Versagensmechanismen (Überströmen, Wellenüberlauf), die direkt zum Versagen des Deiches führen, oder die Belastung für weitere Versagensmechanismen (Schichtdicke, Geschwindigkeit des aufbzw. überlaufenden Wassers). Diese Versagensmechanismen sollen im vorliegenden Abschnitt behandelt werden.

## 4.1.1.1 Überströmen

In Abschnitt 2.4.1.1 wurde das Verfahren nach Oumeraci et al. (1999) zur Beschreibung des Überströmens von Deichen vorgestellt und für die weitere Verwendung vorgeschlagen. Die folgenden Anpassungen müssen noch vorgenommen werden:

- Das Verfahren unterscheidet zwischen kurzen und breitkronigen Wehren, für die unterschiedliche Parameter entwickelt wurden. Für typische Seedeiche wird die relative Überstauhöhe eher im Bereich der breitkronigen Wehre liegen, da die Überstauhöhe h<sub>ü</sub> in der Regel sehr gering sein wird und die Kronenbreite des Deiches B<sub>k</sub> demgegenüber eher sehr groß ist. Da zwischen kurz- und breitkronigen Wehren mit einer Unstetigkeitsstelle in der Bemessung der Überströmrate zu rechnen ist, wird im Folgenden das Verfahren für breitkronige Wehre einheitlich für alle relativen Überstauhöhen verwendet (vgl. Kortenhaus et al., 2001).
- Wegen der exponentiellen Zunahme der Überströmrate mit der Überstauhöhe sind in der Regel numerische Probleme bei der probabilistischen Berechnung der Grenzzustandsgleichung zu erwarten. Daher soll die Grenzzustandsgleichung entsprechend der Überstauhöhe formuliert werden, es gilt:

$$z = h_{\rm E} - h_{\rm E,zul} \tag{74}$$

Darin ist  $h_E$  die Überstauhöhe nach Abbildung 8 und  $h_{E,zul}$  die zulässige Überstauhöhe, die sich dann einstellt, wenn eine zulässige Überströmrate  $q_{zul}$  erreicht wird.

## E 34 942 Lit. Probabilistische Bemessungsmethoden für Seedeiche

• Die zulässige Überströmrate ist von den Gegebenheiten des zu schützenden Gebietes abhängig (Größe, Bebauung, potenzieller Schaden) und lässt sich nicht pauschal festlegen. Ausgehend von einem 3 km breiten Küstenstreifen, der überflutet werden kann und einer Überflutungshöhe von 10 cm ergibt sich bei gleichmäßiger Verteilung des Wassers ein zulässiges Volumen hinter dem Deich von 100 m<sup>3</sup>/m. Wenn gleichzeitig Versickerung vernachlässigt wird und von einer Überlaufbelastung über 3 Stunden (Tidescheitel) ausgegangen wird, so ergibt sich eine mittlere zulässige Überströmrate von 100m<sup>3</sup>/(h·m), d.h. ungefähr 30 l/(s·m). Dieser Wert dient nur der Abschätzung der entsprechenden Größenordnungen und muss für jeden zu bemessenden Deich neu festgelegt werden.

## 4.1.1.2 Wellenüberlauf

Das im Weiteren verwendete Verfahren zum Wellenüberlauf ist in Abschnitt 2.4.1.3 zusammengestellt und kurz diskutiert worden. Entsprechend den Überlegungen in Abschnitt 4.1.1.1 zum Überströmen müssen noch die folgenden Anpassungen vorgenommen werden:

• wegen des exponentiellen Verlaufs der Überlaufrate als Funktion der Seegangsparameter wird auch hier eine Umformulierung der Grenzzustandsgleichung vorgenommen, so dass ein Vergleich der Freibordhöhen erfolgt:

$$z = R_{c} - R_{c,zul} \tag{75}$$

Für die zulässige Wellenüberlaufrate gilt dabei das Gleiche wie für die Überströmrate in Abschnitt 4.1.1.1.

## 4.1.1.3 Druckschläge / Erosion Außenböschung

Abschnitt 2.4.1.6 hat gezeigt, dass bisher kein Modell zur Erfassung eines Versagensmechanismus "Druckschlag" existiert. Daher soll im Folgenden unter der vereinfachenden Annahme, dass ein Riss oder Spalt in der Kleidecke bereits vorhanden ist, eine Überlegung anhand des Druckgleichgewichts an einem Bodenelement eine *Grenzzustandsgleichung* für die Stabilität der Deckschicht liefern (Abb. 41).

$$z = p_{krit} - p_{max}$$
 für  $0 \le k \le 1$  (76)

wobei  $p_{max}$  der maximale Druck infolge des Auftreffens der Wellen ist und  $p_{krit}$  der kritische Druck, dessen Überschreiten zum Versagen führen kann.

*Widerstand:* Ein beliebiges Bodenelement mit der Breite b und der Höhe d wird durch Druckschläge belastet. Neben dem Bodenelement sei ein Spalt bis in die Tiefe d bereits vorhanden, so dass der Druck  $p_{max}$  durch den Druckschlag bis in die Tiefe d vordringen kann und das Bodenelement von der Unterseite her belastet. Die folgenden Vereinfachungen sollen hierbei gelten:

- der Spalt ist bereits vorhanden bis in eine Tiefe d;
- die Tiefe d entspricht der Stärke der Kleischicht, da sich erst am Übergang zwischen Klei und Sand der volle Druck ausbreiten wird;



Abb. 41: Prinzipskizze zur Stabilität von druckschlagbelasteten Deichen

- durch den aufwärts gerichteten Druck wird ein Scherwiderstand  $S_m$  mobilisiert, der durch Durchwurzelung in der Grasschicht (oberste 5-10 cm) noch deutlich verstärkt werden kann;
- sowohl der Druck auf dem Deich als auch der im Boden sollen konstant über die Oberbzw. Unterseite des Bodenelements verteilt sein;
- der Schwerwiderstand S<sub>m</sub> wirkt allseitig um das Bodenelement (bis auf die Seite mit dem Spalt), also auch in einer möglichen Länge l<sub>E</sub>;
- der Unterschied zwischen dem herauslösenden Druck von unten und dem Druckschlag p<sub>max</sub> von oben soll durch den Faktor k ausgedrückt werden können. Eine Herauslösung des Bodenelements wird nur dann erfolgen, wenn dabei der Druck von der Wasserseite kleiner ist als der Druck von der Bodenseite. Dies wird nur dann möglich sein, wenn ein zeitlicher Unterschied zwischen Wasserseite und Bodenseite vorliegt, d.h. der Druck auf der Wasserseite schon wieder gefallen ist, während er sich auf der Bodenseite noch nicht abgebaut hat oder aber der Druck in der Spalte größer wird als der auslösende Druck von außen (vgl. Bollaert & Schleiss, 2001)

Demnach gilt für das Versagen des Bodenelementes in einer Richtung normal zur Deichböschung:

$$F_{max} = p_{max} \cdot b \cdot l_{E} > G \cdot \cos \alpha + \tau \cdot d \cdot l_{E} + 2 \cdot \tau \cdot d \cdot b + k \cdot p_{max} \cdot b \cdot l_{E}$$
(77)

Daraus folgt nach Umstellung der kritische Druck pkrit:

$$p_{krit} = \frac{d}{1-k} \cdot \left[ \gamma_k \cdot \cos \alpha + \tau \cdot \left( \frac{1}{b} + \frac{2}{l_E} \right) \right] \quad \text{für } 0 \le k < 1$$
(78)

Darin ist  $\gamma_k$  die Wichte des Kleis in [kN/m<sup>2</sup>];  $\alpha$  ist die Böschungsneigung in [°]; d ist die Dicke der Kleischicht, b und l<sub>E</sub> sind die Breite und Länge des Bodenelements und  $\tau$  ist der

mobilisierte Scherwiderstand im Boden, der sich näherungsweise durch die drainierte Scherfestigkeit  $c_u$  ausdrücken lässt. Der Scherwiderstand muss jedoch erhöht werden, wenn Grasbewuchs vorhanden ist, der mit seinen Wurzeln den Scherwiderstand vergrößern wird (s. Schuppener; 2000). Eine entsprechende Vergrößerung sollte mindestens den Wert 2,5 bis 3,0 aufweisen.

Aus Gl. (78) folgt direkt, dass die Versagenswahrscheinlichkeit sinkt, wenn die Dicke der Kleischicht d oder die Wichte oder der Scherwiderstand im Boden steigt. Auf der anderen Seite steigt die Versagenswahrscheinlichkeit, wenn das Bodenelement ( $l_E$  oder b) kleiner wird.

Für ein 25 cm x 25 cm großes Kleistück der Höhe d, einem k-Faktor von 0,1 (aus Zeitversatz und Druckerhöhung im Spalt, hier minimal angesetzt) und einem Durchwurzelungsfaktor von 2,5 ergibt sich:

$$z = 1,11 \cdot d \cdot \left(\gamma_k \cdot \cos \alpha + 2,5 \cdot c_u \cdot 12\right) - p_{max}$$
(79)

Für d = 0,5 [m], einer Böschungsneigung von 1:6, einer Wichte  $\gamma_k = 20 [kN/m^3]$  und einem Scherwiderstand  $c_u = 5,0 [kN/m^2]$  ergibt sich ein zulässiges  $p_{max}$  von etwa 95  $[kN/m^2]$ . Bei einer Wellenhöhe H<sub>s</sub> = 2,0 [m] kann der Druck deutlich über 100  $[kN/m^2]$  ansteigen, würde also nach Gl. (79) zum Versagen führen. Gl. (78) kann für eine Abschätzung der Grenzzustandsgleichung anhand der o.a. Überlegungen verwendet werden. Die Eingangsparameter für das in Gl. (78) angegebene Modell werden zusammen mit Annahmen zu ihrer Unsicherheit in Kapitel 5 diskutiert.

#### 4.1.1.4 Infiltration

In Abschnitt 2.4.1.7 sind vorhandene Untersuchungen zur Infiltration des Deiches sowie eine Grenzzustandsgleichung für Infiltration zusammengestellt worden. Eine wesentliche Eingangsbedingung für den darin enthaltenen *Widerstand* ist dabei die Beschreibung der mittleren Schichtdicke entlang des Deiches, die aus Schüttrumpf (2001) entnommen werden kann. Demnach gilt unter Annahme einer linearen Verteilung der Schichtdicke auf der Außenböschung, dem empirisch ermittelten Parameter  $c_2^* = 0,048$  und einigen geometrischen Beziehungen für die Deichkrone (s. Abb. 14):

$$h_{k} = 0.048 \cdot (z_{98} - R_{c}) \cdot \cos \alpha \cdot \exp\left(-0.75 \cdot \frac{X_{k}}{B_{k}}\right)$$
(80)

und für den Beginn der Deichbinnenböschung:

$$h_{\rm B} = 0.0227 \cdot \left( z_{98} - R_{\rm c} \right) \cdot \frac{\cos \alpha}{\cos \beta} \tag{81}$$

wobei  $\beta$  der Winkel der Binnenböschung des Deiches in [°] ist. Für die Berechnung der Infiltration wird im Weiteren davon ausgegangen, dass die zeitlich konstanten Maximalwerte der mittleren Schichtdicke an jeder Stelle des Deiches für eine Berechnung ausreichend sind. Auf der sicheren Seite liegend wird hier der größte Wert der Schichtdicke h<sub>B</sub> am oberen Ende der Binnenböschung angesetzt.

$$\mathbf{v} = \frac{\mathrm{d}\mathbf{y}}{\mathrm{d}\mathbf{t}} = \mathbf{k}_{\mathrm{a}} \cdot \mathbf{k}_{\mathrm{f}} \cdot \frac{\mathbf{h}_{\mathrm{B}}(\mathbf{t})}{\mathrm{y}}$$
(82)

Darin ist y die Infiltrationstiefe von der Oberfläche in [m],  $k_a$  ist ein Faktor zur Berücksichtigung der ungesättigten Bodenschichten,  $k_f$  ist die Darcy'sche Filtergeschwindigkeit [m/s] und  $h_B(t)$  ist die zeitabhängige Schichtdicke [m]. Durch Auflösung und Integration ergibt sich daraus bei Annahme einer konstanten zeitlichen Verteilung der Schichtdicke  $h_B$ :

$$t_{inf} = \frac{d^2}{2 k_a \cdot k_f \cdot h_B}$$
(83)

Der Ansatz genügt zunächst für eine Abschätzung der Infiltration, genauere Ansätze sind durch Untersuchungen von Weißmann (2002) zu erwarten.

## 4.1.1.5 Durchströmung

Abschnitt 2.4.1.8 hat gezeigt, dass in der Regel numerische Modelle verwendet werden, um die Durchströmung eines Deiches zu simulieren. Hier soll im Weiteren ein einfaches Modell zusammengestellt werden, um die benötigte Zeit für die Durchströmung und damit den *Widerstand* für die Grenzzustandsgleichung zu ermitteln.

Unter der Annahme eines homogenen durchlässigen Sanddeiches, bei dem die Kleischichten auf der Außen- und Binnenböschung nicht mehr vorhanden oder beschädigt sind, kann die Zeit bis zur vollständigen Durchsickerung auf Grundlage des Darcy'schen Filtergesetzes im Sand mit dem Luftporenanteil  $e_s$  und dem Sättigungsfaktor  $f_{Sätt}$  wie folgt abgeschätzt werden (vgl. auch Abb. 15):

$$\mathbf{t}_{\text{Strö}} = \frac{\mathbf{e}_{\text{S}}}{\mathbf{k}_{\text{S}} \cdot \mathbf{f}_{\text{Satt}}} \cdot \frac{(\mathbf{x}_{\text{u}} - \mathbf{x}_{\text{W}})^2}{(\mathbf{h}_{\text{W}} - \mathbf{h}_{\text{u}})}$$
(84)

Darin sind  $x_u$  und  $x_W$  die x-Koordinaten des Austritts- und Startpunkts der Durchströmung [m];  $k_s$  ist die Darcy'sche Filtergeschwindigkeit im Sand [m/s];  $e_s$  ist der Luftporenanteil im Sand [-];  $f_{Sätt}$  ist ein Faktor zur Beschreibung des Einflusses der bereits vorhandenen Sättigung des Deiches [-], der aus großmaßstäblichen Modellversuchen (Scheuermann & Brauns, 2001) bei etwa 20% Wassergehalt im Sand (d.h. ohne Beregnung) zu 2,0 bestimmt werden kann;  $h_W$  ist der Wasserspiegel vor dem Deich und  $h_u$  ist die Austrittshöhe der Sickerlinie auf der Binnenböschung.

Eine Variation der Parameter muss später zeigen, in welchem Rahmen sich die Durchströmungszeiten verändern, wenn Annahmen zu Inhomogenitäten des Deiches, intakten Kleiabdeckungen oder Beregnung getroffen werden. Erst mit diesen Variationen kann dann beurteilt werden, ob eine Verbesserung des oben beschriebenen einfachen Modells sinnvoll ist.

## 4.1.2 Versagensmechanismen an der Außenböschung des Deiches

Auf Grundlage der beschriebenen hydromechanischen Versagensmechanismen sollen im vorliegenden Abschnitt die Versagensmechanismen des Deiches auf der Außenböschung eingehender untersucht werden. Ziel ist dabei die Aufstellung von Grenzzustandsgleichungen für die jeweiligen Versagensmechanismen bzw. die Erweiterung und Vervollständigung der in Abschnitt 2.4.2 diskutierten Verfahren.

## 4.1.2.1 Versagen des Deckwerks (Auftrieb)

Für die Einbeziehung der neuesten Ergebnisse über den Wellenablauf auf einer Deichböschung ist eine Überarbeitung der bisherigen Ansätze der Auftriebsstabilität nach Pilarczyk (1998) erforderlich (vgl. Abschnitt 2.4.2.1(b)). Hierfür ist eine Definitionsskizze und ein Kräftegleichgewicht an einem Deckwerksstein in Abbildung 42 dargestellt. Die entsprechenden Gleichgewichtsbeziehungen sind der Abbildung ebenfalls zu entnehmen:



Abb. 42: Belastung eines Deckwerkselements durch welleninduzierten Auftrieb

Aus dem Kräftegleichgewicht senkrecht zum Deckwerk lässt sich die *Grenzzustandsgleichung* für Auftrieb ableiten:

$$z = G \cdot \cos \alpha - F_{u} \tag{85}$$

*Widerstand:* In Gl. (85) ist G die Gewichtskraft eines Deckwerksteines in [kN/m] und  $\alpha$  ist die Neigung der Außenböschung des Deiches [°]:

$$\mathbf{G} = \boldsymbol{\gamma}_{s} \cdot \mathbf{D} \cdot \mathbf{b} \tag{86}$$

*Belastung:* Die Auftriebskraft F<sub>u</sub> unter den Deckwerkssteinen lässt sich anhand von Abbildung 42 ableiten:

$$F_{u} = M \cdot \xi \cdot H_{s} \cdot \rho_{w} + D \cdot \cos \alpha \cdot \rho_{w}$$
(87)

Darin ist M ein Parameter, der nach Hussaarts (1999) im Mittel zu 4,06 angenommen wird (Standardabweichung  $\sigma = 0,698$ );  $\xi$  ist die Brecherkennzahl (basierend auf der Peak-Wellenperiode); D ist die Dicke der Deckwerkssteine in [m]; H<sub>s</sub> ist die signifikante Wellenhöhe in [m];  $\alpha$  ist die Neigung der Außenböschung;  $\rho_W$  ist die Dichte des Wassers in [t/m<sup>3</sup>] und  $\rho_S$  ist die Dichte der Deckwerkssteine in [t/m<sup>3</sup>]. Durch Umstellen ergibt sich hieraus für den Grenzzustand:

$$\frac{\mathrm{H}_{\mathrm{s}}}{\Delta \mathrm{D}} = \mathrm{M} \cdot \frac{\cos \alpha}{\xi} \tag{88}$$

wobei  $\Delta$  die relative Dichte der Deckwerkssteine ist ( $\Delta = (\rho_S - \rho_W) / \rho_W$ ). Der Ansatz nach Gl. (88) ist in ähnlicher Form auch für verschiedene Deckwerkstypen verwendet worden (s. z.B. Bezuijen & Klein-Breteler, 1996; Pilarczyk, 1999). Die meisten Variationen gehen dabei davon aus, dass der Auftrieb unter den Deckwerkssteinen wesentlich durch die Strömung in der Filterschicht unter dem Deckwerk und der Verklammerung des Deckwerks beeinflusst wird. Beide Einflüsse sind bisher jedoch nur empirisch berücksichtigt worden. Hier soll im Folgenden nur ein erweiterter Vergleich zwischen Auftriebsbelastung und Gewichtskraft verwendet werden.

Der Auftriebsdruck wird dabei durch den Wellenablauf z<sub>-98</sub> bestimmt. Dieser Druck kann durch den Ansatz von Schüttrumpf (2001) beschrieben werden. Demnach ist:

$$\frac{Z_{-98}}{H_s} = 0.7 + 0.7 \cdot \tanh(\xi_d - 2.1)$$
(89)

Darin ist  $z_{-98}$  der Wellenablauf für unregelmäßige Wellen in [m];  $\xi_d$  ist die Brecherkennzahl (berechnet mit der mittleren Wellenperiode  $T_m$ ) und  $H_s$  ist die signifikante Wellenhöhe in [m]. Daraus lässt sich der welleninduzierte Druck unter den Deckwerkssteinen in Höhe des Wellenablaufs wie folgt ermitteln (vgl. Abb. 42):

$$\mathbf{p}_{a} = \boldsymbol{\rho}_{w} \cdot \mathbf{g} \cdot \mathbf{H}_{s} \cdot \left[0, 7 + 0, 7 \cdot \tanh\left(\xi_{d} - 2, 1\right)\right] + \boldsymbol{\rho}_{w} \cdot \mathbf{g} \cdot \mathbf{D} \cdot \cos\alpha \tag{90}$$

In Gl. (90) ist D die Dicke der Deckschicht in [m];  $\alpha$  ist die Neigung der Außenböschung am Deckwerk;  $\rho_W$  ist die Dichte des Wassers in [t/m<sup>3</sup>] und g ist die Erdbeschleunigung in [m/s<sup>2</sup>]. Der Druck am oberen Ende des Deckwerkselements  $p_b$  lässt sich aus geometrischen Überlegungen wie folgt aus  $p_a$  ermitteln:

$$p_{b} = p_{a} \cdot \frac{z_{-98} + D \cdot \cos \alpha - b \cdot \sin \alpha}{z_{-98} + D \cdot \cos \alpha}$$
(91)

Darin ist b die Breite des Deckwerkselements in [m] und alle anderen Parameter wie bereits beschrieben. Die Integration der als linear angenommenen Druckverteilung führt zu einer Auftriebskraft  $F_u$  in [kN/m], die wie folgt angegeben werden kann:

$$F_{u} = \frac{1}{2} \cdot p_{a} \cdot b \cdot \left( 1 + 1 - \frac{b \cdot \sin \alpha}{z_{-98} + D \cdot \cos \alpha} \right)$$
(92)

## 4.1.2.2 Sonstige Versagensmechanismen

Alle anderen Versagensmechanismen sind bereits in Abschnitt 2.4.2 beschrieben worden. Eventuelle kleine Ergänzungen oder Verbesserungen sind bereits im gleichen Abschnitt diskutiert worden, so dass hier keine weiteren Versagensmechanismen diskutiert werden müssen.

#### 4.1.3 Versagensmechanismen an der Binnenböschung des Deiches

Auf Grundlage der in Abschnitt 4.1.1 beschriebenen hydromechanischen Versagensmechanismen sollen in diesem Abschnitt die Versagensmechanismen des Deiches auf der Binnenböschung eingehender untersucht werden. Ziel ist dabei die Aufstellung von Grenzzustandsgleichungen für die jeweiligen Versagensmechanismen bzw. die Erweiterung und Vervollständigung der in Abschnitt 2.4.3 diskutierten Verfahren.

## 4.1.3.1 Erosion der Binnenböschung

#### (a) Gras

Für die Erosion der Grasnarbe auf der Binnenböschung liegen keine expliziten Ansätze zur Beschreibung der Erosionsdauer vor (vgl. Abschnitt 2.4.3.1). Es wird daher zunächst angenommen, dass die Geschwindigkeit der ablaufenden Wassers auf der Binnenböschung für die Erosion der Grasnarbe maßgebend ist. Dabei wird davon ausgegangen, dass bei sonst gleichen Bedingungen (gleiche Grasqualität und gleiche Dicke der Grasschicht) das Verhältnis zwischen Erosionszeit und Geschwindigkeit des Wassers gleich bleibt:

$$t_{RG} \propto \frac{1}{v} \implies t_{RG} \cdot v = \text{konst.}$$
 (93)

Damit folgt direkt:

$$\left(\mathbf{t}_{\mathrm{RG}} \cdot \mathbf{v}\right)_{\mathrm{außen}} = \left(\mathbf{t}_{\mathrm{RG}} \cdot \mathbf{v}\right)_{\mathrm{binnen}} \tag{94}$$

Die Dauer der Grasnarbenerosion auf der Binnenböschung kann daraus wie folgt abgeleitet werden:

$$t_{RG,binnen} = t_{RG,außen} \cdot \frac{V_{außen}}{V_{binnen}}$$
(95)

Gl. (95) gilt nur für die Fälle, in denen Wellenüberlauf (oder Überströmen) vorhanden ist. Diese Bedingung stellt eine wesentliche Einschränkung vor allem für eine probabilistische Berechnung anhand einer FORM-Analyse dar.

## (b) Kleischicht

Die Ablösung von Bodenpartikeln aus ihrem Verbund bei der Überströmung ist von der Schleppspannung der Strömung abhängig. Bleibt die Schleppspannung unter der Scherfestigkeit des Bodens, findet eine Ablösung von Boden nicht statt. Für Schleppspannungen oberhalb der Scherfestigkeit wächst die Ablöserate linear mit der Schleppspannung. Für diesen Zusammenhang haben Rose et al (1983) folgenden Ansatz formuliert:

$$\mathbf{D}_{\mathrm{f}} = 0,276 \cdot \boldsymbol{\eta}_{\mathrm{G}} \cdot \left(\boldsymbol{\tau}_{0} - \boldsymbol{\tau}_{\mathrm{s}}\right) \tag{96}$$

wobei D<sub>f</sub> die Ablöserate der Bodenpartikel in [kg/(m<sup>2</sup>·s)] ist;  $\eta_G$  ist die Effizienz des Geschiebefrachttransports [-], für sandigen Boden liegt  $\eta_G$  meistens über 0,13, weitere Anhaltswerte sind der Quelle jedoch nicht zu entnehmen;  $\tau_0$  ist die Sohl-Schleppspannung der Strömung [kN/m<sup>2</sup>] und  $\tau_s$  ist die Scherfestigkeit des Bodens in [kN/m<sup>2</sup>]. Die Schleppspannung der Strömung ist:

$$\tau_0 = \rho_{\rm w} \cdot \mathbf{g} \cdot \mathbf{I}_{\rm E} \cdot \mathbf{h}_{\rm B} \tag{97}$$

wobei  $\rho_W$  die Dichte des Wassers [kg/m<sup>3</sup>] ist; g ist die Erdbeschleunigung in [m/s<sup>2</sup>]; I<sub>E</sub> ist das Energieliniengefälle in [m/m] und h<sub>B</sub> ist die Schichtdicke der Strömung auf der Binnenböschung in [m]. Die Scherfestigkeit des Bodens kann durch das Stoffgesetz von Mohr-Coulomb definiert werden:

$$\tau_{\rm s} = c' + \sigma' \cdot \tan \phi' \tag{98}$$

wobei c' die wirksame Kohäsion  $[kN/m^2]$  ist;  $\sigma'$ ist die wirksame Normalspannung auf der Spannungsfläche  $[kN/m^2]$ , an der Oberfläche gilt  $\sigma' = 0$  und  $\phi'$  ist der wirksame Winkel der inneren Reibung [°]. Der Widerstand des Bodens gegen Erosion wird dann nur durch seine Kohäsion gewährleistet. Ein kohäsionsloser Boden, wie z.B. Sand ohne Bewuchs kann den Erosionskräften des Wassers nach diesem Ansatz keinen Widerstand entgegensetzen. Das Gleichsetzen der Gleichungen (97) und (98) ergibt eine kritische Schichtdicke auf der Binnenböschung, die mindestens erreicht werden muss, damit Erosion einsetzt<sup>1)</sup>.

$$h_{B,krit} = \frac{c'}{\rho_W \cdot g \cdot I_E} \quad [m]$$
(99)

Die abgelösten Bodenpartikel werden durch den Überlauf transportiert. Morgan (1980) schlägt vor, die flächenbezogene Transportkapazität durch folgende Gleichung zu beschreiben:

$$q_{s} = 0,0061 \cdot q^{1.8} \cdot I_{E}^{1.13} \cdot k_{St}^{-0.15} \cdot d_{35}^{-1} [m^{3}/(m \cdot s)]$$
(100)

wobei q<sub>s</sub> die flächenbezogene Transportkapazität  $[m^3/(m \cdot s)]$  ist; q ist die mittlere Überlaufrate (vgl. Abschnitt 2.4.1.3) in  $[m^3/(m \cdot s)]$ ; d<sub>35</sub> ist der Durchmesser der Körner, der von 35% der Partikel unterschritten wird [mm]; I<sub>E</sub> ist das Energieliniengefälle [m/m] und k<sub>St</sub>: ist der Rauhigkeitskoeffizient nach Strickler [-]. Da diese Gleichung auf der Fließformel nach Manning-Strickler beruht, ist sie für die Binnenböschung eines Seedeiches eigentlich nicht gültig. Da z.Zt. jedoch keine bessere Beschreibung der Transportkapazität für Wellenüberlauf vorhanden

<sup>&</sup>lt;sup>1)</sup> Diese kritische Schichtdicke ist automatisch mit einer kritischen Geschwindigkeit auf der Binnenböschung verbunden, die hier aber nicht explizit angegeben werden soll. Details hierzu finden sich in Schüttrumpf (2001).

ist, wird dieses Modell zunächst verwendet. Inhomogenitäten und Anisotopien werden ebenfalls nicht erfasst.

Ob der Erosionsvorgang durch die Ablösung oder durch den Transport begrenzt wird, ergibt sich aus dem Vergleich der volumenbezogenen Ablöserate  $D_{fV}$  mit der Transportkapazität  $q_s$  nach Gl. (100). Die volumenbezogene Ablöserate  $D_{fV}$  erhält man aus der massenbezogenen Ablöserate  $D_f$  nach Gl. (96) wie folgt:

$$D_{fV} = \frac{D_f}{\rho_s} [m^3 / (m^2 \cdot s)]$$
(101)

Für  $D_{fV} > q_s$  ist der Prozess transportbegrenzt, für  $D_{fV} \le q_s$  wird er durch die Ablösung begrenzt. In beiden Fällen ist zu überprüfen, wie lange die vorhandene überströmende Wassermenge q braucht, um die gesamte Dicke der Abdeckschicht d abzutragen.

$$t_{\max} = \frac{d}{q_{\text{Bem}} \cdot (1+e)}$$
(102)

wobei  $t_{max}$  die Dauer der Überströmung mit vorgegebenem Überlauf ist, um die gesamte Dicke der Abdeckschicht abzutragen [s]; e ist die Porenzahl [-] und  $q_{Bem}$  ist die bemessungsrelevante Transportkapazität des Wassers [m<sup>3</sup> / (m<sup>2</sup>·s)].

$$q_{Bem} = \begin{cases} q_s & \text{für } D_{fV} > q_s \\ D_{fV} & \text{für } D_{fV} \le q_s \end{cases}$$
(103)

Neueste Erkenntnisse auf der Grundlage großmaßstäblicher Modellversuche geben Oumeraci et al., 2001. Dabei wurde das Erosionsverhalten einer 1:3 geneigten Binnenböschung eines Seedeiches für drei verschiedene Kleiqualitäten untersucht. Die dabei beobachtete ausschließlich rinnenhafte Erosion widerspricht jedoch dem oben beschriebenen Ansatz nach Rose und Morgan, so dass eine Überarbeitung dieses Ansatzes notwendig erscheint. Da hierfür jedoch weitere grundlegende Forschungsarbeiten notwendig sind, wird das hier vorgeschlagene Modell zunächst verwendet und seine Bedeutung für die Gesamt-Versagenswahrscheinlichkeit des Deiches beurteilt.

#### 4.1.3.2 Kappensturz

Für den Versagensmechanismus "Kappensturz" liegt noch keine modellhafte Beschreibung oder Grenzzustandsgleichung vor (Abschnitt 2.4.3.4). Um zu einer quantitativen Beschreibung des Versagensmechanismus zu kommen, wird vereinfacht davon ausgegangen, dass ein Kappensturz als Böschungsbruch im oberen Bereich der Böschung gerechnet werden kann. Hierfür wird angenommen, dass die Kleischicht auf der Krone noch erhalten ist und als Auflast wirkt, während die Kleischicht der Binnenböschung durch Erosion bereits abgetragen wurde. Bei der hier umgesetzten Ermittlung des Kappensturzes handelt es sich daher um einen Böschungsbruch im Sand. Hierbei sind sowohl gerade Gleitflächen als auch Gleitkreise denkbar. Da für den Böschungsbruch der gesamten Böschung bereits der Ansatz nach Bishop verwendet wird, wird hier ebenfalls dieses Verfahren angewendet. Die Variation der Schnittpunkte des Gleitkreises mit der Böschung ist hier jedoch auf den oberen Bereich der Böschung beschränkt.

Gleichzeitig wird hier die Infiltration des Deiches von der Binnenböschung berücksichtigt. Falls die Tiefe der Infiltration bis in die Tiefe des Gleitkreises vorgedrungen ist, wird für den Sand eine scheinbare Kohäsion in der Größenordnung von  $10 \text{ kN/m}^2$  angesetzt. Außerdem wird bis zur Tiefe des infiltrierten Wassers der Sand wassergesättigt angenommen.

## 4.1.4 Versagensmechanismen im Inneren des Deiches

Die Versagensmechanismen im Inneren des Deiches beschreiben die Versagensmechanismen Piping und Kontakterosion. Eine Diskussion des Wissensstands zu diesen Mechanismen ist bereits in Abschnitt 2.4.4 erfolgt. Piping wird in den verwendeten Routinen unverändert aus dem Schrifttum übernommen, es bleibt jedoch zu berücksichtigen, dass eine Sickerströmung durch den Deich vorhanden sein muss, bevor Piping einsetzen kann.

Die Grenzzustandsgleichung für den Versagensmechanismus "Kontakterosion" ist bereits in Abschnitt 2.4.4.2 definiert worden. Hierbei sind zwei zusätzliche Kriterien zu berücksichtigen:

- Strömung: Kontakterosion kann nur auftreten, wenn eine Strömung durch den Deich vorhanden ist, es sollte daher eine Sickerströmung nachgewiesen sein
- Schichtgrenze: Kontakterosion tritt nur an Schichtgrenzen zwischen gröberem und feinerem Material auf, also z.B. die Schichtgrenze zwischen Kleidecke und Sandkern oder bei vorhandenen Deicherweiterungen und damit im Deich enthaltenen Altdeichen

Beide Kriterien können in einem Fehlerbaum des Deiches erfasst werden. Das Kriterium "Strömung" kann dabei durch den vorgeschalteten Versagensmechanismus "Durchströmung" und das Kriterium "Schichtgrenze" durch das Vorhandensein von Schichtgrenzen auf oder unterhalb der Sickerlinie abgefragt werden. Dabei werden die Schichtgrenzen zwischen Kleidecke und Sandkern nicht berücksichtigt, da sie durch andere Versagensmechanismen erfasst sind (z.B. hangparalleles Gleiten auf der Binnenböschung). In einem homogenen Deich wird der Versagensmechanismus "Kontakterosion" daher nicht auftreten.

## 4.1.5 Deichbruch

Das Modell nach Visser (1995) beschreibt die Bruchentwicklung in einem überströmten Sanddeich in fünf Phasen. Nach Abschnitt 2.4.5 muss noch eine Erweiterung des Ansatzes auf Seedeiche erfolgen, die Wellenüberlauf anstelle von Überströmen ausgesetzt sind. Diese Herleitung soll im vorliegenden Abschnitt erfolgen.

Visser (1995) geht von den folgenden Voraussetzungen aus:

- der gesamte Deichkörper besteht aus Sand (für die weitere Berechnung eines mit Kleischichten geschützten Deiches wird daher nur der Sandkern für die Berechnung angesetzt)
- der Überlauf des Deiches erfolgt durch konstante Überströmung, d.h. einen zu hohen Wasserstand vor dem Deich
- die Sandaufnahme auf der horizontalen Krone des Deiches ist verhältnismäßig klein gegenüber der Sandaufnahme auf der Binnenböschung
- eine Berme auf der Binnenböschung wird nicht berücksichtigt (für weitergehende allgemeine Deichprofile wird hier davon ausgegangen, dass sich der Weg des Wassers

durch die Binnenberme entsprechend der Bermenbreite verlängert und das die Erosionsstrecke  $l_t$  (vgl. Abb. 43) ebenfalls vergrößert

• die Reibung auf der Binnenböschung ist konstant anzusetzen



Abb. 43: Definitionsskizze für Deichversagen nach Visser (1995)

Die Grenzzustandsgleichung für den vollständigen Deichbruch lautet:

$$z = t_{3b} - t_s \tag{104}$$

*Belastung:* Die Belastung des Deiches ist die Gesamtdauer des Sturms t<sub>s</sub>. Diese Dauer muss aber noch um die bereits "verbrauchte Zeit" reduziert werden, da im Rahmen des Sturms vorher bereits die Grasdecke, die Kleischicht und ein Teilbruch der Böschung stattgefunden hat. Eine Einbeziehung dieser Zeiten ist aber probabilistisch sehr schwierig und erfordert daher eine andere Herangehensweise, die in Abschnitt 6.1 vorgestellt und diskutiert wird.

*Widerstand:* Darin ist  $t_{3b}$  der Widerstand des Deiches gegen den Bruch, d.h. die benötigte Zeit, bis es zum Bruch des Deiches kommt. Diese Zeit wird im Folgenden hergeleitet. Die Suspensionstransportrate s(x) in [m<sup>2</sup>/s] wird wie folgt beschrieben (Visser, 1995):

$$s(x) \approx \frac{x}{l_a} s_s \tag{105}$$

Darin ist x eine Laufvariable vom Beginn der Binnenböschung [m]; l<sub>a</sub> ist die Anpassungslänge der Suspensionstransportrate in [m]:

$$l_a = \frac{q_T}{w_s \cdot \cos\beta} \tag{106}$$

und s<sub>s</sub> ist die Suspensionstransportkapazität in  $[m^2/s]$ :

$$s_{s} = \frac{0.01}{\frac{W_{s}}{u} \cdot (\cos\beta)^{2}} \cdot \frac{C_{f} \cdot u^{3}}{g \Delta}$$
(107)

wobei u die tiefengemittelte Fließgeschwindigkeit des Wassers in [m/s] ist; d ist die Wassertiefe (d.h. Schichtdicke) auf der Binnenböschung beim Überströmen in [m]; w<sub>s</sub> ist die Fallgeschwindigkeit von Sand in Wasser in [m/s]; q<sub>T</sub> ist die Überströmrate pro Meter Deichbreite in [m<sup>3</sup>/s]; C<sub>f</sub> ist der Reibungsbeiwert für das Sandbett (C<sub>f</sub> = g/C, wobei C der Chézy-Koeffizient ist);  $\Delta$  ist die relative Dichte des Sandes ( $\Delta = (\rho_s - \rho_W) / \rho_s$ );  $\rho_s$  ist die Dichte des Sands in [t/m<sup>3</sup>],  $\rho_W$  ist die Dichte des Wassers in [t/m<sup>3</sup>] und g ist die Erdbeschleunigung in [m/s<sup>2</sup>].

Die allgemeine Erosionsbeziehung für die Binnenböschung lautet:

$$(1-p) \cdot \frac{\partial z_b}{\partial t} + \frac{\partial s}{\partial x} = 0$$
 (108)

wobei p die Porosität des Sandbetts [-] ist;  $z_b$  ist die vertikale Position normal zur Deichbinnenböschung in [m]; t ist die Zeit in [s] und s ist die Transportrate in [m<sup>2</sup>/s]. Mit den o.a. Vereinfachungen lässt sich die Zeit bis zum Ende der Phase I dann wie folgt beschreiben (die Beziehungen für den Wellenüberlauf werden erst später entwickelt und hinzugenommen):

$$t_1 = t_0 + \frac{l_t}{k_0 \cdot \sqrt{h_w - h_{k,0}}}$$
(109)

Darin ist  $t_0$  die Zeit in [s], bei der die Erosion der Binnenböschung startet;  $l_t$  ist die Länge in [m] am binnenseitigen Fuß des Deiches, die in der Zeit  $t_1$  erodiert wurde (vgl. Abb. 43);  $h_w$  ist der Wasserstand vor dem Deich in [m];  $h_{k,0}$  ist die Deichhöhe im Originalzustand (ohne die Kleischicht) und  $k_0$  ist ein Beiwert, der wie folgt ermittelt werden kann:

$$k_0 = \frac{0,0082}{(1-p)\Delta} \cdot \left(\frac{A}{C_f}\right)^{1/3} \cdot \sqrt{g} \cdot \frac{(\sin\beta)^{1/3}}{\cos\beta}$$
(110)

wobei A ein allgemeiner Beiwert für die Berechnung der Überströmung des Deiches nach der Wehrformel ist (nach Visser, 1995 kann dieser Beiwert näherungsweise zu 1,0 gesetzt werden);  $\beta$  ist die Neigung der Deichbinnenböschung und C<sub>f</sub> ist wiederum der Reibungsbeiwert für das Sandbett, der als Funktion des Chézy-Beiwerts ausgedrückt werden kann. Der Chézy-Koeffizient [m<sup>1/2</sup>/s] lässt sich als Funktion des Manning-Strickler-Beiwerts für Gerinne k<sub>St</sub> [m<sup>1/3</sup>/s] und dem hydraulischen Radius r<sub>hy</sub> [m] ausdrücken:

$$\mathbf{C} = \mathbf{k}_{\mathrm{St}} \cdot \mathbf{r}_{\mathrm{hy}}^{1/6} \tag{111}$$

Hierfür wird der hydraulische Radius  $r_{hy}$  benötigt, der sich aus dem benetzten Umfang und der durchströmten Fläche berechnet. Alternativ wird hier der Reibungsbeiwert f nach Schüttrumpf (2001) verwendet, aus dem der Chézy-Koeffizient wie folgt abgeleitet werden kann:

$$C = \sqrt{\frac{2 g}{f}}$$
(112)

Darin ist g die Erdbeschleunigung in  $[m/s^2]$  und f der Reibungsbeiwert [-]. Die Länge am binnenseitigen Fuß des Deiches  $l_t$  (Gl. (109)) kann durch geometrische Überlegungen als Funktion der Länge der Binnenböschung  $l_B$  sowie der Deichhöhe  $h_k$  wie folgt beschrieben werden:

$$l_{t} = l_{B} \cdot \cos\beta - h_{k} \cdot \cot\phi \qquad (113)$$

Die Dauer bis zum Endpunkt der Phase II kann anhand einer vergleichbaren Funktion beschrieben werden (s. Gl. (109)):

$$t_2 = t_1 + \frac{B_k}{f_1 \cdot k_1 \cdot \sqrt{h_w - h_{k,0}}}$$
(114)

wobei die Länge  $l_t$  aus Gl. (109) hier durch die Kronenbreite  $B_k$  ersetzt wird. Visser (1995) begründet den Faktor  $f_1$  ( $f_1$  ist kleiner als Eins) mit Sand, der während der Vertiefung infolge Erosion von den Rändern des Bruches nachrutscht. Dadurch wird der Erosionsprozess verlangsamt und  $t_2$  wird dementsprechend größer. Ein Wert für  $f_1$  lässt sich jedoch nicht angeben, weil hierfür ausreichende Untersuchungen nach Visser nicht vorliegen. Demnach wird  $f_1$  in Gl. (114) zunächst zu 1,0 gesetzt. Der Beiwert  $k_1$  lässt sich entsprechend Gl. (110) wie folgt bestimmen:

$$k_{1} = \frac{0,0082}{(1-p)\Delta} \cdot \left(\frac{A}{C_{f}}\right)^{1/3} \cdot \sqrt{g} \cdot \frac{(\sin\beta_{1})^{1/3}}{\cos\beta_{1}}$$
(115)

Der Winkel  $\beta_1$  in Gl. (115) beschreibt die Grenzsteilheit der Böschungsränder der Erosionsrinne. Sobald dieser Winkel erreicht ist, beginnt die Erosion rückwärts fortzuschreiten und den Deichkern zu erodieren. Der Winkel  $\beta_1$  kann daher durch den inneren Reibungswinkel des Sandes  $\varphi$  ersetzt werden.

In Phase III beginnt nun die Krone des Deiches zu erodieren und abzusinken. Nach Visser (1995) geschieht dieser Vorgang bis zur vollständigen Erosion des ursprünglichen Deichquerschnitts zum Zeitpunkt t<sub>3</sub>:

$$t_{3} = t_{2} + \frac{2}{f_{2} \cdot k_{2}} \cdot \left( \sqrt{h_{w}} - \sqrt{h_{w} - h_{k,0}} \right)$$
(116)

Darin ist  $k_2$  ein Beiwert, der aus dem Beiwert  $k_1$  nach geometrischen Überlegungen wie folgt bestimmt werden kann:

$$k_2 = \frac{\sin \alpha \cdot \sin \beta_1}{\sin(\alpha + \beta_1)} \cdot k_1 \tag{117}$$

und  $f_2$  ist wiederum ein Beiwert zur Verlangsamung des Erosionsprozesses, der von der Breite B der Bresche im Deich, von der Überströmrate  $q_t$  und der Geschwindigkeit v des überströmenden Wassers abhängig ist.

$$f_{2} = \frac{B + 2q_{t} / u}{2B}$$
(118)

Für die von Visser (1995) getroffenen Annahmen kann für den Fall der Überströmung des Deiches damit eine Berechnung der Gesamtzeit des Deichbruchs erfolgen. Damit fehlt allerdings noch eine Abschätzung dieses Versagensmechanismus für den bei Seedeichen wesentlich wahrscheinlicheren Fall des Wellenüberlaufs. Hierfür muss zunächst der Übergang zwischen Überströmen und Wellenüberlauf definiert werden. Die übliche Betrachtungsweise besteht in der Annahme, dass dieser Übergang bei einem Wasserstand in Höhe der Deichkrone eintritt. Diese Annahme führt jedoch dazu, dass bei steigendem Wasserspiegel von einem hohem Wellenüberlauf q<sub>0</sub> bei sehr geringem oder gar keinem Freibord auf eine Überströmrate "gewechselt" wird, die nahe bei Null liegt (bedingt durch die niedrige Überstaudifferenz zwischen Wasserstand h<sub>W</sub> und Deichkrone h<sub>k</sub>). Dieser Sprung ist nicht realistisch und wird in der Natur bei gleichzeitiger Wasserspiegelanhebung und Wellenbelastung so auch nicht auftreten. Daher wird hier eine kritische Überstauhöhe h<sub>0,k</sub> angesetzt, bei der der Wechsel zwischen Wellenüberlauf und Überströmen einsetzt. Diese Überstauhöhe lässt sich aus der Bedingung bestimmen, dass die Wellenüberlaufrate für den Freibord R<sub>c</sub> = 0,0 m und die Überströmrate gleich sein müssen.

Die Überströmrate q<sub>T</sub> nach Visser beträgt:

$$q_{\rm T} = A \cdot 0.544 \cdot \sqrt{g} \cdot (h_{\rm w} - h_k)^{3/2}$$
 (119)

Darin ist  $h_w$  der Wasserstand vor dem Deich in [m],  $h_k$  die Höhe der Deichkrone in [m] und A ein allgemeiner Parameter zur Beschreibung der Überströmung des Deiches (vgl. Gl. (110)).

Damit gilt:

A \cdot 0,544 \cdot 
$$\sqrt{g} \cdot (h_{o,k})^{3/2} = \sqrt{2 g H_s^3} \cdot q_0$$
 (120)

Auflösen ergibt die folgende Beziehung für die kritische Überstauhöhe h<sub>o,k</sub>:

$$h_{o,k} = \left(1,837 \cdot \sqrt{2 \cdot H_s^3} \cdot q_0\right)^{2/3}$$
(121)

Unter Berücksichtigung dieser zusätzlichen Überstauhöhe ergibt sich die folgende Bedingung für Wellenüberlauf bzw. Überströmen:

$$h_w > h_k + h_{o,k}$$
 Überströmen  
 $h_w \le h_k + h_{o,k}$  Wellenüberlauf (122)

Wird nun die Überströmrate  $q_T$  in der Herleitung der Gleichungen nach Visser ersetzt durch die mittlere Wellenüberlaufrate q, so ergeben sich für die Phasen I und II die folgenden Zeiten bis zum Ende der Phase 1 und 2:

$$t_1 = t_0 + \frac{l_t}{c_0 \cdot q^{1/3}} \tag{123}$$

$$t_2 = t_1 + \frac{B_k}{c_1 \cdot q^{1/3}} \tag{124}$$

Darin sind c<sub>0</sub> und c<sub>1</sub> Koeffizienten, die sich wie folgt ermitteln lassen:

$$\mathbf{c}_{0} = \frac{0.01}{(1-p)\Delta} \cdot \left(\frac{\mathbf{g}}{\mathbf{C}_{f}}\right)^{1/3} \cdot \frac{(\sin\beta)^{1/3}}{\cos\beta}$$
(125)

$$c_{1} = \frac{0.01}{(1-p)\Delta} \cdot \left(\frac{g}{C_{f}}\right)^{1/3} \cdot \frac{(\sin\beta_{1})^{1/3}}{\cos\beta_{1}}$$
(126)

In Phase III, in der sich die Deichkrone infolge Überströmen und Überlauf absenkt, müssen die folgenden Fälle unterschieden werden:

- Überströmen: die Gleichungen nach Visser haben weiterhin Gültigkeit
- Wellenüberlauf: in Phase IIIa tritt zunächst nur Wellenüberlauf auf, hier wird der Ansatz nach Visser umgeschrieben auf Wellenüberlauf anstelle Überströmen des Deiches
- ab Phase IIIb (Wasserstand h<sub>w</sub> in Höhe der Deichkrone) tritt gemeinsam Wellenüberlauf und Überströmen auf. Beides wird gleichzeitig angesetzt und gelöst.

Besonders in Phase IIIb werden die Gleichungen wesentlich komplexer, jedoch ist eine geschlossene analytische Lösung noch möglich. In Phase IIIa gilt nach Auflösung der grundsätzlichen Erosionsgleichung für diese Phase:

$$\frac{\mathrm{d}\mathbf{z}_{\mathrm{T}}}{\mathrm{d}\mathbf{t}} = -\mathbf{f}_{2} \cdot \mathbf{c}_{2} \cdot \mathbf{q} \tag{127}$$

Darin ist  $z_T$  die Laufvariable, die das Absinken der Deichkrone beschreibt;  $f_2$  ist ein Parameter, der wiederum das Nachbrechen von Sand während des Erosionsprozesses beschreibt (vgl. Gl. (118)) und  $c_2$  ist ein Parameter, der die Konstanten des Ansatzes zusammenfasst. Einsetzen des Ansatzes für Wellenüberlauf, Integration und Einsetzen der entsprechenden Randbedingungen ergibt die folgende Lösung bis zum Zeitpunkt  $t_{3a}$ , bei dem die Deichkrone bis auf die Höhe des Wasserstands abgesunken ist:

$$t_{3a} = t_2 + \frac{z_{98} \cdot \left[1 - \exp\left(1,833 \cdot \left(\frac{h_{k,0} - h_w}{z_{98}}\right)\right)\right]}{1,833 \cdot f_2 \cdot c_2 \cdot q_0^{1/3}}$$
(128)

Darin ist  $h_w$  der Wasserstand vor dem Deich in [m],  $h_{k,o}$  ist die ursprüngliche Kronenhöhe in [m] und  $z_{98}$  ist der Wellenauflaufhöhe (vgl. Abschnitt 2.4.1.2).

In Phase IIIb setzt zusätzlich das Überströmen des Deiches ein, so dass Gl. (127) wie folgt geändert werden muss:

$$\frac{\mathrm{d}\mathbf{z}_{\mathrm{T}}}{\mathrm{d}\mathbf{t}} = -\mathbf{f}_{2} \cdot \mathbf{c}_{2} \cdot \mathbf{q} - \mathbf{f}_{2} \cdot \mathbf{k}_{2} \cdot \sqrt{\mathbf{h}_{\mathrm{w}} - \mathbf{z}_{\mathrm{T}}}$$
(129)

Vereinfachen, Integration des Ausdruckes und Einsetzen der Randbedingungen ergibt eine geschlossene analytische Lösung wie folgt:

$$t_{3b} - t_{3a} = \frac{2 \cdot c_2 q_0}{f_2 \cdot k_2^2} \left( \frac{k_2}{c_2 \cdot q_0} \cdot h_w^2 - \ln \left[ 1 + \frac{k_2}{c_2 \cdot q_0} \cdot \sqrt{h_w} \right] \right)$$
(130)

wobei f<sub>2</sub> nach Gl. (118), k<sub>2</sub> nach Gl. (117) und c<sub>2</sub> wie folgt bestimmt werden kann:

$$c_2 = \frac{\sin \alpha \cdot \sin \beta_1}{\sin(\alpha + \beta_1)} \cdot c_1 \tag{131}$$

Der Wellenüberlauf  $q_0$  bei Freibord  $R_c = 0$  lässt sich anhand Abschnitt 4.1.1.2 ermitteln;  $c_1$  ist nach Gl. (126) zu ermitteln und  $\beta_1$  kann durch den internen Reibungswinkel des Sandes ersetzt werden.

#### 4.1.6 Sonstige Versagensmechanismen

Eine Grenzzustandsgleichung für das Gleiten von Seedeichen ist in Abschnitt 2.4.6.1 vorgestellt worden. Mögliche Optimierungen des Verfahrens haben die folgenden Auswirkungen:

- *Inhomogenität des Deiches:* Deiche in der Natur können in der Regel nicht als homogen angesprochen werden, eine Berücksichtigung verschiedener Bodenschichten oder Einschlüsse wird vor allem das Gesamtgewicht des Deiches verändern. Diese Veränderung wird im Folgenden als vernachlässigbar angesehen, weil das zusätzliche Gewicht eventueller anderer Bodenschichten (z.B. Kleieinschlüsse) im Deich sich nicht wesentlich von der Wichte des Sandes unterscheiden wird.
- Scherfestigkeit in der Gleitfuge: die undrainierte Scherfestigkeit c<sub>u</sub> in der Gleitfläche des Deiches nimmt mit zunehmendem Wassergehalt bzw. abnehmender Konsistenzzahl exponentiell ab (Oumeraci et al., 2001). Liegt die Gleitfläche daher in einer bindigen Bodenschicht, so kann der Widerstand des Deiches reduziert werden und die Versagenswahrscheinlichkeit infolge Gleiten wird erhöht. Großmaßstäbliche Versuche von Scheuermann & Brauns (2001) haben jedoch gezeigt, dass sich der Wassergehalt in der Standfläche des Deiches trotz intensiver Beregnung nicht wesentlich geändert hat. Eine Veränderung des Wassergehalts infolge Infiltration oder Durchströmung in der Standfläche des Deiches ist wegen der relativ kurzen Sturmflutdauern daher nicht zu erwarten, eine Veränderung von c<sub>u</sub> wird daher nicht weiter berücksichtigt.
- *3D-Effekt:* die Widerstandskraft in den seitlichen Bruchflächen des gleitenden Deichkörpers wird in der Regel vernachlässigt. Diese zusätzlichen Widerstandskräfte erhöhen den Gesamtwiderstand des Deiches gegen Gleiten und verringern damit die Versagenswahrscheinlichkeit. Eine Berücksichtigung dieses Effekts würde jedoch eine Bestimmung der Breite der Gleitfläche des Deiches bedeuten, damit der Anteil der seitlichen Widerstandskräfte auf einen Deichschnitt umgerechnet werden kann. Eine derartige Ermittlung ist jedoch auf Grundlage des heutigen Wissensstands nicht möglich, der Effekt wird daher im Weiteren nicht berücksichtigt.

Der Versagensmechanismus "Gleiten" wird daher im Weiteren so verwendet, wie er in Abschnitt 2.4.6.1 bereits vorgestellt wurde. Eine Diskussion der hierfür erforderlichen Eingangsparameter erfolgt in Kapitel 5.

## 4.2 Zusammenfassung und Bewertung

Die Beschreibung der Versagensmechanismen eines Seedeiches ist auf Grundlage vorhandener Verfahren aus dem Schrifttum und eigener theoretischer Ergänzungen vervollständigt

## E 34 942 Lit. Probabilistische Bemessungsmethoden für Seedeiche

worden, so dass die Beschreibung des Gesamtversagens bis hin zum Deichbruch möglich ist. Einige der verwendeten Verfahren sind dabei schon sehr genau untersucht worden, für andere gibt es nur stark vereinfachte Verfahren zur Beschreibung des Grenzzustands. Auf Grundlage der probabilistischen Berechnung muss eine Gewichtung der einzelnen Versagensmechanismen erfolgen, so dass eine Reihenfolge bei der Festlegung weiterer Untersuchungen möglich wird.

Die Erweiterung der Grenzzustandsgleichungen hat die Bedeutung des zeitlichen Aspekts bei den Versagensmechanismen unterstrichen, in Abhängigkeit von den bereits eingeführten Stufen der zeitlichen Abhängigkeit (vgl. Abschnitt 2.4.7) ist hier für das weitere Vorgehen festzuhalten:

- für Versagensmechanismen, die direkt von der Zeit abhängig sind (Stufe 1), muss der Fehlerbaum die dadurch entstehende Reihenfolge der Mechanismen berücksichtigen. Hierfür ist eine Veränderung des Fehlerbaums und der Gesamt-Versagenswahrscheinlichkeit des Deiches zu erwarten, die in Kapitel 7 diskutiert wird.
- für alle Parameter, die von der Zeit abhängig sind (Stufe 2), muss die Berechnung der Versagenswahrscheinlichkeit schrittweise erfolgen oder die zeitliche Abhängigkeit des Parameters in einem Modell erfasst werden. Dabei sind niedrigere Versagenswahrscheinlichkeiten zu erwarten, weil in der Regel in den Modellen konservative Ansätze verwendet werden (z.B. wird der Wasserstand implizit über die Sturmflutdauer als konstant angesetzt).

Im Folgenden sollen zunächst die Unsicherheiten der Eingangsparameter und der verwendeten Modelle diskutiert werden, die zusammen mit den jetzt zur Verfügung stehenden Grenzzustandsgleichungen die Grundlage für die weitere probabilistische Berechnung liefern.

# 5 – Unsicherheiten der Parameter und Modelle



## 5 Unsicherheiten der Parameter und Modelle

Sowohl die Eingangsparameter als auch die Transferfunktionen ("Modelle") zur Beschreibung der Transformation der Wellen in das flache Wasser am Fuß des Bauwerks, der Belastung des Deiches und die Grenzzustandsgleichungen sind mit Unsicherheiten behaftet. In diesem Kapitel soll daher (i) eine Beschreibung der notwendigen Grundlagen für Unsicherheiten erfolgen, (ii) die Unsicherheiten aller Eingangsparameter der verwendeten Versagensmechanismen beschrieben werden und (iii) die Modellunsicherheiten erfasst oder abgeschätzt werden. Hierfür wird zunächst auf eine grundsätzliche Unterscheidung zwischen Modell- und Datenunsicherheiten eingegangen (Abschnitt 5.1), dann werden Datenunsicherheiten (Abschnitt 5.2) und Modellunsicherheiten (Abschnitt 5.3) gesondert behandelt. In Abschnitt 5.2.2 erfolgt eine Sensitivitätsanalyse der Parameter, die vorab die Bedeutung der Eingabeparameter für die Modelle klären soll. Abschnitt 5.4 fasst die hieraus gewonnenen Erkenntnisse zusammen.

## 5.1 Definition und Abgrenzung zwischen Modell- und Datenunsicherheit

Für die Beschreibung der Unsicherheiten soll im Wesentlichen zwischen den Ungenauigkeiten der Parameter, d.h. also den Eingangswerten für die Modelle und den Unsicherheiten der Modelle selber unterschieden werden<sup>10)</sup>. Die Unterscheidung nach verschiedenen Arten der Unsicherheiten ist bereits in Abbildung 32 auf S. 66 erfolgt. Eine empirische oder semiempirische Beziehung (d.h. ein "Modell") beschreibt die Vorgänge in der Natur (bzw. die skalierten Vorgänge in einem Wellenkanal) nur zu einem gewissen Grad genau. Die Abweichungen der Messungen von den nach dem Modell zu erwartenden Ergebnissen wird als "Modellunsicherheit" bezeichnet. Abbildung 44 zeigt hierzu einen beliebigen Datensatz und ein auf der Datengrundlage angepasstes Modell ( $f(x_m)$ ) (linkes Bild). Die Möglichkeiten zur Beschreibung der Datenunsicherheiten werden im folgenden Abschnitt diskutiert.

<sup>&</sup>lt;sup>10)</sup> Nach Abbildung 32 sind hierbei auch noch menschliche und organisatorische Fehler zu unterscheiden. Diese werden jedoch im weiteren Verlauf der Arbeit nicht berücksichtigt, sie können auch später noch eingebunden werden (Oumeraci et al., 2001).



Abb. 44: Darstellungsmöglichkeiten und Beschreibung von Modellunsicherheiten

## 5.2 Datenunsicherheit

Zunächst soll die Datenunsicherheit eingehender untersucht werden. Hierfür wird zunächst kurz auf die wesentlichen Methoden eingegangen, wie im Folgenden Datenunsicherheiten bestimmt werden können (Abschnitt 5.2.1). Im Weiteren wird dann eine Sensitivitätsanalyse durchgeführt, die auf deterministischer Grundlage die Eingangsparameter aller Versagensmechanismen in mehreren Schritten variiert. Das Vorgehen und die Ergebnisse werden in Abschnitt 5.2.2 diskutiert. Abschließend werden die Unsicherheiten der im Folgenden verwendeten Eingangsparameter vorgestellt und ihr Einfluss auf die Versagensmechanismen mit Hilfe der probabilistischen Berechnung geprüft (Abschnitt 5.2.3).

## 5.2.1 Methoden zur Beschreibung der Datenunsicherheiten

Angaben zu Datenunsicherheiten erfolgen (i) durch Mittelwerte und Standardabweichungen, (ii) durch Variationskoeffizienten und (iii) durch statistische Verteilungsfunktionen. Dabei ist der arithmetische Mittelwert der gemessenen Daten wie folgt definiert:

$$\mu_{x} = \frac{1}{N} \sum_{i=1}^{N} x_{i}$$
(132)

wobei N die Anzahl der Daten ist und  $x_i$  die einzelnen zur Verfügung stehenden Datenpunkte sind. Die Standardabweichung der Daten ist dann wie folgt definiert:

$$\sigma_{x} = \sqrt{\frac{1}{N-1} \sum_{i=1}^{N} (x_{i} - \mu_{x})^{2}}$$
(133)

Darin ist  $\sigma_x$  die Standardabweichung der Daten, während N,  $x_i$  und  $\mu_x$  bereits oben definiert worden sind. Der Variationskoeffizient  $\sigma$ ' ergibt sich daraus als Quotient aus Standardabweichung und Mittelwert der Daten wie folgt:

$$\sigma'_{x} = \frac{\sigma_{x}}{\mu_{x}}$$
(134)

Der Variationskoeffizient kann als relativer Wert für Vergleiche der Unsicherheiten verschiedener Parameter herangezogen werden. Er ist für eine probabilistische Auswertung alleine aber nicht ausreichend, da für die notwendige Annahme einer (Normal-)Verteilungsfunktion immer sowohl der Mittelwert als auch die Standardabweichung bekannt sein müssen.

Idealerweise wird für die Bestimmung der Datenunsicherheit jedoch die vollständige Verteilungsfunktion der Daten herangezogen. Auf die hierfür zur Verfügung stehenden Methoden wurde kurz in Abschnitt 2.5.2.2 eingegangen, ausführlichere Beschreibungen sind im Schrifttum enthalten (s. z.B. Plate, 1993). Eine detailliertere Beschreibung soll hier nicht erfolgen, weil für die meisten Eingangsparameter ausreichende Datenmengen nicht zur Verfügung stehen. Daher wird nur eine Abschätzung der Unsicherheit der jeweiligen Daten anhand des Mittelwerts und der Standardabweichung möglich sein (vgl. Abschnitt 5.2.2). Eine Zusammenstellung verschiedener statistischer Parameter und allgemein verwendeter Verteilungs- und Summenfunktionen gibt Anlage E.

Die folgenden Voraussetzungen sind zu beachten, wenn Datenunsicherheiten angegeben werden:

- Berücksichtigung der physikalischen Einflüsse: physikalische Einflüsse auf die Daten dürfen nicht vernachlässigt werden. Wenn z.B. die Unsicherheit für Wellenhöhen aus hydraulischen Modellversuchen angegeben werden soll, so muss hierfür eine Beeinflussung der Wellenhöhe z.B. durch kleine Wassertiefen oder kurze Wellenperioden (Wellen beginnen zu brechen) berücksichtigt werden. Die Unsicherheiten in den Wellenhöhen werden für kleinere und größere Wellen alleine durch das Brechen der Wellen unterschiedlich groß sein. Ein weiteres Beispiel sind welleninduzierte Druckbelastungen auf ein Bauwerk, bei denen vorab berücksichtigt werden muss, in welcher Form die Wellen am Bauwerk brechen. Die Messungen des Druckes und die damit verbundenen Unsicherheiten können je nach Brechertyp stark abweichen.
- Unabhängigkeit und Homogenität der Daten: die zu untersuchenden Daten müssen unabhängig voneinander sein. Im Beispiel der Wellenhöhe aus hydraulischen Modellversuchen dürfen für eine Analyse der Daten keine Wellenhöhe aus gleichen Versuchen herangezogen werden, weil die Wellenhöhen innerhalb eines Versuches voneinander abhängig sind. Im Beispiel der Druckbelastungen dürfen nur Drücke miteinander verglichen werden, die auf dem gleichen Brechertyp beruhen, da sonst die Daten nicht mehr als homogen angesehen werden können.

Diese beiden Voraussetzungen schränken die zur Verfügung stehenden Datenmengen mitunter sehr stark ein, so dass man hier häufig auf Erfahrungen der Modellierer zurückgreifen muss, um derartige Unsicherheiten zu erfassen.

## 5.2.2 Sensitivitätsanalyse

## 5.2.2.1 Ziele

Die Abschätzung der Unsicherheiten erfolgte zunächst im Rahmen einer deterministischen Sensitivitätsanalyse, die die nachfolgenden Zielsetzungen beinhaltete:

- Bestimmung des Einflusses der Eingangsparameter auf die Versagenswahrscheinlichkeit einzelner Versagensmechanismen;
- Einsicht in die Gesamt-Versagenswahrscheinlichkeit des Bauwerks von den einzelnen Versagensmechanismen
- Überprüfung der Zuverlässigkeit der Rechenmodelle
- Identifizierung der Abhängigkeiten einzelner Parameter untereinander und Einführen physikalisch sinnvoller Parameter
- Beurteilung der zuverlässigen Beschreibung der Grenzzustandsgleichungen
- Aussage über die Beeinflussung der Unsicherheiten der Eingangsparameter auf das Ergebnis der Grenzzustandsgleichungen
- Überprüfung der Möglichkeiten der Reduktion der Gesamtzahl der Versagensmechanismen

## 5.2.2.2 Variationsbreite der Eingabeparameter

Eine wesentliche Notwendigkeit der Sensitivitätsanalyse ist die Bandbreite der verwendeten Eingangsparameter, die für die jeweiligen Modelle benötigt werden. Diese Bandbreite sollte sinnvoll gewählt, aber nicht zu gering sein, da auch an sich nahezu unwahrscheinliche Variationen der Parameter erfasst werden müssen. Die Bandbreite der Parameter schwankt um einen vorgegebenen Standardwert für den jeweiligen Seedeich herum, der ebenfalls maßgebend für das Ergebnis werden kann. Daher sind verschiedene Eingabedateien für verschiedene Beispieldeiche erforderlich. Hier wird im Folgenden mit dem in Abschnitt 3.1 beschriebenen virtuellen Beispieldeich gearbeitet.

Das Minimum und Maximum der Parameter wird dabei entweder anhand der im Schrifttum für den jeweiligen Deich vorhandenen Informationen oder anhand von Erfahrungswerten festgelegt. Für einige Parameter wurde auch die zweifache Standardabweichung vom jeweiligen Standardwert verwendet, weil hiermit bei zugrunde gelegter Normalverteilung des Parameters ca. 95% aller Werte in diesen Grenzen liegen. Die Sensitivitätsanalyse entspricht damit einer probabilistischen Monte-Carlo-Simulation, die aber nicht zufallsgesteuert, sondern systematisch variiert wird und auch nur Rechteckverteilungen der Parameter verwendet (Abb. 45).

Der Einfluss der Eingabeparameter auf die Modelle der Versagensmechanismen kann nur sinnvoll erfasst werden, wenn bekannt ist, welche Eingabeparameter für das jeweilige Modell verwendet werden. Hierfür wurde eine Matrix verwendet, die diesen Zusammenhang beschreibt (Anlage C). Daraus ist direkt ersichtlich, dass einige Versagensmechanismen nur wenige Eingabeparameter benötigen, während andere Eingabeparameter sehr häufig verwendet werden.



Abb. 45: Eingliederung der Sensitivitätsanalyse zwischen deterministischem und probabilistischem Ansatz

## 5.2.2.3 Methodisches Vorgehen

Die Eingangsparameter wurden in drei Schritten der Sensitivitätsanalyse variiert (Abb. 46).



Abb. 46: Überblick und Durchführung der Sensitivitätsanalyse

Im ersten Schritt (SA 1) wurden alle Versagensmechanismen für den jeweiligen Seedeich einbezogen und jeweils ein Eingabeparameter variiert, während alle anderen Parameter auf ihren Standardwert gesetzt wurden. Die Anzahl der Variationen der Parameter ist dabei zunächst variabel, so dass kleine Bandbreiten der Eingangsparameter mit wenigen Schritten und große Bandbreiten mit entsprechend großen Schritten überbrückt wurden. Die daraus entstehende Anzahl der berechneten Kombinationen entsprach der Summe aller Variationen der Parameter (wenn also ca. 70 Parameter<sup>11)</sup> in 10 Schritten variiert wurden, entsprach das einer Gesamtzahl von 700 Rechenläufen). Ziel dieses Schrittes ist daher, mit der möglichst minimalen Anzahl von Rechenläufen ein erstes Ergebnis zur Bedeutung der Versagensmechanismen untereinander zu erhalten. Dies wird erreicht, indem hinterher analysiert wird, wie häufig die jeweiligen Versagensmechanismen das Ergebnis "Versagen" bzw. "kein Versagen" haben. Des Weiteren dient dieser Schritt der Sensitivitätsanalyse der Kontrolle der verwendeten Rechenmodelle.

Im zweiten Schritt (SA 2 in Abb. 46) wird jeweils ein Eingabeparameter eines Versagensmechanismus variiert. Dafür wird gleichzeitig die Anzahl der Variationen dieser Parameter deutlich erhöht und für alle Parameter auf gleiche Werte gesetzt. Das hat den Nachteil einer erhöhten Anzahl von berechneten Kombinationen, allerdings wird den einzelnen Parametern durch die gleiche Anzahl der Variationen eine gleiche Bedeutung zugeordnet. Dies ist für eine spätere Auswertung der berechneten Ergebnisse relevant. Die Anzahl der Rechenläufe bleibt in der gleichen Größenordnung, weil zwar die Anzahl der Variationen auf ca. 100 steigt, dafür aber die Anzahl der jeweils untersuchten Versagensmechanismen auf ca. 6-7 gesunken ist. Ziel dieses Schrittes ist es, mit einer optimierten Anzahl von Eingabeparametern unter gleichen Eingabebedingungen die relative Bedeutung der Parameter für jeden Versagensmechanismus zu erhalten.

Im dritten Schritt (SA 3 in Abb. 46) werden alle Eingabeparameter eines Versagensmechanismus untereinander kombiniert, d.h. die Standardparameter werden hier nicht mehr verwendet, sondern es werden alle Parameter untereinander zwischen ihren Minima und Maxima miteinander kombiniert. Dies erzeugt eine sehr hohe Zahl von Rechenläufen und ist daher nur für einen Versagensmechanismus und auch nur für eine sehr geringe Zahl von Variationen der Eingabeparameter sinnvoll. Die Anzahl der Berechnungen liegt bei 7 Eingabeparameter mit jeweils 4 Variationen schon bei  $4^7$  (= 16384), steigt also vor allem auch mit zunehmender Anzahl von Eingabeparametern für die Versagensmechanismen deutlich an. Ziel dieses Schrittes ist die Untersuchung der Versagensmechanismen unabhängig von den Standardwerten, dieser Schritt ist daher gleichbedeutend mit einer Ausweitung der Sensitivitätsanalyse von einzelnen Beispielen auf allgemeine Seedeiche.

Der vierte Schritt (SA 4 in Abb. 46) würde eine Kombination aller Versagensmechanismen und aller Eingabeparameter bedeuten. Dies würde eine nicht mehr berechenbare Anzahl von Kombinationen ergeben, die bei nur drei Variationen für jeden Parameter und ca. 70 Parametern eine Gesamtzahl von  $3^{70}$  (= 2,5 · 10<sup>33</sup>) ergibt. Die Anzahl der Versagensmechanismen sind dabei unerheblich, weil davon ausgegangen wird, dass in jedem Rechenlauf alle Mechanismen berechnet und ausgewertet werden. Auf diesen Schritt muss also aus praktischen Gründen verzichtet werden.

<sup>&</sup>lt;sup>11)</sup> nicht alle Eingangsparameter werden hierbei variiert, da einige Parameter konstant gesetzt wurden und eventuell erst bei einer späteren Variation berücksichtigt werden

## 5.2.2.4 Ergebnisse

Der erste Schritt der Sensitivitätsanalyse SA 1 mit der Variation eines Parameters für die jeweiligen Versagensmechanismen hat die folgenden Ergebnisse erzielt:

- das Testen der Parametergrenzen führt zu Berechnungen der Versagensmechanismen mit unterschiedlichsten Parameterkombinationen, so dass die hierdurch auftretenden Sonderfälle durch entsprechende Abfragen im Programm berücksichtigt werden konnten, die verwendeten Rechenmodelle konnten hierdurch eingehend geprüft werden;
- die Bedeutung der Versagensmechanismen für den jeweils untersuchten Deich ist aus den Ergebnissen ersichtlich, dabei hat sich gezeigt, dass unter der Voraussetzung einer ausreichend langen Sturmflutdauer vor allem die Mechanismen zur Beschreibung der Erosion der Außenböschung sehr häufig zum Versagen führen (in über 90% der Fälle);
- die Ergebnisse sind wesentlich von den für den Deich vorhandenen bzw. gewählten Standardwerten abhängig, so dass Aussagen über die Variation der Parameter nur für den jeweils untersuchten Deich gelten;
- ein Einfluss der Parameter auf die Versagensmechanismen kann hierdurch nur sehr eingeschränkt erfolgen, eine Erweiterung muss im nächsten Schritt der Sensitivitätsanalyse erfolgen.

Die Erweiterung zu Schritt 2 der Sensitivitätsanalyse hat Ergebnisse hinsichtlich der Bedeutung der einzelnen Parameter auf jeweils einen Versagensmechanismen gebracht. Abbildung 47 zeigt den Einfluss der wesentlich beteiligten Parameter am Versagensmechanismus "Wellenüberlauf".



Abb. 47: Ergebnisse der Sensitivitätsanalyse der Eingangsparameter für Wellenüberlauf (die Standardparameter als Grundlage der Sensitivitätsanalyse sind in Anlage F angegeben)

Die Ergebnisse zeigen, dass die Neigung des Deiches mo und mb, die Kronenhöhe  $h_k$  und die Wellenparameter  $H_s$  und  $T_p$  die wesentlichen Einflussfaktoren sind. Damit stellt dieser Schritt

der Sensitivitätsanalyse einen wesentlichen Schritt zum Verständnis des Einflusses der einzelnen Eingabeparameter auf die Versagensmechanismen dar. Die gleiche Anzahl von Parametervariationen, die hierfür durchgeführt wurde, erlaubt eine vorsichtige Quantifizierung der Ergebnisse, auch wenn diese immer noch von den untersuchten Deichprofilen abhängig sind.

Im Schritt 3 der Sensitivitätsanalyse sollte daher die Erweiterung auf beliebige Deichprofile und die Ermittlung des gesamten Fehlerbaumes (vgl. Kap. 7) erfolgen. Dabei hat sich herausgestellt, dass:

- die Gesamthäufigkeit des Versagens der einzelnen Versagensmechanismen ermittelt werden kann;
- eine Reduktion der untersuchten Versagensmechanismen und damit auch der Eingabeparameter möglich ist
- die Variation der Eingabeparameter unter Umständen nicht ausreicht, um eine hohe Genauigkeit bei der Berechnung zu erzielen.

Wegen des hohen Rechenaufwandes und der unzureichenden Variation der Eingabeparameter ist dieser letzte Schritt der Sensitivitätsanalyse nur sinnvoll, wenn probabilistische Methoden nicht angewendet werden können.

Insgesamt hat die Sensitivitätsanalyse vor allem gezeigt, dass

- der Einfluss der Eingabeparameter auf die Berechnung des Versagensmechanismus gezeigt werden kann;
- die Abhängigkeit des Gesamtversagens des Bauwerks von den einzelnen Versagensmechanismen abgeleitet werden kann;
- die Zuverlässigkeit der Rechenmodelle deutlich erhöht werden konnte;
- Verbesserungen der Modelle notwendig waren und eingebaut werden konnten;
- interne Abhängigkeiten der Parameter erfasst und Modelle hierfür gefunden werden konnten (vor allem Abhängigkeiten der Seegangsparameter);
- erste Hinweise zum Einfluss der Unsicherheiten der Eingabeparameter auf das Ergebnis des Versagensmechanismus erzielt werden konnten;
- einzelne Versagensmechanismen und damit verbundene Eingabeparameter aus dem Gesamtfehlerbaum entfernt werden können.

Im Folgenden müssen auf dieser Grundlage nun die Unsicherheiten der Eingabeparameter erfasst und die probabilistische Berechnung vorbereitet werden.

## 5.2.3 Unsicherheiten der Eingangsparameter für Seedeiche

Abschnitt 2.5.4 hat zusammenfassend gezeigt, dass die Unsicherheiten der benötigten Eingabeparameter für die Modelle bisher im Schrifttum nicht analysiert worden ist, sondern allenfalls abgeschätzt wurden. Alle Beispiele des Schrifttums gehen in der Regel von Mittelwert und Standardabweichung eines Parameters mit unterschiedlichen statistischen Verteilungen aus. Eine Begründung für die Wahl der Parameter und ihrer Verteilung wird in der Regel nicht gegeben. Hierfür sind insbesondere die folgenden Gründe anzuführen:

- es liegen keine ausreichenden Datenmengen für die Bestimmung der Unsicherheiten vor;
- die räumliche und zeitliche Veränderung der Parameter ist besonders hoch;

• die Parameter können nicht pauschal bestimmt werden, sondern sind von der Lage des untersuchten Bauwerks abhängig

In der Regel werden daher die Datenmengen nicht ausreichen, um die Unsicherheiten der Eingangsparameter zu ermitteln. Daher müssen diese zunächst geschätzt werden und der Einfluss ihrer Größe (Standardabweichung des Parameters) und ihrer Art (Verteilungstyp) auf die Versagenswahrscheinlichkeit des jeweiligen Mechanismus untersucht werden. Erst dadurch wird die Bedeutung der Parameter und ihrer Unsicherheiten ausreichend geklärt und Schlussfolgerungen für das weitere Vorgehen können gezogen werden. In Anlage D sind alle im Schrifttum verfügbaren Informationen hinsichtlich der Unsicherheiten der Eingangsparameter zusammengestellt worden. Die Anlage enthält auch einen Überblick über die für den 1. Beispieldeich verwendeten Parameterunsicherheiten mit einer kurzen Begründung der Auswahl dieser Werte. Eine Variation dieser Unsicherheiten und die hieraus abgeleiteten Schlussfolgerungen werden in Abschnitt 7.4 untersucht.

## 5.3 Modellunsicherheiten

Im vorliegenden Abschnitt soll kurz auf die Modellunsicherheiten und die verwendeten Methoden zu ihrer Erfassung eingegangen werden. Hierfür wird das Konzept des Modellfaktors in Abschnitt 5.3.1 erläutert und in Abschnitt 5.3.2 eingehend diskutiert. In Abschnitt 5.3.3 werden Methoden vorgestellt, mit denen aus bestehenden Datensätzen die Modellunsicherheiten ermittelt werden können. Ein Beispiel wird zur Illustration aufgezeigt. In Abschnitt 5.3.4 werden abschließend die im Weiteren verwendeten Modellfaktoren zusammengestellt und kurz diskutiert.

## 5.3.1 Modellfaktor und Auftragung der Daten

Modellunsicherheiten können prinzipiell mit einem Modellfaktor erfasst werden, dem eine statistische Verteilung zugeordnet werden kann. Dieser Modellfaktor kann unterschiedlich auf das Modell (d.h. die zur Verfügung stehende Gleichung) angewendet werden. Eine erste Möglichkeit ist die Multiplikation der Gleichung mit diesem Faktor (**multiplikativer Ansatz**), was dazu führt, dass die Abweichungen des Modells mit größer werdenden Eingangswerten ebenfalls steigen. Modellunsicherheiten nach dem multiplikativen Ansatz können mit Hilfe des folgenden Modellfaktors erfasst werden:

$$\mathbf{y}_{\mathrm{m}} = \mathbf{f}(\mathbf{x}_{\mathrm{m}}) \cdot \mathbf{M}_{\mathrm{z},1} \tag{135}$$

Darin kann die gemessene Größe  $y_m$  als Funktion  $f(x_m)$  der gemessenen Eingangsgrößen  $x_m$ , multipliziert mit dem Faktor  $M_{z,1}$ , dargestellt werden. Der Faktor  $M_{z,1}$  beschreibt die Abweichung der gemessenen Werte von  $y_m$  und ist damit ein Maß für die Unsicherheit des Ansatzes, sein Mittelwert sollte bei 1,0 liegen. Er kann am besten dargestellt werden, wenn der Quotient aus  $y_m$  und  $f(x_m)$  gebildet wird (siehe Bild oben rechts in Abbildung 44).

Die zweite Möglichkeit zur Beschreibung eines Modellfaktors ist "additiv". Dabei wird davon ausgegangen, dass alle gemessenen Daten unabhängig von der Größe der Eingangswerte von den durch das Modell vorhergesagten Ergebnissen abweichen. Die Beschreibung dieses **additiven Ansatzes** erfolgt durch die folgende Beziehung:

$$y_{m} = f(x_{m}) + M_{z,2}$$
 (136)

Darin ist  $M_{z,2}$  der Fehler, der für eine exakte Übereinstimmung der gemessenen Daten mit dem Modell notwendig wäre. Sein Mittelwert sollte bei 0,0 liegen. Äquivalent zu der Darstellung der multiplikativen Modellunsicherheit ist hier eine Darstellung der Differenz von y<sub>m</sub> und f(x<sub>m</sub>), so dass die Schwankung von  $M_{z,2}$  um diese Differenz direkt abgelesen werden kann (siehe Bild rechts in der Mitte in Abbildung 44).

Eine Kombination beider Verfahren (**Kombinationsansatz**) ist möglich, wenn gemessene Werte gegen Vorhersagen durch das Modell (berechnete Werte) aufgetragen werden (siehe Bild rechts unten in Abbildung 44). Diese Darstellung erlaubt eine Regressionsanalyse dieses Zusammenhangs, aus der mit Hilfe von Standardanalyse-Software die entsprechenden Unsicherheiten direkt entnommen werden können. Dabei ist durch die Erstellung einer Regressionsgeraden sowohl ein Achsenabschnitt zu berechnen (Fehler  $M_{z,2}$ ) als auch eine Steigung r der Geraden (Fehler  $M_{z,1}$ ), die nahe bei 1,0 liegen sollte. Hierauf wird im Weiteren noch detailliert eingegangen.

Damit können vier verschiedene Typen von Auftragungen unterschieden werden:

- Typ 1: Auftragung im "physikalischen Raum" zur Erkennung der Abhängigkeiten physikalischer Parameter
- Typ 2a: relativer Vergleich zwischen gemessenen Daten und Modell in Form eines Quotienten (multiplikativer Ansatz) zur Erkennung von multiplikativen Abweichungen der Daten vom Modell
- Typ 2b: relativer Vergleich zwischen gemessenen Daten und Modell in Form einer Differenz (additiver Ansatz) zur Erkennung von additiven Abweichungen der Daten vom Modell
- Typ 3: Soll-Ist-Vergleich der gemessenen Daten und des Modells zur Erkennung kombinierter Abweichungen der Daten vom Modell (Kombinationsansatz)

## 5.3.2 Vor- und Nachteile verschiedener Auftragung der Daten

Eine pauschale Aussage über die Art des Fehlers bei einem untersuchten Modell kann erst nach eingehender Analyse unter Berücksichtigung der physikalischen Abhängigkeiten der Parameter erfolgen. Daher ist eine Auftragung der Daten in den vier oben dargestellten Arten sinnvoll. Die Vor- und Nachteile dieser Auftragungen sind in Abbildung 48 zusammengestellt.

Aus Abbildung 48 ist zu erkennen, dass eine Auftragung vom Typ 1 vor allem dann sinnvoll ist, wenn physikalische Abhängigkeiten erkannt werden sollen. Modellunsicherheiten in dieser Form der Darstellung sind jedoch nicht direkt ablesbar. Demgegenüber ist im Typ 2 aus Abbildung 48 in der Form einer relativen Auftragung der Modellfaktor gegenüber einer physikalischen Kenngröße dargestellt. Hieraus ist sofort eine Abweichung der gemessenen Daten vom jeweiligen Modell "ablesbar", während physikalische Zusammenhänge nicht mehr oder nur sehr schwierig erkannt werden können. Die Darstellung kann genauso zur Überprüfung der additiven Abweichung der Daten von dem Vorhersagemodell verwendet werden. Liegt bei einem multiplikativen Ansatz der Mittelwert aller  $y_m/f(x_m)$ -Werte oberhalb von 1,0, so unterschätzt das Modell die Messungen und muss angepasst werden. Eine vergleichbare Aussage gilt ebenso für den additiven Ansatz. Im multiplikativen Ansatz birgt die Auftragung die Gefahr, dass je nach Gültigkeitsbereich der Funktion durch sehr kleine Werte geteilt wird. Damit sind die relativen Werte sehr groß und weichen mitunter stark von Eins ab, was zu einer Verzerrung der statistischen Aussage der Unsicherheit führt.



Abb. 48: Vor- und Nachteile der unterschiedlichen Auftragung von Daten zur Bestimmung der Modellunsicherheit

Typ 3 aus Abbildung 48 erlaubt eine direkte Regressionsanalyse der Daten mit Hilfe von Standard-Analyseprogrammen, die direkt statistische Parameter zur Erfassung der Unsicherheiten berechnen können. Insofern ist eine schnelle und einfache Darstellung von Modellunsicherheiten leicht möglich. Die Grundlagen zu ihrer Ermittlung werden im nächsten Schritt behandelt.

## 5.3.3 Methoden zur Beschreibung der Modellunsicherheiten

Die Beschreibung der Modellunsicherheiten ist sehr stark von den Daten selbst und der Art der Darstellung abhängig und sollte daher in zwei Schritten untersucht werden:

• Ermittlung der physikalischen Zusammenhänge zwischen Eingangsparametern und dem Modell durch Darstellung nach Typ 1 (vgl. Abb. 48). Hierbei ist es sinnvoll, die Standardabweichung  $\sigma_f$  der Daten von den Funktionswerten wie folgt anzugeben:

$$\sigma_{f} = \sqrt{\frac{1}{N-1} \sum_{i=1}^{N} (y_{m,i} - f(x_{m,i}))^{2}}$$
(137)

Der Variationskoeffizient  $\sigma_f$  ist hierfür nicht geeignet, weil die Bezugsgröße nicht eindeutig ist: falls die Funktionswerte  $f(x_{m,i})$  selbst herangezogen werden, ergibt sich aus der Definition von  $\sigma_f$  ein für jeden Punkt des Modells unterschiedlicher Variationskoeffizient, falls der Mittelwert der Daten  $y_{m,i}$  herangezogen wird, ergibt sich eine eventuell nicht ausreichend aussagekräftige Bezugsgröße, da die Messdaten mitunter über mehrere Größenordnungen schwanken können (z.B. Wellenüberlaufdaten).

 Die Ermittlung der Standardabweichung aus Typ 1 als Maß der Unsicherheit des Modells ist aber alleine nicht ausreichend für eine weitergehende probabilistische Untersuchung. Der Einfachheit halber ist davon auszugehen, dass sich die Daten alle in Form einer Typ 3-Darstellung auftragen lassen, bei der die Regressionsgerade durch Null verläuft. Ist Letzteres nicht der Fall, ist das Modell entsprechend zu korrigieren. Idealerweise liegen dann alle Datenpunkte auf einer im 45°-Winkel geneigten Geraden. Mit Hilfe eines linearen Regressionsansatzes ist diese Annahme zu prüfen. Hierfür sollte unter Annahme einer allgemeinen Regressionsgeraden

$$\hat{\mathbf{y}} = \mathbf{a} + \mathbf{r} \cdot \hat{\mathbf{x}} \tag{138}$$

zunächst die Steigung r der Geraden und der Achsenabschnitt a berechnet werden. Ausgehend von der Überlegung, dass das Modell gut an die Daten angepasst wurde, sollte der Achsenabschnitt a Null sein. Die Steigung r der Geraden entspricht dem Modellfaktor  $M_{z,1}$ . Als Maß für die Unsicherheit des Modellfaktors, mit dem die Daten um diese Funktion streuen, kann dann die Rest-Standardabweichung  $\sigma_{\epsilon}$  wie folgt berechnet werden:

$$\sigma_{\varepsilon} = \sqrt{\frac{1}{N-2} \sum_{i=1}^{N} (y_{mi} - \hat{y})^{2}}$$
(139)

Darin bezeichnen  $y_{mi}$  die gemessenen Datenpunkte und  $\hat{y}$  ist der entsprechende Punkt der zuvor ermittelten Regressionsgerade. Die Steigung der Geraden kann mit  $\mu_{\epsilon}$  angegeben werden und ist dann ein Maß für die systematische Abweichung des Modells von den Daten.

Mit diesen Angaben stehen für die verschiedenen Typen der Modellfaktoren einfache Ansätze zur Verfügung, die Daten- und Modellunsicherheiten zu beschreiben. Sie gehen für die Modellunsicherheiten in der Regel von einem multiplikativen oder additiven Modellfaktor aus, der durch einen Mittelwert und eine Standardabweichung zu beschreiben ist.

#### 5.3.4 Unsicherheiten der Grenzzustandsgleichung für Seedeiche

Modellunsicherheiten für die beschriebenen Grenzzustandsgleichungen für Seedeiche sind im Schrifttum bisher nicht oder nur in Ausnahmefällen zu finden (vgl. Abschnitt 2.5). Voortman (2002b) hat das oben beschriebene Verfahren auf Modellunsicherheiten für die Beschreibung des Wellenüberlaufs nach Van der Meer & Janssen (1995) angewendet und eine Standardabweichung des multiplikativen Faktors von 0,13 ermittelt. Nach dem gleichen Ansatz erhält Hussaarts (1999) eine Standardabweichung von 0,17 für Deckwerke. Schüttrumpf (2001) gibt einen Variationskoeffizient  $\sigma' = 0,20$  für die mittleren Wellenauflaufgeschwindigkeiten an, wobei die Bezugsgröße der jeweilige Funktionswert ist. Eine Überprüfung und Reanalyse der Daten für das letzte Beispiel ergab eine Standardabweichung des multiplikativen Faktors von 21%. Abbildung 49 zeigt beispielhaft die Ermittlung der Modellfaktoren für die "Geschwindigkeit Außenböschung". Hierfür werden die Daten zunächst so dargestellt, dass gemessene und berechnete relative Geschwindigkeiten gegeneinander aufgetragen werden (Typ 3). Hieraus ist eine Abweichung der Datenpunkte zu erkennen (Schüttrumpf, 2001). Für eine weitere Verwendung in Form eines Modellfaktors muss jedoch geklärt werden, in welcher Form die Daten von der Vorhersage abweichen, hierfür erfolgte eine Auftragung als relative Abweichung über die relative Wellenauflaufgeschwindigkeit. Dabei sind die Daten für die multiplikative Darstellung wegen der besseren Vergleichbarkeit so angeglichen worden, dass sie um Null herum schwanken, so dass Typ 2a und 2b zusammen dargestellt werden können.

Abbildung 49b) zeigt, dass die Abweichung der Daten einen multiplikativen Charakter (vgl. Gl. (135)) haben, die Abweichung liegt hierfür bei 21%. Unter der Annahme eines additiven Charakters der Abweichungen (Gl. (136)) wird eine Standardabweichung von 127% ermittelt, die Daten streuen sehr stark um den Mittelwert. Für Modellfaktoren anderer Versagensmechanismen ist unter Umständen ein umgekehrtes Verhalten zu beobachten. Diese wesentliche Zuordnung lässt sich aus der Darstellung in Abbildung 49a) so nicht ablesen.

Für alle weiteren Modelle sind bisher keine Unsicherheiten abgeleitet worden bzw. keine ausreichenden Datenmengen verfügbar. Daher müssen hier zunächst sinnvolle Annahmen getroffen werden, deren Bedeutung auf die jeweilige Versagenswahrscheinlichkeit im Rahmen einer Sensitivitätsanalyse untersucht wird. Danach kann der weitere Untersuchungsbedarf für eine genauere Bestimmung der Unsicherheiten abgeleitet werden. Tabelle 8 fasst die verwendeten Modellfaktoren für alle Grenzzustandsgleichungen zusammen.

Dabei wird bei unbekannten Modellunsicherheiten in der Regel von einer Standardabweichung von 0,20 ausgegangen, größere Unsicherheiten werden dabei zu größeren Versagenswahrscheinlichkeiten führen. Bei noch deutlich größeren Standardabweichungen muss das jeweilige Modell überprüft werden, da derartige Abweichungen ein Indiz für eine unzureichende Beschreibung des Grenzzustandes darstellen würde.

Wegen der mangelhaften Kenntnis der Modellunsicherheiten wurde nur ein Modellfaktor verwendet, der je nach der eingeschätzten größeren Unsicherheit bei der Beschreibung der Grenzzustandsgleichung auf der Widerstandsseite (R) oder der Belastungsseite (S) angesetzt wurde, die Details sind in Tabelle 8 zusammengestellt.

Um den Einfluss der Modellunsicherheiten auf die Gesamt-Versagenswahrscheinlichkeit erfassen zu können, wurden alle Unsicherheiten aus Tabelle 8 variiert (Variationskoeffizienten zwischen 0% und 30%) und ihr Einfluss auf die Gesamt-Versagenswahrscheinlichkeit untersucht. Die Ergebnisse dieser Variation und die daraus abgeleiteten Schlussfolgerungen werden in Abschnitt 7.2 diskutiert.



a) berechnete Auflaufgeschwindigkeit als Funktion der gemessenen Auflaufgeschwindigkeit

b) Relative Abweichung der Messergebnisse von der Berechnung



Abb. 49: Auftragung der relativen Wellenauflaufgeschwindigkeit auf der Außenböschung des Deiches zur Bestimmung des Modellfaktors

140. 8				
Nr.	Modell	Тур	Bemerkungen	Wert
1	Überströmen	multiplikativ	für Bestimmung der zul. Überstauhöhe (R)	0,13
2	Wellenüberlauf	multiplikativ	für Bestimmung max. zulässiger Freibord (S)	0,13
3	Deichbruch	multiplikativ	Zeit für Deichbruch (R), Sturmflutdauer (S) durch Datenunsicherheit	0,20
4	Gleiten	multiplikativ	für Reibungswiderstand (R), Belastung durch hydrostatische Belastung ohne Modellfaktor	0,20
5	Stabilität Deckwerk	multiplikativ	für Bestimmung des notwendigen Steindurch- messers (S)	0,17
6	Druckschlag	multiplikativ	für Gesamtverfahren (R + S)	0,20
7	Auftrieb Deckwerk	multiplikativ	für Gesamtverfahren (R + S)	0,20
8	Geschw. Außenböschung	multiplikativ	für Geschw. Außenböschung (S), zulässige Geschwindigkeit ohne Modellfaktor	0,21
9	Graserosion Außenb.	multiplikativ	Zeit für Erosion Außenböschung (R), Sturm- flutdauer (S) durch Datenunsicherheit	0,20
10	Kleierosion Außenb.	multiplikativ	Zeit für Erosion Außenböschung (R), Sturm- flutdauer (S) durch Datenunsicherheit	0,20
11	Erosion Deichkern außen	multiplikativ	Zeit für Erosion Außenböschung (R), Sturm- flutdauer (S) durch Datenunsicherheit	0,20
12	Böschungsbruch außen	multiplikativ	für Gesamtverfahren (R + S)	0,20
13	Geschw. Überströmen	multiplikativ	für Geschw. Binnenböschung (S), zulässige Geschwindigkeit ohne Modellfaktor	0,23
14	Geschw. Wellenüberlauf	multiplikativ	für Geschw. Binnenböschung (S), zulässige Geschwindigkeit ohne Modellfaktor	0,23
15	Graserosion Binnenb.	multiplikativ	Zeit für Graserosion Binnenböschung (R), Sturmflutdauer (S) durch Datenunsicherheit	0,20
16	Kleierosion Binnenb.	multiplikativ	Zeit für Kleierosion Binnenböschung (R), Sturmflutdauer (S) durch Datenunsicherheit	0,20
17	Infiltration	multiplikativ	Zeit für Infiltration (R), Sturmflutdauer (S) durch Datenunsicherheit	0,20
18	Kappensturz	multiplikativ	für Gesamtverfahren (R + S)	0,20
19	Durchsickerung	multiplikativ	Zeit für Durchsickerung (R)	0,20
20	Auftrieb Klei Binnenb.	multiplikativ	für Gesamtverfahren (R + S)	0,20
21	Gleiten Klei Binnenb.	multiplikativ	für Gesamtverfahren (R + S)	0,20
22	Böschungsbruch Binnenb.	multiplikativ	für Gesamtverfahren (R + S)	0,20
23	Erosion Deich Binnenb.	multiplikativ	Zeit für Erosion des Kerns der Binnenbö- schung (R), Sturmflutdauer (S) durch Datenun- sicherheit	0,20
24	Piping	multiplikativ	für kritische Wasserspiegeldifferenz (R), vorh. Differenz (S) ohne Modellfaktor	0,20
25	Kontakterosion	multiplikativ	für Widerstandsseite (R), Variation der Belastung durch Datenunsicherheit erfasst	0,20

Tab. 8: Übersicht über die verwendeten Modellunsicherheiten

(R) = Widerstandsseite; (S) = Belastungsseite
### 5.4 Zusammenfassung

Die in diesem Kapitel dargestellten Verfahren zur Bestimmung der Unsicherheiten bei Eingangsparametern und Modellen sind einfache Möglichkeiten zur Bestimmung von Unsicherheiten. Die zur Zeit noch fehlenden Angaben zu diesen Unsicherheiten lassen eine derartige Anwendung jedoch nur in Ausnahmefällen zu, in der Regel werden bis heute Mittelwerte und Standardabweichungen zur Abschätzung einer Normalverteilung ausreichen müssen. Abbildung 50 fasst die resultierende Vorgehensweise bei der Erfassung von Unsicherheiten zusammen.



Abb. 50: Zusammenfassung der Bestimmung von Daten- und Modellunsicherheiten

Zur Abschätzung der Bedeutung der Unsicherheiten der Parameter wurde vor der probabilistischen Berechnung eine Sensitivitätsanalyse der Parameter durchgeführt. Die Sensitivitätsanalyse hat gezeigt, dass die Bedeutung der Eingabeparameter auf die jeweiligen Versagensmechanismen und die Bedeutung der einzelnen Modelle auf die Gesamt-Versagenswahrscheinlichkeit näherungsweise ermittelt werden kann. Dabei kann jedoch immer nur fallspezifisch vorgegangen werden, eine pauschale Aussage ist wegen der zu hohen Kombinationsanzahl nicht möglich. Sensitivitätsanalysen bieten daher eine gute Möglichkeit zur Überprüfung der verwendeten Modelle und der Abschätzung der Bedeutung der Eingabeparameter, sofern probabilistische Verfahren nicht zur Verfügung stehen.

Die im Weiteren verwendeten Unsicherheiten für Eingabeparameter und Modelle werden vorgestellt und eine Abschätzung ihres Einflusses wird diskutiert. Hierfür wird nach der Diskussion der verwendeten Rechenverfahren in den Kapiteln 6 und 7 der jeweilige Einfluss rechnerisch ermittelt und diskutiert. Im Folgenden sollen zuerst die Verfahren zur Ermittlung der Versagenswahrscheinlichkeit vorgestellt und diskutiert werden.

E 34 942 Lit.

# 6 – Level II/III Analyse der Versagensmechanismen



### 6 Level II/III Analyse der Versagensmechanismen

In diesem Kapitel werden die Grenzzustandsgleichungen aus den Kapiteln 2 und 4 mit den Unsicherheiten aus Kapitel 5 verknüpft und die Versagenswahrscheinlichkeit für jeden Versagensmechanismus ermittelt. Die Grundlagen hierfür sind bereits in Abschnitt 2.6.2 diskutiert worden. Dabei werden verschiedene Verfahren aus Level II (FORM, SORM) bzw. Level III (Monte-Carlo-Simulation, numerische Integration) herangezogen und deren Anwendbarkeit wird mit der zur Verfügung stehenden Software geprüft (Abschnitt 6.1). Zunächst wird anhand von einfachen Beispielen die Plausibilität der Verfahren und Ergebnisse untersucht (Abschnitt 6.2). Im nächsten Schritt wird ein Vergleich mit im Schrifttum angegebenen Fallbeispielen durchgeführt, um auch die korrekte Ermittlung der Versagenswahrscheinlichkeit komplexerer Grenzzustandsgleichungen überprüfen zu können (Abschnitt 6.3). In Abschnitt 6.4 werden anschließend die Wahrscheinlichkeiten aller Versagensformen ermittelt, die in Kapitel 4 formuliert wurden. Hierbei wird insbesondere die Komplexität der Grenzzustandsgleichungen und ihr Einfluss auf die benötigten Berechnungsverfahren eingehender untersucht. In Abschnitt 6.5 wird dann die Bedeutung der Unsicherheiten der Eingangsparameter und ihr Einfluss auf das Ergebnis der Versagenswahrscheinlichkeit diskutiert. Abschließend werden die Ergebnisse dieses Kapitels zusammengefasst.

## 6.1 Verfahren zur Berechnung der Versagenswahrscheinlichkeiten und verwendete Software

Die grundlegenden Beziehungen zur Ermittlung der Versagenswahrscheinlichkeit für eine Grenzzustandsgleichung sind bereits in Abschnitt 2.6.2 beschrieben worden. Abbildung 35 und 36 geben dabei den prinzipiellen Verlauf der Berechnung auf Level II und Level III an. Alle Ergebnisse werden dabei als Versagenswahrscheinlichkeit/Jahr dargestellt. Die wichtigsten Berechnungsverfahren sind in Tabelle 9 zusammengestellt.

Wegen der teilweise komplexen Grenzzustandsgleichungen, die in den Kapiteln 2 und 4 formuliert wurden, ist eine Berechnung auf Grundlage einfacher Level II-Analysen nur in wenigen Fällen möglich. Da im Allgemeinen die Anzahl der Eingabeparameter für jeden der Versagensmechanismen recht hoch ist, scheiden auch numerische Methoden zur Berechnung der Versagenswahrscheinlichkeit aus. Ausgehend von der Übersicht in Tabelle 9 wird die Berechnung daher im Wesentlichen auf die FORM-Methode und die Monte-Carlo-Simulation gestützt. In einigen Fällen wird auch die SORM-Methode eingesetzt, um eventuelle Unterschiede zwischen den Verfahren aufzuzeigen. Hierauf wird im Abschnitt 6.2 noch näher eingegangen. Die Ergebnisse des selbst programmierten Software-Codes mussten zunächst mit denen des kommerziell erworbenen Strurel-Codes verglichen werden, um die richtige Programmierung sicherzustellen. Nachdem dies an allen Versagensmechanismen nachvollzogen wurde, wird im Folgenden nur noch auf die selbst programmierte Software zurückgegriffen, da diese die gleichzeitige Berechnung aller Versagensmechanismen erlaubt und daher insgesamt schneller ist.

¥7	Lev	el II	Leve	el III
Verfahren	FORM / FOSM	SORM	numerisch	MCS
Name	Same         first order reliability method / first order second moment method         second ord lity m		z.B. Riemann Integration	Monte-Carlo- Simulation
beschrieben in	Überblick z.B. in Oum	eraci et al. (2001), hier	auch Verweise auf weite	erführendes Schrifttum
Merkmale	vereinfachte (lineare) Berechnung der Versagenswahr- scheinlichkeit im Bemessungspunkt	vereinfachte (2. Ord- nung) Berechnung der Versagenswahr- scheinlichkeit im Bemessungspunkt	numerische Lösung des Konvolutionsin- tegrals	Berechnung durch zufallsgesteuerte Umsetzung in unterschiedliche Realisationen der Eingabeparameter
Vorteile	schnelle und einfache Methode; Sensitivität der Parameter ablesbar	schnelle und einfache Methode; Sensitivität der Parameter ablesbar	Näherung nur durch numerische Integrati- on	auch auf komplexe Grenzzustandsglei- chungen anwendbar
Nachteile	nicht auf komplexe Grenzzustandsglei- chungen anwendbar, häufig Probleme bei der Iteration des Bemessungspunkts, unterschätzt u.U. die Versagenswahr- scheinlichkeit (vgl. Abschnitt 6.2)	nicht auf komplexe Grenzzustandsglei- chungen anwendbar, häufig Probleme bei der Iteration des Bemessungspunkts, verwendet FORM als ersten Berechnungs- schritt	Rechenzeit wächst rasch mit der Anzahl der Variablen und der Anzahl der Rechen- schritte für jede Variable, Genauigkeit von der Anzahl der Rechenschritte abhängig	für ausreichende Genauigkeit zeitauf- wändige Berechnung notwendig

Tab. 9:	Übersicht d	der w	vichtigsten	Verfahren	zur	Ermittlung	der	Versagenswahrscheinlichkeit	(vgl.	Ab-
	schnitt 2.6.2	2)								

Zur Berechnung der Grenzzustandsgleichungen und der Ermittlung der Versagenswahrscheinlichkeiten ist unterschiedliche Software auf dem Markt erhältlich, von denen die wichtigsten in Van Gelder (1997) diskutiert wird. Demnach ist das hier eingesetzte Strurel-Programmpaket führend auf dem Markt und vor allem im Bereich des konstruktiven Ingenieurwesens vielfach verwendet worden. Die Grenzzustandsgleichungen werden hierbei in Form eines Fortran-Quellcodes zur Verfügung gestellt, der dann compiliert und mit dem eigentlichen Programm zusammen ausgeführt wird. Daher war eine Übersetzung der Grenzzustandsgleichungen in Fortran notwendig. Zusätzlich wurde ein Testprogramm geschrieben, mit dessen Hilfe eine deterministische Berechnung des Versagensmechanismus durchgeführt werden konnte, so dass die fehlerfreie Programmierung zwischen Fortran, Visual Basic (für MS Excel) und der eigenen Programmierung (in Pascal) kontrolliert werden konnte. Eine derartige oder vergleichbare Kontrolle hat sich als zwingend notwendig herausgestellt, da bei der Umsetzung der Grenzzustandsgleichung in den Quellcode Fehler generiert werden, die erst durch solche Kontrollen bemerkt werden. In Abhängigkeit vom jeweiligen Zweck der Berechnung wird daher für die Bearbeitung unterschiedliche Software eingesetzt. Tabelle 10 gibt einen Überblick über diese Software mit den jeweiligen Vor- und Nachteilen.

Software	MS Excel	Strurel	eig. FORM-Code	eigener MCS-Code
Merkmale	mit VBA Routinen erweitert, verwendet für deterministische und Fehlerbaum- Berechnung	Software-Paket der Firma RCP, Mün- chen, benötigt Codierung der Grenz- zustandsgleichung in Fortran-Code, beinhaltet FORM, SORM und MCS	einfache FORM- Berechnung, keine Konvertierung in den u-Space	einfache Monte- Carlo-Codierung
Vorteile	schnelle, anschauli- che Darstellung und Fehlerbaumberech- nung	professionelle Software, beinhaltet komplexe Program- mierung	mehrere Versagens- mechanismen gleichzeitig bere- chenbar	mehrere Versagens- mechanismen gleichzeitig bere- chenbar, Kontrolle durch Histogramm
Nachteile	keine probabilistische Berechnung möglich	nur einzelne Versa- gensmechanismen berechenbar, hoher Eingabeaufwand; Unstimmigkeiten bei komplexen Versa- gensmechanismen	nur einfache Berech- nung, keine Korrela- tion von Parametern	zeitaufwändige Berechnung

Tab. 10: Übersicht der verwendeten Software in Abhängigkeit von Zweck und Komplexität der Berechnung

Wenn nicht anders angegeben, wird im Weiteren die selbst programmierte Monte-Carlo-Simulation verwendet. Eine gute Überprüfungsmöglichkeit der Ergebnisse ergibt sich aus der Histogramm-Darstellung der z-Funktion, die die Häufigkeit der Versagensfunktion darstellt. In Abbildung 51 ist das Histogramm der Grenzzustandsgleichung des Versagensmechanismus "Geschwindigkeit Außenböschung" dargestellt<sup>12)</sup>. Auf der x-Achse wird dabei die Größe z (hier in m/s für die Geschwindigkeit) dargestellt, der Nullpunkt (d.h. der Übergang zwischen Versagen und Nicht-Versagen) ist zusammen mit dem deterministischen Ergebnis der z-Funktion bei Verwendung aller Mittelwerte der Eingangsparameter (hier: 3,529 m/s) angegeben. Die Fußzeile gibt die Anzahl der Berechnungen n und der Versagensfälle n<sub>fai</sub> sowie die Versagenswahrscheinlichkeit Pf/Jahr an. Der Wert "CoV" entspricht dem Variationskoeffizient des Ergebnisses und ist abhängig von der Versagenswahrscheinlichkeit und der Anzahl der Fälle n<sub>fai</sub>, in denen Versagen eintritt. Der Wert "t" gibt die Rechenzeit in Minuten und Sekunden an. Die Werte in der Box oben rechts geben den Mittelwert (mean), die Standardabweichung (sdev) und die Schiefe der z-Funktion an sowie den Zuverlässigkeitsindex (beta), der als Quotient aus Mittelwert und Standardabweichung berechnet wurde.

Im Folgenden soll anhand einfacher Beispiele die Verwendbarkeit der Software geprüft werden.

<sup>&</sup>lt;sup>12)</sup> Das Histogramm ist eine Kopie des Bildschirmausdrucks der eigenen MCS-Codierung und daher stark vereinfacht und in geringer Auflösung dargestellt.



Abb. 51: Einfaches Histogramm der Versagensfunktion z für den Versagensmechanismus "Geschwindigkeit Außenböschung" aus der selbst programmierten MC-Simulation

### 6.2 Überprüfung der Software anhand einfacher Beispiele

Um die Zuverlässigkeit der Software und die korrekte Programmierung zu prüfen, wurde zunächst für ein einfaches Beispiel (Versagensmechanismus "Kontakterosion") eine Level II-Analyse (FORM) "per Hand" berechnet und mit der Software verglichen. Die Ergebnisse sind in Tabelle 11 zusammengestellt.

Kontakterosion $z = R - S = 4 \cdot Mz \cdot D_{f,85} - D_{c,15}$ Variablen $D_{f,85} \rightarrow \mu = 0,098; \sigma = 0,04312$ (Normalverteilung) $D_{c,15} \rightarrow \mu = 0,20; \sigma = 0,05$ (Normalverteilung) $Mz \rightarrow \mu = 1,00; \sigma = 0,10$ (Normalverteilung)									
Vanfahman	Level 0	Lev	vel II	Lev	el III				
verlahren	deterministisch	FORM	SORM	numerisch	MCS				
per "Hand"	z = 0,192	$P_{\rm f} = 0,144$	-	-	-				
MS-Excel	z = 0,192	-	-	-	-				
Strurel	-	$P_{\rm f} = 0,128$	$P_{\rm f} = 0,131$	-	$P_{f} = 0,130$				
eigener Code	z = 0,192	$P_{\rm f} = 0,144$	-	-	$P_{\rm f} = 0,147$				

Tab. 11: Vergleich verschiedener Berechnungsverfahren für Versagensmechanismus "Kontakterosion"

Tabelle 11 zeigt, dass selbst für dieses einfache Beispiel Abweichungen in der berechneten Versagenswahrscheinlichkeit von bis zu 10% eintreten können (dabei wird die "Handrechnung" nach FORM als exakt angesetzt). Die Abweichungen sind durch die in den Lösungsalgorithmen eingebauten Näherungen erklärbar (vgl. Abschnitt 2.6.2) und können nur bei der Monte-Carlo-Simulation durch eine höhere Anzahl Rechenschritte verbessert werden. Die Größenordnung der Verbesserungen des SORM-Verfahrens gegenüber FORM (2%) ist typisch für die hier untersuchten Versagenswahrscheinlichkeit und liegt immer etwas höher als die Ergebnisse nach FORM. Die MC-Simulationen liefern in der Regel ebenfalls Ergebnisse, die um 2-5% größer sind als die FORM-Ergebnisse. Das Programmpaket Strurel wurde auch verwendet, um MC-Simulationen mit "adaptive sampling" Verbesserungen durchzuführen. Die Ergebnisse haben hier jedoch gezeigt, dass bei einigen komplexen Grenzzustandsgleichungen erhebliche Unterschiede zur einfachen MC-Simulation auftraten, so dass "adaptive sampling" Verbesserungen hier nicht weiter verwendet werden.

Für die MC-Simulation lässt sich ein Variationskoeffizient (Gl. (73)) ermitteln. Die Berechnungen und der Vergleich unterschiedlicher Variationskoeffizienten haben ergeben, dass ein Variationskoeffizient kleiner als 5% in der Regel ausreichend genaue Ergebnisse ergibt. Diese Grenze wurde daher als wesentliches Abbruchkriterium der Berechnung eingebaut. Bei der FORM-Analyse wird so lange iteriert, bis aufeinander folgende Ergebnisse nicht mehr als 0,1% voneinander abweichen. Weitere Vergleiche mit dem Schrifttum im folgenden Abschnitt müssen zeigen, ob diese Abweichungen bestätigt werden können.

### 6.3 Vergleich mit Analysen aus dem Schrifttum

eigener FORM-Code

eigener MCS-Code

Im Schrifttum finden sich relativ wenige im Detail nachvollziehbare Beispiele für eine Berechnung von Versagenswahrscheinlichkeiten für Seedeiche (vgl. Abschnitt 2.6.2.2). Einige einfache Beispiele sollen jedoch hier aufgeführt und die Ergebnisse untereinander verglichen und diskutiert werden (Tab. 12).

Schrifttum (Angaben des Variationskoeffizienten für MC-Simulationen in Klammern)									
Deckwerk Überströmen Piping									
Autor(en)	Hussaarts et al. (1999)	CUR (1990)	Cooke et al. (1997)						
Versagenswahrscheinlichkeit	5,0.10-3	1,1.10 <sup>-2</sup>	1,3.10-6						

 $1,0.10^{-2}$ 

 $2.3.10^{-2}(3.6\%)$ 

 $3,7.10^{-6}$ 

18.0.10<sup>-6</sup> (5,0%)

 $0, 4.10^{-3}$ 

 $4, 4.10^{-3} (5, 0\%)$ 

Tab. 12: Übersicht der Berechnungsergebnisse mit unterschiedlichen Verfahren für einfache Beispiele aus dem

Die Berechnungen sind nicht immer direkt vergleichbar mit den im Schrifttum ermittelten Ergebnissen, da mitunter einige Angaben im Schrifttum unvollständig sind (z.B. keine Angaben zur Art der Berechnung nach FORM oder MCS, fehlende Angaben zu verwendeten statistischen Verteilungen). Der Vergleich zeigt jedoch, dass die Ergebnisse in der gleichen Größenordnung liegen. Die Berechnung hat gezeigt, dass bei MC-Simulationen auch die Angabe des Variationskoeffizienten (CoV) wichtig ist. Bei zu großen CoV (d.h. nicht ausreichender Anzahl von Simulationen) können die Ergebnisse noch sehr stark schwanken. Auch die Variation der verwendeten Unsicherheiten und der statistischen Verteilungen ist notwendig, um den Einfluss der Abschätzung der Unsicherheiten überprüfen zu können. Dies wird in Abschnitt 6.5 noch eingehender untersucht. Ausgehend von dieser Überprüfung erfolgt im nächsten Schritt die Berechnung der Versagenswahrscheinlichkeiten für jede der untersuchten Versagensformen.

### 6.4 Ermittlung der Versagenswahrscheinlichkeit für sämtliche Grenzzustandsgleichungen

Für alle in den Kapiteln 2 und 4 zusammengestellten Versagensmechanismen müssen nun die Versagenswahrscheinlichkeiten ermittelt werden. Hierfür wird in der Regel die MC-Simulation verwendet, da sie vor allem bei komplexeren Grenzzustandsgleichungen zuverlässigere Ergebnisse liefert. Dabei wurden alle Berechnungen so lange durchgeführt, bis der Variationskoeffizient kleiner oder gleich 5,0% betrug. In Tabelle 13 sind die Ergebnisse für den virtuellen Beispieldeich (vgl. Kap. 3) und seine Variationen zusammengestellt.

 Tab. 13:
 Übersicht der Versagenswahrscheinlichkeit für sämtliche Grenzzustandsgleichungen nach den Abschnitten 2.4 und 4.1für den virtuellen Beispieldeich und die vorgestellten Variationen (vgl. Kapitel 3) mit Hilfe der MC-Simulation

Nr.	Versagensmechanismus	Virt. Deich	"alter" Deich	veränd. Wsp.	Anmerkungen
1	Überströmen	2,9.10-7	4,0.10-5	2,9.10-7	für $q_{zul} = 30 l/sm$
2	Wellenüberlauf	4,5.10-8	1,7.10 <sup>-2</sup>	4,3.10-5	für $q_{zul} = 30 l/sm$
3	Deichbruch	1,3.10-3	1,2.10 <sup>-3</sup>	1,2.10-3	
4	Gleiten	0,0	$1,4.10^{-4}$	$1,2.10^{-4}$	
5	Stabilität Deckwerk	1,3.10-1	2,1.10-1	$1,7.10^{-1}$	
6	Druckschlag	8,0.10-5	1,2.10-4	9,9.10-5	
7	Auftrieb Deckwerk	7,1.10 <sup>-3</sup>	3,1.10 <sup>-2</sup>	6,2.10 <sup>-3</sup>	
8	Geschw. Außenböschung	7,5.10 <sup>-1</sup>	7,2.10 <sup>-1</sup>	4,7.10 <sup>-1</sup>	
9	Graserosion Außenböschung	9,95·10 <sup>-1</sup>	9,95·10 <sup>-1</sup>	9,95·10 <sup>-1</sup>	
10	Kleierosion Außenböschung	5,7.10-1	5,7.10 <sup>-1</sup>	5,7.10-1	
11	Erosion Deichkern außen	1,4.10 <sup>-2</sup>	1,4.10 <sup>-2</sup>	1,4.10 <sup>-2</sup>	
12	Böschungsbruch außen	0,0(*)	1,8.10-3	0,0	
13	Geschw. Überströmen	0,0	3,3.10-5	0,0	
14	Geschw. Wellenüberlauf	0,0	$2,2.10^{-1}$	7,7.10 <sup>-5</sup>	
15	Graserosion Binnenböschung	0,0	0,0	3,7.10 <sup>-1</sup>	
16	Kleierosion Binnenböschung	0,0	0,0	4,0.10 <sup>-2</sup>	
17	Infiltration	0,0	0,0	0,0	
18	Kappensturz	0,0	0,0	0,0	
19	Durchsickerung	4,6.10-4	1,6.10-4	4,6.10 <sup>-4</sup>	gerechnet ohne Kleiabdeckung
20	Auftrieb Klei Binnenböschung	0,0	0,0	0,0	
21	Gleiten Klei Binnenböschung	0,0	0,0	0,0	
22	Böschungsbruch Binnenböschung	0,0	0,0	0,0	
23	Erosion Deich Binnenböschung	1,4.10-3	5,0.10-4	1,4.10 <sup>-4</sup>	
24	Piping	4,6.10-6	4,6.10-6	4,6.10-6	
25	Kontakterosion	1,6.10 <sup>-1</sup>	1,6.10 <sup>-1</sup>	1,6.10-1	

<sup>(\*)</sup> Anmerkung: Versagenswahrscheinlichkeiten kleiner als  $P_f = 1.10^{-10}$  werden als 0,0 dargestellt.

Wie schon während der deterministischen Sensitivitätsanalyse festgestellt, zeigen die Versagensmechanismen, die die Erosion auf der Außen- und Binnenböschung beschreiben, eine besonders hohe Versagenswahrscheinlichkeit. Auch andere zeitabhängigen Versagensmechanismen (z.B. Deichbruch) weisen hohe Versagenswahrscheinlichkeiten auf.

Auf der anderen Seite sind die Versagenswahrscheinlichkeiten für Wellenüberlauf und Überströmen für  $q_{zul} = 30$  l/sm immer vernachlässigbar klein (mit Ausnahme des "alten" Deiches, in dem dieser Lastfall bewusst erzeugt wurde). Diese Wahrscheinlichkeiten werden nur verwendet, um große Wassermengen infolge Wellenüberlauf (direktes "Versagen") auszuschließen. Wellenüberlauf als Ursache für Schäden am Deichkörper sind als Randbedingungen für andere Versagensmechanismen enthalten (kritische Geschwindigkeit und Erosion Binnenböschung, Infiltration).

Das Gleiten des Deiches ist immer mit einer Versagenswahrscheinlichkeit von  $P_f = 0,0$ angegeben. Dies bestätigt die deterministische Sensitivitätsanalyse, die für keine realistische Kombination von Eingangsparametern zum Versagen des Deiches infolge Gleiten geführt hat. Ein derartiger Versagensmechanismus kann daher für weitere Berechnungen ausgeschlossen werden.

Die Durchströmung des Deiches liefert Ergebnisse in der Größenordnung von 10<sup>-4</sup> bis 10<sup>-5</sup>. Sie geht von der Annahme aus, dass die Kleischicht auf der Außenböschung bereits beschädigt ist und somit die Durchströmung des Deiches von Beginn der Sturmflut sofort startet. Eine intakte Kleiabdeckung führt immer zu Ergebnissen mit einer Versagenswahrscheinlichkeit von kleiner als 10<sup>-10</sup>.

Druckschläge auf der Außenböschung des Deiches sind wiederholt beobachtet worden und haben bereits zu schweren Folgeschäden geführt. Nach den Ergebnissen der Beispielrechnungen sind sie jedoch sehr unwahrscheinlich. Das liegt vor allem daran, dass das Modell nur aus theoretischen Überlegungen abgeleitet wurde und die wirklichen Verhältnisse daher möglicherweise nicht richtig beschreibt. Hier bleiben Untersuchungen abzuwarten (s. z.B. Wolters & Müller, 2001; Bollaert & Schleiss, 2001), die zur Zeit in verschiedenen Bereichen angestrengt werden und erst mittelfristig zu genaueren Erkenntnissen führen werden.

Die Versagenswahrscheinlichkeiten für alle Grenzzustandsgleichungen auf der Binnenböschung des Deiches sind für heutige Deiche sehr gering, sie liegen in der Regel unter  $10^{-10}$ . Sie sind direkt abhängig von der Wahrscheinlichkeit des Wellenüberlaufs, da die hydrodynamischen Randbedingungen wie Geschwindigkeit und Schichtdicke des überlaufenden Wassers erst auftreten können, wenn überhaupt Wellenüberlauf auftritt. Für alle Beispiele ist die Wahrscheinlichkeit hierfür aber gering, sie liegt in der Größenordnung von  $10^{-3}$  (gerechnet mit einer zulässigen Überlaufrate  $q_{zul} = 0,1 l/(s \cdot m)$ ).

Kontakterosion ist ein Versagensmechanismus, der nur von zwei Parametern und dem Modellfaktor abhängt (vgl. Abschnitt 6.2). Für alle Beispielrechnungen wurden die gleichen Eingabeparameter gewählt, so dass identische Versagenswahrscheinlichkeiten zu erwarten sind. Das in der Grenzzustandsgleichung enthaltene Filterkriterium ist im vorliegenden Fall schnell erfüllt, auch wenn deterministisch betrachtet kein Versagen eintritt. Hierbei sind zwei zusätzliche Bedingungen zu beachten: (i) es muss eine Durchströmung des Deiches vorliegen und (ii) es muss eine Grenzschicht zwischen den betrachteten Bodenarten (in diesem Fall Sand und Klei) vorliegen. Auf die erste Bedingung wird bei der Betrachtung des Fehlerbaumes näher eingegangen (Kap. 7), die zweite Bedingung wird zunächst vorausgesetzt, um zu prüfen, ob es überhaupt zu einem Versagen infolge Kontakterosion kommen kann. Wenn dieses aus der Analyse des Fehlerbaumes nicht eintritt, dann braucht auch dieses Kriterium nicht weiter untersucht zu werden.

### 6.5 Unsicherheiten der Eingangsparameter und Modelle

Die Ergebnisse der berechneten Versagenswahrscheinlichkeit für jede Grenzzustandsgleichung (Abschnitt 6.4) sind neben den verwendeten Mittelwerten der Eingangsparameter von den folgenden Größen abhängig:

- der verwendeten Beschreibung der Grenzzustandsgleichung;
- der Größe der Unsicherheiten, die den Eingangsparametern und dem Modellfaktor zugeordnet wird;
- der Art der statistischen Verteilung der Eingangsparameter und des Modellfaktors;
- dem Analyseverfahren zur Berechnung der Versagenswahrscheinlichkeit (Level II/III)

Die letzte Größe ist bereits im vorangegangenen Abschnitt diskutiert worden. Die verwendeten Grenzzustandsgleichungen sind bereits in den Kapiteln 2 und 4 eingehend diskutiert worden, alle anderen Größen wurden anhand der Angaben im Schrifttum geschätzt und müssen im Detail hier noch weiter untersucht werden. Hierbei soll zunächst eine Sensitivitätsanalyse der Unsicherheiten erfolgen. Ziel dieser Untersuchung ist die Feststellung, wie stark das Gesamtergebnis von den Unsicherheiten, der statistischen Verteilung und dem Modellfaktor abhängig ist. Bei geringfügigen Abweichungen sind keine genaueren Untersuchungen notwendig, stellen sich aber bei einigen Grenzzustandsgleichungen wesentliche Unterschiede heraus, so können diese Ergebnisse als Hinweise gewertet werden, welche Fälle noch eingehender untersucht werden müssen. Hier sollen daher zunächst die Unsicherheiten der Modellfaktoren untersucht werden.

### 6.5.1 Modelle

Die Modellfaktoren beschreiben die Qualität der Vorhersage des verwendeten Modells im Vergleich zu Messungen und Beobachtungen (vgl. Abschnitt 5.3). Für die meisten der hier verwendeten Modelle liegen derartige Vergleiche jedoch nicht vor, es ist daher zwingend erforderlich, eine Aussage zu treffen, wie wichtig die Bedeutung des Modellfaktors für die einzelnen Versagensmechanismen ist.

In der bisherigen Berechnung ist die Unsicherheit der Modelle mit 20% abgeschätzt worden. Dieser Wert ist eher zu hoch abgeschätzt worden, um auf der "sicheren Seite" liegende Ergebnisse zu erzielen (höhere Unsicherheiten erzeugen höhere Versagenswahrscheinlichkeiten). Im Folgenden wurden diese Unsicherheiten zwischen 0% und 30% variiert, um einen Einfluss der Modellunsicherheiten abschätzen zu können. Abbildung 52 gibt einen Überblick über diese Berechnungen für den virtuellen Beispieldeich. Dargestellt sind alle Versagensmechanismen auf der x-Achse und die jeweiligen Versagenswahrscheinlichkeiten auf der y-Achse. Dabei sind jeweils vier Säulen zu erkennen, die die unterschiedlichen Unsicherheiten der Modellfaktoren von 0% bis 30% angeben.



Abb. 52: Einfluss der Größe des Modellfaktors auf einzelne Versagensmechanismen für den Beispieldeich

Mit abnehmender Unsicherheit des Modellfaktors muss die Versagenswahrscheinlichkeit kleiner werden oder gleich bleiben, d.h. dass die Säulen von links nach rechts kleiner werden oder die gleiche Höhe behalten. Die Grafik zeigt, dass sich die meisten Versagenswahrscheinlichkeiten kaum verändern, wenn die Modellfaktoren verändert werden. Evtl. leichte Anstiege in der Höhe der Säulen sind durch Variationen in den Berechnungen bedingt. Die folgenden Versagensmechanismen zeigen stärkere Veränderungen in den jeweiligen Versagenswahrscheinlichkeiten:

- Wellenüberlauf: die Versagenswahrscheinlichkeit reagiert deutlich auf die Variation des Modellfaktors. Dieses Verhalten ist zu erwarten, da es sich bei der Grenzzustandsgleichung um eine logarithmische Funktion handelt, die durch den Modellfaktor verstärkt wird. Auf der anderen Seite liegen für diese Versagensmechanismen Daten vor, so dass der Modellfaktor auf Werte um 20% festgelegt werden kann (vgl. Abschnitt 5.3.4). Die Versagenswahrscheinlichkeit ist also trotz der Schwankungen bei der Variation des Modellfaktors gut einzugrenzen.
- Gleiten des Deiches: das Gleiten des Deiches wird sehr viel wahrscheinlicher bei steigender Unsicherheit der Modellunsicherheit. Hierbei ist jedoch zu bedenken, dass kein empirisches Modell das Gleiten des Deiches beschreibt, sondern das Kräftegleichgewicht des Deiches. Die hierfür verwendeten Parameter mögen zwar unsicher sein, das Modell ist jedoch eigentlich deterministisch, d.h. mit keiner Unsicherheit versehen. Dafür ergeben sich die zuvor berechneten Wahrscheinlichkeiten, die kleiner als 10<sup>-10</sup> sind.
- Piping: weitere deutliche Unterschiede (bis zu 6 Größenordnungen) in den Versagenswahrscheinlichkeiten bei unterschiedlichen Modellunsicherheiten ergeben sich für den Versagensmechanismus Piping. Für Piping sind mitunter große Modellunsicherheiten angegeben worden (M<sub>z</sub> = 0,334 in CUR, 1990), so dass hier eine große Bandbreite der Ergebnisse möglich ist (je nach "Wahl" der Modellunsicherheit). Das bedeutet, dass

(i) in jedem Fall die verwendete Unsicherheit bei einer probabilistischen Berechnung angegeben werden muss, um das Ergebnis richtig beurteilen zu können; (ii) die Vorhersage von Piping trotz einer Vielzahl von Untersuchungen immer noch sehr unzuverlässig ist; und (iii) ähnliche Überlegungen für Piping angestellt werden müssen wie auch schon für die Kontakterosion in Abschnitt 6.4, d.h. dass die Bedingungen für das Auftreten des Pipings mit einbezogen werden müssen.

Alle anderen Versagensmechanismen zeigen kaum Veränderungen der Versagenswahrscheinlichkeit, wenn die Modellunsicherheit variiert wird. Dieses an sich überraschende Ergebnis bedeutet, dass die Qualität eines Modells mit den oben genannten Ausnahmen nicht entscheidend ist für die Ermittlung der Versagenswahrscheinlichkeit. Daher sollte zwar die Modellunsicherheit bestimmt werden (vgl. Abschnitt 5.3), der Aufwand zur Optimierung der Modellunsicherheiten kann jedoch minimal bleiben. Im Folgenden muss nun untersucht werden, wie die einzelnen Eingangsparameter auf die Versagenswahrscheinlichkeit der Mechanismen wirken.

### 6.5.2 Eingangsparameter

Die hier untersuchten Versagensmechanismen berechnen sich mit Hilfe unterschiedlich vieler Eingabeparameter, die von Grenzzustandsgleichung zu Grenzzustandsgleichung stark variieren können. Es ist daher sinnvoll, für die nachfolgende Untersuchung des Einflusses der Eingangsparameter auf die Versagenswahrscheinlichkeit die wichtigsten Parameter herauszusuchen und nur diese genauer zu analysieren.

Für die Berechnung der Bedeutung der Eingangsparameter auf die jeweilige Versagenswahrscheinlichkeit bietet die FORM-Analyse die während der jeweiligen Berechnung der Versagenswahrscheinlichkeit hergeleiteten Sensitivitätsfaktoren  $\alpha_i$ , mit denen eine derartige Aussage direkt getroffen werden kann. Sie geben die Gewichtung des jeweiligen Eingabeparameters für die Versagenswahrscheinlichkeit an und entsprechen daher der Bedeutung dieses Parameters. Für die anstehende Analyse können also die größten Sensitivitätsfaktoren ausgelesen und nur die entsprechenden Parameter weiter untersucht werden.

Eine Berechnung dieser Sensitivitätsfaktoren ist für MC-Simulationen bisher nicht durchgeführt worden. Die durch die FORM-Analyse ermittelten Sensitivitätsfaktoren nehmen eine Gewichtung der Parameter *im Bemessungspunkt* vor. Prinzipiell ist daher die Ermittlung der Sensitivitäten bei einer MC-Simulation nicht möglich, da der Bemessungspunkt hierfür nicht ermittelt wird. Es müssen also zunächst Überlegungen angestellt werden, wie dieser Punkt trotzdem zu ermitteln oder abzuschätzen ist.

Der Bemessungspunkt ist der Punkt, der am dichtesten an der Grenze zwischen "Versagen" und "keinem Versagen" liegt. In einer FORM-Analyse wird dieser Punkt iterativ bestimmt, in einer MC-Simulation ist dieser Punkt dann festzulegen, wenn Realisierungen aller Parameter gefunden werden, für die die z-Funktion möglichst nahe an Null herankommt. Bei der hohen Anzahl der benötigten Berechnungen während einer einfachen MC-Simulation ist es sehr wahrscheinlich, dass ein derartiger Punkt gefunden wird. Falls dies nicht der Fall ist, wird der Punkt gewählt, dessen Absolutbetrag am kleinsten ist, also am wenigsten von Null abweicht. Für diesen "Bemessungspunkt" kann nun die gleiche Berechnung durchgeführt werden wie für die FORM-Analyse auch, so dass auch für die MC-Simulation Sensitivitätsfaktoren vorliegen. Eine Überprüfung dieses Verfahrens mit Hilfe der FORM-Analyse für verschiedene Versagensmechanismen ergab nur geringfügige Abweichungen der Ergebnisse, so dass das Verfahren auch für Mechanismen angewendet wurde, bei denen eine FORM-Berechnung nicht mehr möglich ist. Tabelle 14 zeigt einige Berechnungsbeispiele dieses Vergleichs für ausgewählte Versagensmechanismen.

Parameter	h <sub>w</sub>		T <sub>p</sub>		ts		Mz	
Versagensmech.	FORM	MCS	FORM	MCS	FORM	MCS	FORM	MCS
Stabilität Deckwerk	-0,171	-0,176	-0,149	-0,159			-0,288	-0,339
Geschwindigkeit außen			-0,318	-0,240	-0,168	-0,125	-0,629	-0,693
Erosion Gras außen	-0,608	-0,551			-0,494	-0,698	0,341	0,276
Piping	-0,090	-0,089						

Tab. 14: Übersicht der Vergleichsberechnung von Sensitivitätsfaktoren  $\alpha$  für FORM und MC-Analysen

Ausgehend von diesen Überlegungen wurden nun die jeweils wichtigsten Eingangsparameter der Versagensmechanismen variiert und ihr Einfluss auf die Versagenswahrscheinlichkeit festgestellt. In Abbildung 53 sind die Versagensmechanismen dargestellt, bei denen sich überhaupt Veränderungen durch die Variation der Eingangsparameter ergeben. Dabei ist zu beachten, dass Versagensmechanismen, deren Versagenswahrscheinlichkeit P<sub>f</sub> kleiner als  $10^{-10}$  berechnet wurde, überhaupt nicht berücksichtigt wurden. Die Versagenswahrscheinlichkeit ist dabei für jedes Diagramm auf der y-Achse dargestellt, auf der x-Achse sind die jeweiligen Eingangsparameter aufgetragen, für jeden Parameter wurden drei Säulen dargestellt, die den Berechnungen für eine Unsicherheit von 50%, 100% und 150% des Standardwertes entsprechen. Die Standardwerte für den virtuellen Beispieldeich sind der Anlage D zu entnehmen.







Deichbruch



Abb. 53: Übersicht der Variationen der Parameterunsicherheiten und ihre Auswirkung auf ausgewählte Versagensmechanismen für den virtuellen Beispieldeich

Die Abbildung zeigt, dass auch für die Variationen der Parameterunsicherheiten nur in wenigen Fällen deutliche Unterschiede der gesamten Versagenswahrscheinlichkeit für die Grenzzustandsgleichung ermittelt werden. Die wesentlichen Unterschiede entstehen durch Variation von:

- Wasserstand h<sub>w</sub>: die variierten Unsicherheiten zeigen Einfluss auf den Wellenüberlauf (6 Größenordnungen) und das Verhalten beim Deichbruch (2 Größenordnungen), während er bei der Deckwerksstabilität und Druckschlägen vernachlässigt werden kann. Der Wasserstand ist vor allem wegen des Überlaufs einer der wesentlichen Eingangsparameter, dessen Unsicherheit möglichst genau bestimmt werden sollte. Die deterministische Sensitivitätsanalyse hat bereits auf die Bedeutung dieses Eingangsparameters hingewiesen.
- Wellenperiode T<sub>p</sub>: beeinflusst wird hier wiederum der Wellenüberlauf (2 Größenordnungen) und der Deichbruch (2 Größenordnungen). Auch die Wellenperiode bzw. die Wellensteilheit ist zusammen mit der jeweiligen Unsicherheit bzw. Verteilung möglichst genau zu bestimmen.
- Wellenhöhe H<sub>s</sub>: überraschenderweise hat die Unsicherheit der Wellenhöhe H<sub>s</sub> keinen signifikanten Einfluss auf die Versagenswahrscheinlichkeiten der Mechanismen. Im Vergleich zur Wellenperiode T<sub>p</sub> lässt sich daraus ableiten, dass die Bedeutung der genauen Bestimmung der Wellenperiode am Bauwerksfuß bisher unterschätzt wurde;
- Dichte der Deckwerkssteine ps: der Parameter wirkt nur auf einen Versagensmechanismus (Stabilität des Deckwerks), die Abschätzung der Unsicherheit bewirkt dort aber die deutlichsten Veränderungen (etwas mehr als eine Größenordnung);
- deutliche Veränderungen ergeben sich unter anderem auch durch Parameter, die nur auf einen Versagensmechanismus Einfluss haben, wie z.B. die Parameter l<sub>k</sub>, k<sub>t</sub> und d<sub>fr</sub> beim Mechanismus Druckschlag.

Die Variation der Unsicherheit zeigt also, dass vor allem der Wasserstand und die Wellenparameter entscheidenden Einfluss auf die Versagenswahrscheinlichkeit des jeweiligen Versagensmechanismus haben kann. Sie wirken dabei auch auf mehrere Versagensmechanismen, aber es sind nicht alle Versagensmechanismen betroffen, in denen diese Eingangsparameter auch vorkommen. Tabelle 15 zeigt einen Überblick der Größenordnungsdifferenzen, die eine Variation der Unsicherheiten der jeweiligen Eingangsparameter für den Beispieldeich bewirken kann.

	h <sub>w</sub> [m]	T <sub>p</sub> [s]	H <sub>s</sub> [m]	rrfr [-]	rhos [t/m <sup>3</sup> ]	d <sub>fr</sub> [m]	kt [m]
Wellenüberlauf	5,9	2,1	0,0	1,2	-	-	-
Deichbruch	2,0	1,2	0,0	0,0	-	-	-
Klifferosion	0,7	-	-	-	-	-	-
Stabilität Deckwerk	-	-	-	-	0,8	-	-
Auftrieb Deckwerk	-	-	-	-	7,5	-	-
Druckschlag	-	_	-	-	-	1,3	1,2

 Tab. 15:
 Übersicht der Größenordnungsdifferenzen bei Variation der Unsicherheiten der Eingangsparameter für ausgewählte Versagensmechanismen des virtuellen Beispieldeichs

Alle nicht in der Tabelle aufgeführten Versagensmechanismen zeigen keine oder nur vernachlässigbare (weniger als eine Größenordnung) Auswirkungen der Parameterunsicherheiten. Vor allem die Seegangsparameter sollten daher untersucht und ihre Unsicherheiten oder Verteilungen zusammen mit den jeweiligen Bemessungswerten angegeben werden. Einen relativ deutlichen Einfluss zeigt neben dem Wasserstand vor allem die Wellenperiode (bzw. Wellensteilheit). Diese Erkenntnis ist besonders vor dem Hintergrund der Bedeutung der Naturspektren (im Vergleich zu den theoretischen Spektren) auf die hydrodynamischen Randbedingungen des Deiches wichtig. Hierauf wird im Weiteren noch eingegangen werden. Zunächst soll der Einfluss des Verteilungstyps der Eingangsparameter näher untersucht werden.

### 6.5.3 Statistischer Verteilungstyp

In der Regel sind die Typen der statistischen Verteilungen aller Eingangsparameter unbekannt. In verschiedenen Hinweisen im Schriftum finden sich unterschiedliche Angaben zu Verteilungstypen einzelner Parameter, aber entweder sind diese Verteilungen nur lokal für die jeweilige Anwendung gültig oder sie wurde geschätzt. Detaillierte Angaben, wie der Verteilungstyp an eventuell bestehende Daten angepasst wurde, fehlen vollständig.

Die übliche Vorgehensweise ist daher, aus Mittelwert und Standardabweichung unter Annahme einer Normalverteilung die Verteilungsparameter zu berechnen. Diese Annahme ist aufgrund der fehlenden Informationen zunächst die einfachste, muss aber anhand einer Variation des Verteilungstyps geprüft werden. Hierfür wurden für die wichtigsten der hier verwendeten Eingangsparameter (die Auswahl erfolgte entsprechend den in Abschnitt 6.5.2 dargestellten Vorgehen) neben der Normal-Verteilung auch eine Log-Normal und eine Weibull-Verteilung, also zwei Extremwertverteilungen angesetzt. Abbildung 54 zeigt einen Vergleich von vier Verteilungsfunktionen mit gleichem Mittelwert (2,50) und gleicher Standardabweichung (0,20).



Abb. 54: Darstellung von Normal-, Log-Normal- und zweiparametriger Weibull-Verteilung für gleichen Mittelwert und Standardabweichung eines beliebigen Parameters x

Die Grafik zeigt, dass die Unterschiede nicht besonders groß sind, insbesondere die Normalund die Log-Normal-Verteilung sind sehr ähnlich. Unterscheidungen finden sich vor allem im Bereich kleiner Wahrscheinlichkeiten am linken "Schwanz" der Verteilungen. Hier werden Differenzen auftreten, die sich möglicherweise auf die Versagenswahrscheinlichkeit des betrachteten Versagensmechanismus auswirken. Dies muss im Folgenden noch geprüft werden. Auf das Testen weiterer Verteilungen wurde hier verzichtet, da die Schätzung des Verteilungstyps der Parameter in der Regel nur zwischen ein oder zwei Verteilungen erfolgen sollte. Die Verwendung anderer Verteilungen als der Normalverteilung sollte daher nur auf der Grundlage von Daten erfolgen bzw. mit dem Hintergrund von im Schrifttum angegebenen Analysen.

Abbildung 55 zeigt den Vergleich der statistischen Verteilungstypen für ausgewählte Versagensmechanismen und Eingangsparameter. Dabei sind für jeden Versagensmechanismus auf der x-Achse die wichtigsten Eingangsparameter aufgetragen und auf der y-Achse wurden die Ergebnisse der probabilistischen Berechnungen, also die Versagenswahrscheinlichkeit eingezeichnet.



Abb. 55: Übersicht der Variationen der Parameterverteilungen und ihre Auswirkung auf ausgewählte Versagensmechanismen für den Beispieldeich (alle weiteren Versagensmechanismen bleiben unverändert)

Grundsätzlich verändern sich durch die Auswahl unterschiedlicher statistischer Verteilungstypen nur einige Versagenswahrscheinlichkeiten, die meisten bleiben jedoch unverändert. Diese Veränderung ist im Wesentlichen abhängig von der Bedeutung des Parameters für die jeweilige Grenzzustandsgleichung. Dies ist insbesondere bei den Versagensmechanismen Wellenüberlauf und Deichbruch gut zu erkennen. Die Eingangsparameter sind von links nach rechts in der Größe ihres Einflusses sortiert. Daher sind die größten Variationen auf der linken Seite der Grafik bzw. nach dem Vorzeichenwechsel des Parameters zu erwarten<sup>13)</sup>. Gleichzeitig bleiben die Einflüsse der Eingangsparameter durch die Wahl einer anderen Verteilung als der Normalverteilung entweder gleich oder werden kleiner. Das bedeutet, dass die Verwendung der Normalverteilung nicht zu Abschätzungen führen kann, die zu kleine Versagenswahrscheinlichkeiten vorhersagen. Wenn also bei besserer oder grundlegend neuer Kenntnis der vorhandenen Daten eine andere Verteilung gewählt werden muss, so führt das in der Regel zu kleineren Versagenswahrscheinlichkeiten, die Wahl der Normalverteilung liegt also auf der "sicheren Seite".

### 6.6 Zusammenfassung und Bewertung

Im vorliegenden Kapitel sind die Versagenswahrscheinlichkeiten der einzelnen Mechanismen, die zum Deichversagen beitragen, ermittelt worden. Hierfür wurden zunächst die Grundlagen der Berechnung der Wahrscheinlichkeiten kurz diskutiert und die verfügbare Software mit ihren Vor- und Nachteilen diskutiert. Wegen der besseren Handhabung und Vergleichbarkeit der selbst entwickelten Software wird im Weiteren diese Software auf Grundlage einer FORM-Analyse bzw. einer Monte-Carlo-Simulation bei komplexeren Grenzzustandsgleichungen vorgeschlagen. Letztere ist genauer, die Rechenzeiten sind jedoch bedeutend höher als bei der einfachen FORM-Analyse. Dabei bleibt festzuhalten, dass eine gute, anwenderfreundliche Software bisher nicht zur Verfügung steht.

Die Software wurde im Folgenden getestet, wobei zunächst einfache Beispiele nachvollzogen wurden, die auch mit einer Handrechnung überprüfbar waren. Darauf aufbauend wurden Fallbeispiele aus dem Schrifttum verglichen, so dass sicher gestellt wurde, dass die Software richtig rechnet.

Im Anschluss konnten nun die Versagenswahrscheinlichkeiten aller Versagensmechanismen berechnet und in Tabelle 13 für alle Beispielrechnungen zusammen gestellt werden. Dabei wurden einige der vorläufigen Ergebnisse der deterministischen Sensitivitätsanalyse bestätigt, unter anderem, dass

- die Versagenswahrscheinlichkeiten der Erosionsmechanismen auf der Außenböschung sehr hoch sind;
- die Versagensmechanismen "direkter Wellenüberlauf" und "Überströmen des Deiches" ausgeschlossen werden können;
- das Gleiten des gesamten Deiches wie zu erwarten war ausgeschlossen werden kann;
- der Druckschlag auf der Außenböschung des Deiches durch das verwendete Modell offensichtlich noch nicht ausreichend beschrieben ist;
- alle Vorgänge auf der Binnenböschung des Deiches für alle Beispieldeiche sehr geringe Versagenswahrscheinlichkeiten aufweisen, da sie implizit die bereits geringe Wahrscheinlichkeit eines Wellenüberlaufs enthalten (dabei wird intern nicht mit einer Wellenüberlaufrate, sondern mit den hydrodynamischen Randbedingungen des Überlaufs wie Geschwindigkeit und Schichtdicke des Überlaufschwalls gearbeitet);

<sup>&</sup>lt;sup>13)</sup> Zur Erinnerung: der Wechsel des Vorzeichens gibt nur die veränderte Wirkung des jeweiligen Parameters an: positive Parameter lassen die Sicherheit bei größer werdenden Parametern steigen, negative Parameter verringern die Sicherheit

• sowohl Piping als auch Kontakterosion Versagensmechanismen darstellen, die nicht ohne zusätzliche Versagensbedingungen oder vorgeschaltete Versagensmechanismen eingesetzt werden dürfen, weil beide z.B. zunächst eine Durchströmung des Deiches erfordern.

Die Unsicherheiten der Eingangsparameter wurden unter drei Gesichtspunkten eingehender untersucht: (i) die Bedeutung der Modellfaktoren; (ii) den Einfluss der Eingangsparameter auf das Ergebnis der Versagenswahrscheinlichkeit; und (iii) die Auswirkungen möglicher Veränderungen der statistischen Verteilungstypen der Eingabeparameter. Die Analyse hierzu hat die folgenden Ergebnisse gezeigt:

- der Modellfaktor weist mit Ausnahme von drei Versagensmechanismen eigentlich keinen Einfluss auf die Versagenswahrscheinlichkeit auf. Von den Ausnahmen (Wellenüberlauf, Gleiten des Deiches und Piping) sind die Unsicherheiten des ersten Modells durch Daten bekannt bzw. das Modell kann durch die vorhergehenden Analysen bereits ausgeschlossen werden. Damit ist nur Piping ein Modell, dass sehr stark vom gewählten Modellfaktor abhängt. Trotz der bereits erfolgten intensiven Untersuchungen hierzu kann eine detaillierte Aussage über die Unsicherheit des Modells nicht gewonnen werden.
- die Ermittlung der Abhängigkeit der Versagenswahrscheinlichkeit von den Eingangsparametern wurde nur für die wichtigsten Parameter durchgeführt. Die Ermittlung dieser Bedeutung erfolgte durch die Analyse der Sensitivitätsfaktoren, die bei der FORM-Analyse bereits im Berechnungsweg enthalten ist, für die Monte-Carlo-Simulation jedoch noch abgeleitet wurde. Auf dieser Grundlage hat die Analyse ergeben, dass vor allem der Wasserstand und die Seegangsparameter die deutlichsten Unterschiede der Versagenswahrscheinlichkeiten hervorrufen (bis zu mehreren Größenordnungen) und daher zusammen mit ihren Unsicherheiten bei einer Bemessung genauer untersucht werden müssen.
- als Verteilungstyp wird heute in der Regel aus Mangel an Daten eine Normalverteilung angesetzt, wobei Mittelwert und Standardabweichung entweder aus den Daten ermittelt oder geschätzt wurden. Die Normalverteilung und mögliche Alternativen (Log-Normalund Weibull-Verteilung) wurden auf ihre Auswirkungen auf die Versagenswahrscheinlichkeit untersucht. Dabei konnte festgestellt werden, dass die Normalverteilung tendenziell immer die höchsten Versagenswahrscheinlichkeiten ermittelt und damit auf der "sicheren Seite" liegt. Etwaige verbesserte (Extremal-)Verteilungen werden dadurch eher zu kleineren Versagenswahrscheinlichkeiten führen.

Nachdem die Berechnung der Versagenswahrscheinlichkeiten der einzelnen Grenzzustandsgleichungen nun ausführlich diskutiert wurde, muss im Folgenden die Einbindung dieser einzelnen Mechanismen in einen Fehlerbaum erfolgen, so dass auch die Zusammenhänge bis hin zum Gesamtversagen des Deiches quantifiziert werden können. E 34 942 Lit.

# 7 - Fehlerbaumanalyse



### 7 Fehlerbaumanalyse

### 7.1 Grundlagen zur Ermittlung der Gesamt-Versagenswahrscheinlichkeit und verwendete Software

Die Grundlagen zur Ermittlung der Gesamt-Versagenswahrscheinlichkeit von Systemen sind in Abschnitt 2.7.1 vorgestellt und diskutiert worden. Der Fehlerbaum beschreibt dabei die Abfolge der einzelnen Mechanismen bis hin zum Gesamtversagen des Deiches. Grundlage für die Erstellung des Fehlerbaums ist hier die Analyse von Schadensfällen gewesen, deren Zusammenhänge eingehend untersucht wurden. Diese Analysen führten schließlich zu einem ersten provisorischen Fehlerbaum, der in Abbildung 56 dargestellt ist.



Abb. 56: Provisorischer Fehlerbaum auf Grundlage eingehender Schadensanalysen von See- und Stromdeichen

Der in Abbildung 56 dargestellte Fehlerbaum enthält einige Versagensmechanismen, die von vorne herein nicht mit in die Berechnung eingebunden wurden. Diese Mechanismen sind in der Grafik schraffiert dargestellt. Die Begründung für diese ausgelassenen, aber immerhin denkbaren Mechanismen sind:

- Vandalismus: durch kein Modell erfassbar, so dass hier nur Erfahrungswerte herangezogen werden können. Diesbezüglich ist aber kein Versagensfall eines Deiches bekannt, der direkt zum Deichbruch geführt hätte. Kleinere Vorschädigungen des Deiches sind bei vielen Versagensmechanismen sowieso schon berücksichtigt, so dass hierfür kein gesonderter Mechanismus angegeben werden muss.
- Sabotage: siehe Vandalismus

- Schiffskollision: die Wahrscheinlichkeit, dass ein größeres Schiff oder Yachten unter Sturmflutbedingungen (bei niedrigeren Wasserständen besteht keine Bruchgefahr des Deiches) mit dem Deich kollidiert, kann als vernachlässigbar gering eingestuft werden. "Vernachlässigbar gering" bedeutet hier, dass die Wahrscheinlichkeit um zwei Größenordnungen geringer sein muss (vgl. Abschnitt 7.2) als die Versagenswahrscheinlichkeit anderer Mechanismen, die zur Erosion der Außenböschung des Deiches führen. Da dies durch die hohe Versagenswahrscheinlichkeit der Erosion des Grases und des Kleis gegeben ist, kann Schiffskollision vernachlässigt werden;
- Treibgut: siehe Schiffskollision;
- Verflüssigungsbruch: aus Beschreibungen des Schrifttums (Pilarczyk, 1998) ist zu entnehmen, dass sehr spezielle Bedingungen für einen Verflüssigungsbruch eintreten müssen (u.a. sehr lang anhaltende Wasserstände, zyklische Belastungen durch Wellen, lokkerer oder sehr lockerer Sand), damit es zum Versagen kommen kann. Eine Beschreibung dieses Mechanismus durch ein Modell liegt bisher nicht vor, die Gefährdung der Gesamtstabilität des Deiches wird für die vorliegende Untersuchung ausgeschlossen;
- Gleiten Deckwerk: Deckwerke entlang der deutschen Nord-und Ostseeküste weisen in der Regel ein Deckwerk am Fuß des Deiches auf, bei dessen Versagen die Gesamtstabilität des Deiches aber nicht gefährdet ist. Der Versagensmechanismus kann daher ausgeschlossen werden;
- Versagen Deckwerksfuß: siehe Gleiten des Deckwerks;
- Kolk am Deckwerksfuß: die Anwesenheit eines Bauwerks kann die Geschwindigkeiten und die Strömung an diesem Bauwerk erhöhen und damit auch zu Sedimentumlagerungen führen. Meistens liegen daher Kolksicherungen am Bauwerksfuß vor. Die Gefährdung der Stabilität des gesamten Deiches wird jedoch hier ebenfalls ausgeschlossen;
- Auswaschungen: bezieht sich auf Auswaschungen unter dem eigentlichen Deckwerk, so dass die Deckwerkssteine irgendwann nachgeben und das Deckwerk versagt. Hier wird davon ausgegangen, dass dies ein langer Prozess ist, der nicht während einer oder zwei Sturmfluten auftreten wird. Wegen der Deichschauen, die die Instandhaltung der Deiche sicher stellt, wird hier davon ausgegangen, dass dieser Versagensmechanismus nicht berücksichtigt werden muss;
- Suffosion: Filtertransport von Material aus der Kernschicht durch die darüber liegenden Schichten, ist ein weiteres Filterkriterium neben der bereits berücksichtigten Kontakterosion; die Versagenswahrscheinlichkeit entspricht der der Kontakterosion oder ist daraus leicht abzuleiten, daher wird dieser Mechanismus nicht mehr extra aufgeführt.

Alle anderen Kästchen enthalten einen zu berechnenden Versagensmechanismus. Sie sind durch die Ungleichung "R < S" charakterisiert. Die Verknüpfung dieser Versagensmechanismen untereinander erfolgt durch Knoten, deren Symbolik bereits in Abschnitt 2.7 vorgestellt wurde. Damit ist das Gesamtergebnis der Fehlerbaumberechnung, das Top-Event "Überflutung" zu erreichen und kann – beginnend bei den Wurzeln des Baumes – nacheinander berechnet werden.

Der so erstellte Fehlerbaum ist sehr komplex und der Rechenaufwand ist durch manuelle Berechnung nicht mehr zu ermitteln. Die daher einzusetzende Software soll wiederum untersucht und bewertet werden. Tabelle 16 gibt einen Überblick über die hierfür verwendeten Programme.

Software	MS Excel (VBA-Erw.)	Strurel	selbst
Merkmale	mit VBA Routinen erwei- tert, verwendet für determi- nistische und Fehlerbaum- Berechnung	Software-Paket der Firma RCP, München, benötigt Codierung des Fehlerbaums als Cut-Sets	einfache Berechnung der Gesamt-Versagens- wahrscheinlichkeit
Vorteile	schnelle, anschauliche Darstellung und Fehler- baumberechnung, gute Kontrolle der Ergebnisse	professionelle Software, beinhaltet komplexe Program- mierung	schnelle Darstellung des Gesamtergebnisses aus zuvor berechneten Versagens- wahrscheinlichkeiten
Nachteile	keine probabilistische Berechnung der Versagens- wahrscheinlichkeit möglich, Ergebnisse der prob. Berechnung müssen per Hand übernommen werden	sehr aufwändige Erstellung der Cut-Sets notwendig, unüber- sichtlich, da keine grafische Ausgabe des Zusammenhangs	bisher keine grafische Darstellung des Ergebnisses, daher entfällt die Kontroll- möglichkeit

Tab. 16:	Übersicht der verwendeten	Software zu	ı Ermittlung	der	Gesamt-Versagenswahrscheinlichkeit	aus
	einem Fehlerbaum mit ihren	jeweiligen V	or- und Nach	teile	n	

Wegen der notwendigen grafischen Darstellung der Ergebnisse werden im Folgenden die Excel-Routinen verwendet. Für eine schnelle Darstellung des Gesamt-Ergebnisses wird auch die selbst programmierte Software verwendet, um den Einfluss von Ergebnisänderungen der einzelnen Versagensmechanismen schnell überprüfen zu können. Die Strurel-Software hat sich bei der Ermittlung der Gesamt-Versagenswahrscheinlichkeit des Deiches vor allem wegen der Komplexität des Systems als nicht geeignet herausgestellt.

### 7.2 Berechnung der Gesamt-Versagenswahrscheinlichkeit eines Seedeiches

Abbildung 57 zeigt den in Abbildung 56 vorgestellten Fehlerbaum mit Berechnungsergebnissen für den virtuellen Beispieldeich. Die Gesamt-Versagenswahrscheinlichkeit des Deiches gegen Überflutung beträgt  $P_f = 8,4\cdot 10^{-6}$ . Der wesentliche Beitrag zu diesem Ergebnis wird durch das Versagen der Außenböschung geliefert, während alle anderen Beiträge vernachlässigbar klein sind. Diese Ergebnisse und weitere Details sollen im Folgenden beurteilt und diskutiert werden.

Die Berechnungen zum Fehlerbaum basieren auf den nachfolgenden Voraussetzungen:

- die Ergebnisse der Berechnungen aus Kapitel 6 werden direkt übernommen und auf Grundlage der in Abschnitt 2.7 beschriebenen Verknüpfungen des Fehlerbaums zur Gesamt-Versagenswahrscheinlichkeit berechnet; alle Verknüpfungen werden dabei möglichst genau berechnet (vgl. Tab. 6)
- alle Versagensmechanismen sind dabei als voneinander unabhängig anzusetzen;
- die mit "A" und "B" bezeichneten Verzweigungsäste des Fehlerbaums sind doppelt anzusetzen, sie dienen sowohl der Berechnung der Voraussetzungen des Kappensturzes und des Teilbruchs der Binnenböschung;

#### E 34 942 Lit.

#### Fehlerbaumanalyse



Abb. 57: Fehlerbaum mit Berechnungsergebnissen für den virtuellen Beispieldeich

### E 34 942 Lit. Probabilistische Bemessungsmethoden für Seedeiche

- die Berechnung der einzelnen Versagensmechanismen bedingt, dass die fortschreitende Zeit bis zum jeweiligen Versagen nicht für jeden weiteren Versagensmechanismus verwendet wird, d.h. es wird für die Erosion des Kleis als Referenzzeit genauso die Sturmflutdauer verwendet wie für die Erosion des Grases. Richtigerweise müsste für die Erosion des Kleis aber die Restzeit bis zum Sturmende verwendet werden, da für die Graserosion bereits ein Teil der Zeit "verbraucht" ist. Dieses vereinfachte Vorgehen wird daher zu kleineren Versagenswahrscheinlichkeiten der später liegenden Mechanismen führen und daher zu einer kleineren Gesamt-Versagenswahrscheinlichkeit des Deiches.
- das Ergebnis ist u.a. wesentlich von dem Versagensmechanismus "Deichbruch" abhängig, weil dieser allen anderen "Ästen" des Fehlerbaumes nachgeschaltet ist. So beträgt die Versagenswahrscheinlichkeit aller möglichen Versagen ohne diesen vollständigen Bruch zusammen  $P_f = 7,2 \cdot 10^{-3}$ . Erst zusammen mit der ähnlich großen Versagenswahrscheinlichkeit des Deichbruches wird daraus die Gesamt-Versagenswahrscheinlichkeit  $P_f = 8,4 \cdot 10^{-6}$ . Bei dem beschriebenen Deichbruch ist der Effekt der Nichtbeachtung der Zeit besonders groß, weil hier bereits ein großer Teil der Sturmflutdauer "aufgebraucht" wurde, so dass die Versagenswahrscheinlichkeit des Deichbruches vermutlich größer ausfallen wird. Damit ist auch mit einer deutlichen Veränderung der Gesamt-Versagenswahrscheinlichkeit zu rechnen.

Die so beschriebenen Erkenntnisse bei der Berechnung des Fehlerbaumes bedeuten, dass (i) eine Berücksichtigung der zeitlichen Abhängigkeit der Versagensmechanismen gefunden werden; (ii) der Versagensmechanismus "Deichbruch" in diese neue Berechnungsmethode eingebunden werden; und (iii) die Abhängigkeit der Versagensmechanismen untereinander diskutiert werden muss. Des Weiteren sind die Einflüsse der Versagensmechanismen, der Modellfaktoren und der Parameterunsicherheiten auf die Gesamt-Versagenswahrscheinlichkeit zu untersuchen. Im Folgenden wird zunächst die zeitliche Abhängigkeit der Versagensmechanismen diskutiert.

### 7.3 Verfahren zur Szenarienbildung

In der Berechnung der Gesamt-Versagenswahrscheinlichkeit des Seedeiches scheint eine wesentliche Schwierigkeit die Berücksichtigung der zeitlichen Abhängigkeiten der einzelnen Versagensmechanismen untereinander darzustellen (Abschnitt 7.2). Daher wird hier versucht, eine Lösung so zu finden, dass die Veränderung der Belastungsgröße S der zeitabhängigen Versagensmechanismen (in der Regel ist das die Sturmflutdauer t<sub>s</sub>) berücksichtigt werden kann. Die folgenden Mechanismen beinhalten eine derartige direkte zeitliche Abhängigkeit:

- Erosion des Grases und des Kleis auf der Außenböschung
- Erosion des Grases und des Kleis auf der Binnenböschung
- Klifferosion auf der Außenböschung
- Infiltration
- Durchströmung des Deiches
- Deichbruch

Die Berechnung erfolgt in vier Schritten:

1. Schritt: Erstellung des Fehlerbaumes in der bisher üblichen Weise (vgl. Abb. 57).

**2. Schritt:** Identifikation aller "Szenarien", die letztendlich zum Versagen des Deiches führen können. Diese auch "cut sets" genannten Pfade durch den Fehlerbaum beginnen mit den Versagensmechanismen in den Wurzeln des Baumes und enden mit dem Gesamtversagen des Deiches. Ein Beispiel auf der linken Seite des Fehlerbaumes ist das Szenario mit der Erosion der Außenböschung. Es besteht aus den nachfolgenden Versagensmechanismen:

- Geschwindigkeit Auflauf
- Erosion Gras Außenböschung
- Erosion Klei Außenböschung
- Klifferosion
- Gesamtbruch des Deiches

Sind die damit verbundenen Versagenswahrscheinlichkeiten alle nacheinander berechnet, lässt sich für dieses Szenario eine Wahrscheinlichkeit ermitteln, die der Hintereinanderschaltung der Mechanismen (d.h. der Verknüpfung aller Mechanismen durch IF-Tore) entspricht. Wird dies mit allen denkbaren Pfaden des Fehlerbaums gleichermaßen gemacht, entstehen eine Vielzahl von Szenarien, die letztendlich durch ein OR-Tor miteinander verbunden werden. Die Gesamt-Versagenswahrscheinlichkeit des Deiches ergibt sich nach diesem Verfahren für den Beispieldeich zu  $P_f = 9,2 \cdot 10^{-6}$ . Auf die Ursachen für die geringfügigen Unterschiede zur Berechnung in Abbildung 57 wird weiter unten noch eingegangen.

**3. Schritt:** Eine Vereinfachung dieses Vorgehens ist, alle Versagensmechanismen, die nicht direkt zeitabhängig sind, wieder in der "alten" Schreibweise zusammenzufügen. Dabei muss von den Wurzeln der Szenarien begonnen werden und es darf nur bis zum ersten Auftreten eines zeitabhängigen Versagensmechanismus so fortgefahren werden. Diese Vereinfachung kann die Anzahl der Szenarien deutlich reduzieren.

Für einen besseren Überblick werden hierfür alle Versagensmechanismen in arabischen Ziffern (s. Tab. 13) und alle Szenarien in römischen Ziffern wie folgt durchnummeriert:

- Szenario I: Graserosion außen (9) + Kleierosion außen (10) + Klifferosion (11) + Deichbruch (3)
- Szenario II: Klifferosion (11) + Deichbruch (3)
- Szenario III: Graserosion binnen (15) + Kleierosion binnen (16) + Kappensturz (18) + Deichbruch (3)
- Szenario IV: Infiltration (17) + Gleiten Klei binnen (21) + Kappensturz (18) + Deichbruch (3)
- Szenario V: Durchsickerung (19) + Auftrieb Klei binnen (20) + Gleiten Klei binnen (21) + Kappensturz (18) + Deichbruch (3)
- Szenario VI: Graserosion binnen (15) + Kleierosion binnen (16) + Erosion Deich Binnenböschung (23) + Deichbruch (3)
- Szenario VII: Infiltration (17) + Gleiten Klei binnen (21) + Erosion Deich Binnenböschung (23) + Deichbruch (3)
- Szenario VIII: Durchsickerung (19) + Auftrieb Klei binnen (20) + Gleiten Klei binnen (21) + Erosion Deich Binnenböschung (23) + Deichbruch (3)
- Szenario IX: Erosion Deich Binnenböschung (23) + Deichbruch (3)
- Szenario X: Durchsickerung (19) + Piping (24) + Erosion Deich Binnenböschung (23)
   + Deichbruch (3)
- Szenario XI: Durchsickerung (19) + Kontakterosion (25) + Erosion Deich Binnenböschung (23) + Deichbruch (3)

Die Szenarien und alle anderen Berechnungen werden der Übersichtlichkeit wegen in "Szenariengruppen" zusammengefasst. In Abbildung 57 könnten solche Szenariengruppen wie folgt entstehen:

- Versagen Außenböschung (Szenarien I + II)
- Versagen Kappensturz (Szenarien III + IV + V)
- Versagen Binnenböschung (Szenarien VI + VII + VIII + IX)
- Versagen Innere Erosion (Szenarien X + XI)

Die jetzt immer noch hintereinander stehenden Versagensmechanismen (auch die, die keine Zeitabhängigkeit beinhalten, aber zwischen zeitabhängigen Mechanismen stehen), werden zusammengefasst und müssen erneut berechnet werden. Die Berechnung beinhaltet dabei die Veränderung der verbleibenden Sturmflutdauer als Eingangsgröße für spätere Versagensmechanismen. Alle Mechanismen, die nicht zeitabhängig sind, werden als "Wenn-Dann-Bedingung" in die Berechnung eingeführt. Die Ermittlung der Versagenswahrscheinlichkeiten dieser Szenarien erfolgt daher nur noch mit Hilfe der Monte-Carlo-Simulation.

Alle Versagenswahrscheinlichkeiten der Szenarien müssen zum Endergebnis zusammengeführt werden. Für den in dieser Arbeit aufgestellten Fehlerbaum werden die Szenarien in vier grundsätzlich unterschiedliche Szenariengruppen getrennt (Versagen Außenböschung, Versagen Kappe, Versagen Binnenböschung, Versagen durch innere Erosion). Diese vier Gruppen werden durch ein OR-Tor miteinander verknüpft, das Ergebnis ist die Versagenswahrscheinlichkeit des Deichbruches, ohne dass hier der Mechanismus "Deichbruch" nochmals berechnet werden muss. Dieses Vorgehen soll in Abbildung 58 an einem einfachen Beispiel nochmals verdeutlicht werden.



Abb. 58: Einfaches Beispiel zur Illustration und Entwicklung von Szenarien aus Fehlerbäumen

Das Ergebnis dieses Vorgehens ist für den Beispieldeich in Abbildung 59 dargestellt. Die Szenariengruppen sind dabei durch abgerundete Rechtecke zusammengefasst und mit den Buchstaben A bis D bezeichnet. Der eigentliche Fehlerbaum besteht jetzt nur noch aus der oberen Verzweigung und den Szenariengruppen, die zum Deichbruch führen. Die Szenarien, die zu diesen Endergebnissen beitragen, sind in den jeweiligen Boxen zusammengestellt. Neben einer genaueren Erfassung der zeitlichen Abläufe ist damit auch die Übersichtlichkeit gestiegen.

Die Gesamt-Versagenswahrscheinlichkeit des Deiches gegen Überflutung ist  $P_f = 1,5 \cdot 10^{-5}$ . Sie liegt damit ca. eine Größenordnung höher als für den ursprünglichen Fehlerbaum, bei dem die zeitlichen Abhängigkeiten nicht berücksichtigt wurden. Abbildung 59 zeigt, dass der ausschließliche Anteil der Deichbruchwahrscheinlichkeit aus dem Versagen der Außenböschung resultiert. Alle anderen Szenariengruppen ergeben eine Versagenswahrscheinlichkeit P<sub>f</sub> kleiner als 10<sup>-10</sup>, die in der Darstellung mit P<sub>f</sub> = 0,0 dargestellt ist.

Der wesentliche Anteil der Versagenswahrscheinlichkeit der Außenböschung resultiert aus den Szenarien "Erosion der Außenböschung" und "Versagen des Deckwerks", Druckschläge und Böschungsbruch sind hier vernachlässigbar.

Das ausbleibende Versagen der Kappe ist anhand der Berechnungsergebnisse nicht zu erläutern, da sowohl die Versagensvoraussetzungen (Durchsickerung bzw. Infiltration) keine ausreichend hohe Versagenswahrscheinlichkeit aufweisen. Auch die Wahrscheinlichkeit des Kappensturzes selbst, der nach dem Verfahren von Bishop im Sand mit der Auflast der Kleikrone gerechnet wird (vgl. Gl. (43) und Abb. 20), ist vernachlässigbar gering.

Bei der Binnenböschung ist im Wesentlichen die geringe Wahrscheinlichkeit des Wellenüberlaufs ausschlaggebend für die vernachlässigbare Gefahr des Versagens der Böschung. Erst bei niedrigerer Deichkrone und damit ansteigender Wahrscheinlichkeit des Wellenüberlaufs und somit ansteigender Belastung der Binnenböschung wird auch die Versagenswahrscheinlichkeit durch die Binnenböschung steigen.

Das Versagen durch innere Erosion oder Gleiten ist anhand der Rechenergebnisse ebenfalls nicht weiter aufzuschlüsseln. Alle Versagenswahrscheinlichkeiten der Szenarien sind kleiner als 10<sup>-10</sup> und daher nicht relevant für die weitere Berechnung. Ein Nachteil dieses Szenariobaumes ist daher die fehlende Einsicht in die Ursachen für sehr kleine Wahrscheinlichkeiten, da die einzelnen Versagenswahrscheinlichkeiten der Mechanismen nicht weiter aufgeführt werden.

Die Bedeutung dieses Ergebnisses auf die weiteren Untersuchungen soll im Folgenden durch einen Vergleich der Ergebnisse mit anderen Untersuchungen aus dem Schrifttum erfolgen. Darauf wird im nachfolgenden Abschnitt im Detail eingegangen.



Abb. 59: Szenarien-Fehlerbaum mit Berechnungsergebnissen für den virtuellen Beispieldeich

### 7.4 Vergleich mit Beispielen aus dem Schrifttum

Die Verwendung von Szenarien bei der Ermittlung der Gesamt-Versagenswahrscheinlichkeit eines Deiches gegen Überflutung hat gezeigt, dass durch die genauere Berücksichtigung der direkten zeitlichen Abhängigkeiten der Versagensmechanismen die Versagenswahrscheinlichkeit um eine Größenordnung gestiegen ist. Dieses Ergebnis war zu erwarten, weil die zeitliche Abhängigkeit von der Sturmflutdauer bei sehr vielen Versagensmechanismen berücksichtigt werden musste und einen großen Einfluss auf die jeweiligen Ergebnisse hat.

Im Schrifttum sind bisher nur einfache Fehlerbäume verwendet worden. Es ist daher notwendig, auf bestehende Untersuchungen das in Abschnitt 7.3 beschriebene Verfahren anzuwenden und die Unterschiede zu diskutieren. Hierzu wird wie folgt vorgegangen:

- der in Beispielen im Schrifttum dargestellte Fehlerbaum wird entsprechend den dort gegebenen Angaben berechnet;
- die Rechnung wird anhand der eigenen Berechnung nachvollzogen und die Ergebnisse werden verglichen;
- der Fehlerbaum wird mit der Szenarien-Methode verglichen und bewertet.

Die bisher umfangreichsten Untersuchungen zur Umsetzung von probabilistischen Bemessungen von Deichen sind in Holland durchgeführt worden. Dabei sind auch Fehlerbäume verwendet worden, die jedoch alle verwendeten Versagensmechanismen durch ein OR-Tor verbunden haben. Zusätzlich sind nicht alle der verwendeten Grenzzustandsgleichungen identisch mit den in Kap. 2 und 4 beschriebenen Verfahren. Eine Beschreibung der in Holland verwendeten Methoden gibt Vrouwenvelder et al. (1999), eine Erweiterung der Verfahren ist in TAW (2000) beschrieben. Die hieraus resultierenden Ergebnisse wurden zunächst für die einzelnen Versagensmechanismen geprüft und dann für den Beispieldeich in Abbildung 60 dargestellt.



Abb. 60: Anwendung des in Holland verwendeten Fehlerbaums mit den entsprechenden Grenzzustandsgleichungen auf den virtuellen Beispieldeich

Abbildung 60 zeigt eine Gesamt-Versagenswahrscheinlichkeit  $P_f = 2,9 \cdot 10^{-4}$  gegen Überfluten des Deiches. Auch hier liegt der Hauptbeitrag bei der Erosion durch die Außenböschung. Diese Ergebnisse wurden mit den veröffentlichten Resultaten aus TAW (2000) beschrieben und liegen in der richtigen Größenordnung. Hierbei ist zu berücksichtigen, dass Detailrechnungen aufgrund fehlender Angaben im Schrifttum nicht möglich waren<sup>14)</sup>.

In Tabelle 17 ist die Berechnung mit den holländischen und den hier vorgeschlagenen Grenzzustandsgleichungen gegenübergestellt und die wichtigsten Ursachen für eventuelle Unterschiede sind angegeben.

Der Vergleich zwischen den vereinfachten Fehlerbäumen zeigt einen Gesamtunterschied in einer Größenordnung. Gründe hierfür liegen vor allem in der Berücksichtigung des Deichbruches als zusätzlichem Versagensmechanismus bei der eigenen Berechnung. Außerdem wurden für den Vergleich bei der eigenen Berechnung nicht das "Szenarienkonzept" verfolgt, sondern die einzelnen Versagensmechanismen miteinander multipliziert (also durch AND-Tore verbunden). Der Einfluss dieses Vorgehens auf das Ergebnis ist in diesem Fall als gering einzustufen. Wegen der großen Anzahl gleicher oder ähnlicher Grenzzustandsgleichungen sind hier also auch keine großen Differenzen zu erwarten. Durch die bereits recht detaillierte Berücksichtigung der Erosion der Außenböschung, die ja wesentlich zum Gesamtversagen des Deiches beitrug, ist auch der Unterschied zum Gesamtversagen bei Berücksichtigung aller neuen Erkenntnisse (P<sub>f</sub> = 5,1.10<sup>-5</sup>) sehr gut.

Versagensmechanismus	TAW (2000)	eig. Berechng.	Bemerkungen		
Überströmen	0,00	0,00	unterschiedlicher Ansatz, aber vernachlässigbar		
Überlauf	4,0.10-6	2,9.10 <sup>-7</sup>	Ansatz für kritische Geschw. Binnenböschung verschieden		
Böschungsbruch außen	3,0.10-6	3,0.10-6	identischer Ansatz		
Böschungsbruch binnen	0,00	0,00	identischer Ansatz		
Erosion Außenböschung	2,7.10 <sup>-4</sup>	9,5.10 <sup>-6</sup>	im Prinzip gleiche Ansätze, aber eigene Berech- nung beinhaltet Deichbruch, Verknüpfung unterschiedlich		
Piping	4,6.10-6	4,6.10-6	identischer Ansatz		
Deckwerk + Erosion	7,1.10 <sup>-6</sup>	1,1.10 <sup>-6</sup>	siehe "Erosion Außenböschung"		
Gesamtversagen	2,9.10-4	1,9.10-5	Berechnung des OR-Tores identisch		

 

 Tab. 17:
 Vergleich zwischen einfachen Fehlerbaumberechnungen mit unterschiedlichen Ansätzen der Grenzzustandsgleichung

Der Vergleich mit anderen Berechnungsverfahren aus dem Schrifttum hat also gezeigt, dass (i) die Ergebnisse des Schrifttums in den möglichen Grenzen nachvollziehbar sind; (ii) bei Verwendung der neuen Erkenntnisse und Erweiterung des Fehlerbaumes deutlich niedrigere Versagenswahrscheinlichkeiten zu erwarten sind; und (iii) sinnvolle Vereinfachungen des Fehlerbaumes zu annähernd gleichen Versagenswahrscheinlichkeiten führen wie die Berechnung des gesamten Fehlerbaumes.

<sup>&</sup>lt;sup>14)</sup> Für einen besseren Vergleich mit den Ergebnissen aus TAW (2000) ist die in Holland verwendete Software PC-Ring angefordert worden. Aus rechtlichen Gründen ist diese Software aber nicht vor Ende des Jahres 2002 lieferbar. An einer Übersetzung der Software ins Englische wird außerdem gearbeitet.

Auf den letzten Punkt muss später noch ausführlicher eingegangen werden (Abschnitt 7.8). Hier soll zunächst der Einfluss der Abhängigkeiten der Versagensmechanismen untereinander sowie ihr möglicher Einfluss auf die Gesamt-Versagenswahrscheinlichkeit des Deiches eingehender untersucht werden.

### 7.5 Einfluss der Abhängigkeit der Versagensmechanismen

Im Allgemeinen wird davon ausgegangen, dass alle Versagensmechanismen an einem Tor des Fehlerbaumes voneinander unabhängig sind. Der Einfluss der Abhängigkeiten der einzelnen Versagensmechanismen untereinander muss daher ebenfalls untersucht werden. Nach Tab. 6 kann das System durch genaue Berechnung bei Annahme der vollständigen Unabhängigkeit der Mechanismen berechnet werden. Der andere Extremfall wäre die vollständige Abhängigkeit der Mechanismen untereinander. Das bedeutet, dass nicht alle Versagensmechanismen untereinander abhängig sind, sondern nur die Mechanismen, die durch ein Tor miteinander verknüpft werden. Für vollständige Abhängigkeit werden die Tore ebenfalls nach der Zusammenstellung in Tab. 6 ermittelt. Der Einfluss dieser Berechnungen ist in Tab. 18 zusammengestellt.

	vollkomme	n abhängig	vollkommen unabhängig		
	Fehlerbaum Szenarien		Fehlerbaum	Szenarien	
Versagen Außenböschung	6,1·10 <sup>-3</sup>	8,3·10 <sup>-6</sup>	7,1·10 <sup>-3</sup>	1,5.10-5	
Versagen Kappensturz	0,00	0,00	0,00	0,00	
Versagen Binnenböschung	0,00	0,00	0,00	0,00	
Versagen Innere Erosion	2,6.10-5	0,00	2,6.10-5	0,00	
Gesamtversagen Deich	7,1.10-6	8,3·10 <sup>-6</sup>	8,4·10 <sup>-6</sup>	1,5.10-5	

 Tab. 18:
 Einfluss der Abhängigkeiten der Versagensmechanismen auf die Gesamt-Versagenswahrscheinlichkeit des Deiches für den virtuellen Beispieldeich

In Tabelle 18 werden die Extremfälle der vollkommenen Abhängigkeit der Versagensmechanismen und der vollkommenen Unabhängigkeit dargestellt. Die Ergebnisse zeigen, dass die Annahme vollkommen abhängiger Mechanismen zu kleineren Versagenswahrscheinlichkeiten führt als die der vollkommenen Unabhängigkeit. Dieses Ergebnis ist vor allem deswegen überraschend, weil die Annahme der (bisherigen) einfachen Form der Verknüpfung aller eingehenden Versagensmechanismen durch ein OR-Tor immer zum umgekehrten Ergebnis, führt, d.h. die Versagenswahrscheinlichkeit wird hierdurch größer. Im vorliegenden Fall wird sie für das Gesamtversagen bei Berechnungen mit dem Szenarienbaum etwa 45% kleiner (bei Fehlerbäumen ca. 15% kleiner). Die Gründe für dieses Ergebnis liegen in der Berücksichtigung der kausalen Abfolge der einzelnen Versagensmechanismen sowohl bei Fehlerbäumen als auch bei Szenarienbäumen. Diese Abfolge wird in der Regel durch IF- oder AND-Tore simuliert, die zur Abminderung der Versagenswahrscheinlichkeit führen. Bei der aufgestellten Struktur des Fehlerbaumes überwiegen diese Art der Verknüpfungen, was zum beobachteten Ergebnis führt. Die entsprechenden Berechnungen mit den Beispieldeichen 2 und 3 bestätigen diese Ergebnisse. Im Gegensatz zu bisherigen Schlussfolgerungen liegt also die Annahme der Unabhängigkeit der Mechanismen auf der "sicheren Seite". Zusätzlich sei anzumerken, dass diese Annahme eher den wirklichen Gegebenheiten entspricht, da eine Koppelung der Mechanismen im Wesentlichen nur durch die Eingangsparameter erfolgt, was aber zu keiner vollkommenen Abhängigkeit führen wird. Im weiteren Verlauf dieser Arbeit wird daher weiterhin von der vollkommenen Unabhängigkeit der Versagensmechanismen ausgegangen.

In einem zweiten Schritt wird geprüft, wie sich die Gesamt-Versagenswahrscheinlichkeit des Deiches verändert, wenn einzelne Szenarien oder Versagensmechanismen unberücksichtigt bleiben. Hierfür wurden die jeweiligen Versagenswahrscheinlichkeiten P<sub>f</sub> der Mechanismen oder Szenarien auf 0,0 bzw. 1,0 gesetzt (bei Verknüpfung mit OR- bzw. AND/IF-Toren). Tabelle 19 zeigt die Ergebnisse dieses Vorgehens.

	Modell /Szenario	P <sub>f,i</sub>	P <sub>f,ges</sub>
1	Überströmen	0,00	1,5.10 <sup>-5</sup>
2	Wellenüberlauf	0,00	1,5.10 <sup>-5</sup>
4	Gleiten Deich	0,00	1,5.10 <sup>-5</sup>
5	Stabilität Deckwerk	1,2.10 <sup>-1</sup>	8,7.10 <sup>-6</sup>
6	Druckschläge	3,4.10-5	7,3.10 <sup>-5</sup>
7	Auftrieb Deckwerk	7,3.10 <sup>-3</sup>	1,5.10 <sup>-5</sup>
8	Geschwindigkeit außen	7,5.10-1	1,8.10 <sup>-5</sup>
12	Böschungsbruch außen	3,0.10-6	7,3.10 <sup>-5</sup>
13	Geschwindigkeit Überströmen	0,00	1,5.10 <sup>-5</sup>
14	Geschwindigkeit Überlauf	2,0.10-6	1,5.10 <sup>-5</sup>
22	Böschungsbruch innen	0,00	1,2.10-3
Sz1	9+10+11+3	1,1.10-5	$7,5.10^{-1}$
Sz2	11+3	5,8.10-5	1,2.10 <sup>-1</sup>
Sz3	15+16+18+3	0,00	1,9.10 <sup>-5</sup>
Sz4	17+21+18+3	0,00	1,5.10 <sup>-5</sup>
Sz5	19+20+21+18+3	0,00	1,5.10 <sup>-5</sup>
Sz6	15+16+23+3	0,00	1,9.10 <sup>-5</sup>
Sz7	17+21+23+3	0,00	1,5.10 <sup>-5</sup>
Sz8	19+20+21+23+3	0,00	1,5.10 <sup>-5</sup>
Sz9	23+3	1,2.10 <sup>-3</sup>	1,5.10 <sup>-5</sup>
Sz10	19+24+23+3	0,00	1,5.10-5
Sz11	19+25+23+3	0,00	1,5.10-5

 Tab. 19:
 Übersicht über Ergebnisse bei Weglassen einzelner Versagensmechanismen und Szenarien (für Nummerierung der Versagensmechanismen siehe Auflistung S. 155)

Die Ergebnisse sind mit Vorsicht zu interpretieren. Bei den meisten Versagensmechanismen verändert das "Abschalten" relativ wenig, während bei Verwendung der Szenarienbildung große Änderungen eintreten. Das hat vor allem zwei Gründe: (i) die meisten Versagensmechanismen laufen entsprechend der Fehlerbaumstruktur nacheinander ab, so dass bis zum vollständigen Versagen des Deiches noch weitere Mechanismen versagen müssen; (ii) die Szenarien enthalten zwei bis fünf Versagensmechanismen, ein Weglassen bedeutet alleine deswegen einen mindestens doppelt so großen Effekt. Grundsätzlich bewirkt vor allem das Ausschalten der Erosion auf der Außenböschung (Szenarien I und II) die größten Verände-

rungen der Gesamt-Versagenswahrscheinlichkeit für den Beispieldeich. Selbst bei einer nur qualitativen Interpretation der Ergebnisse in Tabelle 19 ist daher diesen Szenarien und den beinhalteten Versagensmechanismen eine erhöhte Aufmerksamkeit zu widmen.

Für die vollständige Prüfung der Abhängigkeiten der Ergebnisse von den jeweiligen Voraussetzungen müssen noch die Einflüsse der Unsicherheiten der Modellfaktoren und der Eingangsparameter auf die Versagenswahrscheinlichkeiten der Szenarien geklärt werden. Dies soll im nachfolgenden Abschnitt geschehen.

### 7.6 Unsicherheiten der Eingangsparameter und Modelle

Die geänderte Berechnung des Fehlerbaums durch die Einführung von Szenarien lässt erwarten, dass sich der Einfluss der Eingangsparameter und Modellfaktoren geändert hat. Daher müssen für diese neuen Berechnungen die Untersuchungen diesbezüglich ergänzt werden. Abbildung 61 zeigt die zu Abbildung 52 vergleichbare Darstellung für Versagensszenarien.



Abb. 61: Einfluss der Größe des Modellfaktors auf Versagensszenarien für den Beispieldeich

Nur drei Szenarien werden für den vorliegenden Beispieldeich überhaupt berechnet, auch die Veränderung der Modellfaktoren bewirkt keine Versagenswahrscheinlichkeiten größer als 10<sup>-10</sup>. Die Szenarien I, II und IX zeigen kaum Veränderungen durch die Anpassung des Modellfaktors. Die Bedeutung der Unsicherheit der Modelle ist also für die Szenarien im vorliegenden Beispiel nicht entscheidend, solange sie unterhalb von 30% liegt. Da für die Szenarien mehrere Modelle zusammen betrachtet werden, ist zu erwarten, dass die Ungenauigkeit nur eines Modells noch weniger Auswirkungen auf die gesamte Versagenswahrscheinlichkeit des Szenarios haben wird.

Ähnliche Überlegungen gelten für den Einfluss der Eingangsparameter auf die Versagensszenarien. Da die Parameter immer nur auf bestimmte Versagensmechanismen wirken, in der Regel aber nicht auf alle gleichzeitig (mit Ausnahme des Wasserstands vor dem Deich), ist keine bedeutende Auswirkung der Unsicherheit der Parameter auf die Versagenswahrscheinlichkeit des Szenarios zu erwarten. Abbildung 62 zeigt den Einfluss der Eingangsparameter auf die Szenarien I, II und IX, deren Versagenswahrscheinlichkeiten für die Standardeingaben des Beispieldeiches nicht zu Null berechnet wurden (vgl. Abb. 61).







Szenario IX

(-)

hw

(-)

Тр

(-)

rrfr

(-)

ts

(+)

mo

(+)

hk

Abb. 62: Einfluss der Größe der Parameterunsicherheiten auf die wesentlichen Versagensszenarien für den virtuellen Beispieldeich

Abbildung 62 zeigt, dass die gleichen Parameter einen deutlicheren Einfluss haben wie bereits bei der Untersuchung des Einflusses der Parameterunsicherheiten auf die einzelnen Modelle in Abschnitt 6.5.2. Dies sind vor allem der Wasserstand h<sub>w</sub>, die Wellenperiode  $T_p$ und die Sturmflutdauer t<sub>s</sub>. Die Stärke des Einflusses hängt dabei (i) von der Bedeutung des Parameters auf die Versagensmechanismen ab, die in den Szenarien verwendet werden, und (ii) davon, wie häufig der Parameter in jedem Versagensmechanismen des Szenarios verwendet wird, oder nur in einzelnen. Wegen dieser doppelten Abhängigkeit sind die Einflüsse der Unsicherheiten nicht ganz so groß wie bei den einzelnen Versagensmechanismen.

Mit diesen Ergebnissen sind die Einflüsse der Parameterunsicherheiten und die der Modellfaktoren eingehender untersucht worden. Die zeitliche Abhängigkeit der Parameter ist jedoch bisher immer außer Acht gelassen worden, so dass implizit von einem zeitlich konstanten Verlauf des jeweiligen Parameters ausgegangen werden muss. Dies entspricht aber für viele Parameter nicht den Gegebenheiten in der Natur und muss daher im Folgenden genauer untersucht werden.
### 7.7 Einfluss der zeitlichen Abhängigkeit der Eingangsparameter

Im Verlauf einer Sturmflut werden einige Eingangsparameter variieren. Hier wird zuerst der Wasserstand vor dem Deich betrachtet, der zunächst ansteigen wird, während des Sturmtidescheitels für eine gewisse Zeit nahezu konstant bleibt (die zugelassene Schwankung der Konstanz des Wasserspiegels soll 0,10 m betragen) und dann wieder fällt (Abb. 63).



Abb. 63: Vereinfachter Verlauf einer Sturmtidekurve nach TAW (1999)

Abbildung 63 zeigt den nach TAW (1999) vorgeschlagenen Verlauf, der auch durch die Untersuchungen von Gönnert (1999) bestätigt wird. Der Bereich um den Tidescheitel wird mit dt = 1,0 h angesetzt.

Für die bisherige Bemessung wird immer davon ausgegangen, dass der Wasserstand im Sturmtidescheitel konstant über die Dauer der Sturmflut ist, sich also im Verlauf der Sturmflut nicht ändert. Diese Annahme kann zunächst als konservativ angesehen werden, soll aber im Folgenden etwas genauer untersucht werden.

Hierfür sollen zunächst die Konsequenzen einer zeitlichen Veränderung des Wasserstandes qualitativ erfasst und eine kurze Bewertung gegeben werden:

• die Erosion des Deiches auf der Außenböschung wird in verschiedenen Höhen einsetzen: da die Geschwindigkeit des auf- und ablaufenden Wassers sich aber über eine große Höhe (bis zum Auflaufpunkt) erstreckt, ist eine globale Annahme der Erosion der Außenböschung gerechtfertigt, ähnliche Überlegungen gelten auch für Druckschläge, die Geschwindigkeit sowie den gesamten Erosionsprozess auf der Außenböschung;

- die Wahrscheinlichkeiten von Wellenüberlauf und Überströmen des Deiches sind im Sturmtidescheitel am höchsten, sie werden mit niedrigerem Wasserstand rasch sinken, so dass die Gefahr eines Wellenüberlaufs nur für die Zeit um den Sturmtidescheitel am größten ist; es ist daher sinnvoll, vor allem diesen Zeitpunkt als besonders kritisch zu untersuchen; Wellenüberlauf ist zugleich die entscheidende hydrodynamische Eingabegröße für die Berechnung der Erosionsprozesse auf der Binnenböschung. Für eine ungünstige Betrachtung ist auch hierfür der Zeitpunkt des Sturmtidescheitels zu untersuchen, allerdings kann hierfür eine geringere Dauer angesetzt werden als die gesamte Sturmflutdauer.
- auch die Wellenhöhen steigen üblicherweise mit andauernder Sturmflutdauer an, so dass auch hier für den Sturmtidescheitel die ungünstigsten Belastungen zu erwarten sind. Mit Absinken der Wellenhöhe vor und nach dem Sturmtidescheitel wird sich auch die Belastung einiger Grenzzustandsgleichungen deutlich verringern. Eine Reduktion der Sturmflutdauer auf die Dauer rund um den Sturmtidescheitel ist daher auch hier sinnvoll.
- die Grenzzustandsgleichungen f
  ür Kontakterosion und Piping sind im Prinzip Filterkriterien, die in nur geringem Maße von der H
  öhe des Wasserstandes abh
  ängen. Allerdings wurde f
  ür eine vollst
  ändige Beschreibung der Prozesse beiden Versagensmechanismen die Durchstr
  ömung des Deiches vorangestellt. Diese Durchstr
  ömung ist nat
  ürlich abh
  ängig vom Au
  ßenwasserstand vor dem Deich und daher am ung
  ünstigsten, wenn der Wasserstand besonders hoch ist. Da das Ansteigen des Wasserstandes aber bereits zum Beginn der Durchsickerung f
  ührt, kann hier n
  äherungsweise von einer Unabh
  ängigkeit dieser Prozesse vom Wasserstand ausgegangen werden.
- eine wesentliche Veränderung des Deichwiderstands kann die Infiltration des Deichkörpers durch überlaufendes Wasser oder durch Regen darstellen. Die Infiltration durch überlaufendes Wasser ist wiederum vom Scheitel der Sturmflut abhängig, eine Berücksichtigung "verkürzt" daher die maßgebende Sturmflutdauer erheblich; die Infiltration wird wesentlich zum "Aufweichen" des Deiches (mit steigendem Wassergehalt des Kleis sinkt die undrainierte Scherfestigkeit exponentiell) beitragen. Während eine Berücksichtigung des zeitlichen Einflusses hier also sinnvoll ist, wird gleichzeitig ein Regenereignis mit gleichen Auswirkungen auf den Deich bisher nicht erfasst. Hierdurch kann ebenfalls ein erhöhter Wassergehalt im Klei entstehen. Eine genaue Erfassung müsste daher diesen Effekt ebenfalls berücksichtigen. Für die weitere Bearbeitung kann es aber als ausreichend angesehen werden, wenn die Dauer des Infiltrationsvorganges durch den Sturmtidescheitel nicht gekürzt wird, sondern weiterhin über die volle Sturmflutdauer angesetzt wird.

Diese qualitativen Überlegungen zeigen, dass eine zeitliche Berücksichtigung der Parameter auf der einen Seite zu einer Verringerung der Versagenswahrscheinlichkeit führen können. Auf der anderen Seite wirken andere Einflüsse (wie z.B. Regen), die diese Auswirkungen wieder aufheben können. Zudem macht die genaue Erfassung der Zeit nur bei einigen Versagensmechanismen Sinn, während andere über die volle Sturmflutdauer berücksichtigt bleiben sollten. Das dabei ungünstigste Szenario ist das gleichzeitige Auftreten von höchstem Wasserstand (und damit der höchsten Überlaufwahrscheinlichkeit) und einer hohen Infiltration (und damit einer abgesunkenen Scherfestigkeit des Kleis). Dieses Szenario ist nur während der Dauer des Sturmtidescheitels möglich, wird aber hier noch weiter untersucht werden. Hierfür ist zunächst die Abhängigkeit der Scherfestigkeit  $c_u$  vom Wassergehalt des Bodens zu erfassen. Untersuchungen von Oumeraci et al. (2001) haben gezeigt, dass die Scherfestigkeit mit zunehmendem Wassergehalt für alle Eignungsklassen des Bodens exponentiell abnimmt. Dabei ist  $w_p$  der Wassergehalt an der Ausrollgrenze und  $w_L$  der Wassergehalt an der Fließgrenze des Bodens (Abb. 64).



Abb. 64: Exponentielle Abnahme der Scherfestigkeit c<sub>u</sub> mit zunehmendem Wassergehalt des Bodens in Abhängigkeit von der Bodenqualität (nach Oumeraci et al., 2001)

Scherfestigkeiten von  $c_u = 3,0$  [kN/m<sup>2</sup>] sind durch einen ausreichend hohen Wassergehalt möglich und können durch einsetzenden Regen oder eine vorangegangene Sturmflut theoretisch erreicht werden. Daher wird dieser "worst case" berechnet, um den Einfluss der Kombination von ungünstigen Werten des Wasserstandes und der Scherfestigkeit festzustellen. Abbildung 65 zeigt die Ergebnisse der Monte-Carlo-Simulation.

Die Simulation zeigt, dass sich die Gesamt-Versagenswahrscheinlichkeit der Überflutung des Deiches nur geringfügig erhöht hat. Die geringere Scherfestigkeit verändert vor allem die Gleitkreise des Böschungsbruchs auf der Binnen- und Außenböschung des Deiches, ohne jedoch die Versagenswahrscheinlichkeit gegen Böschungsbruch maßgebend zu verändern. Gleichzeitig wird die Gefahr des Gleitens der Kleischicht auf der Binnenböschung erhöht. Für die Vorgänge auf der Binnenböschung wird dennoch eine Versagenswahrscheinlichkeit  $P_f = 0,0$  berechnet, d.h. dass die hydrodynamischen Belastungen, also der Wellenüberlauf und damit die Geschwindigkeiten auf der Binnenböschung nicht groß genug sind.



Abb. 65: Ergebnisse der Berechnung von ungünstigem Zusammentreffen von langer Sturmflutdauer und niedriger Scherfestigkeit  $c_u = 3,0 \text{ kN/m}^2$  des Kleis (worst case)

Die Diskussion der Sturmtidekurve hat gezeigt, dass es eventuell sinnvoll ist, die Dauer des Sturmflutwasserstandes zu verkürzen. Dies würde hier bedeuten, dass die Gesamtdauer des Sturms auf die Dauer des Sturmtidescheitels verkürzt werden kann. Für den Beispieldeich bedeutet das eine Verkürzung von  $t_s = 6,5$  h auf  $t_s = 2,0$  h. Hierdurch ist eine geringere Versagenswahrscheinlichkeit des Deiches zu erwarten. Die Berechnung zeigt, dass die Gesamt-Versagenswahrscheinlichkeit des Deiches hierfür zu  $P_f < 10^{-10}$  berechnet wird.

Die Gesamt-Versagenswahrscheinlichkeit des Deiches verringert sich damit erheblich (von  $P_f = 5,8\cdot10^{-5}$  im worst case auf  $P_f = 0,0$  für die reduzierte Sturmflutdauer). Die Reduktion der Scherfestigkeit hat im vorliegenden Fall keine Auswirkungen, kann aber bei ausreichendem Wellenüberlauf zu anderen Versagensmechanismen, vor allem zum Gleiten der Kleischicht auf der Binnenböschung führen. Berücksichtigt man die Annahmen, die für derartige Berechnungen getroffen werden müssen (keine Auswirkung des Wasserspiegelanstiegs auf die Bodenparameter vor Beginn des Sturmflutscheitels, Unabhängigkeit der betrachteten Versagensmechanismen), so sollte hier ohne weitere Untersuchungen nur der "worst case" betrachtet werden. Etwaige Verringerungen der Wahrscheinlichkeit durch Berücksichtigungen des Sturmflutverlaufs sind nur durch genauere Untersuchungen zu erreichen, stehen aber in keinem Verhältnis zu dem hierfür erforderlichen Aufwand.

Die Unsicherheiten von Modellfaktoren sowie die der Eingangsparameter beeinflussen die Versagenswahrscheinlichkeit der vorgeschlagenen Szenarien nur in sehr geringem Maße. Aufgrund der hieraus gewonnenen Erfahrungen im Zusammenhang mit den Erkenntnissen der gesamten Fehlerbaumanalyse lässt sich ableiten, welche Schlüsse hinsichtlich einer möglichen Vereinfachung für die probabilistische Bemessung gezogen werden können. Dies soll im anschließenden Abschnitt zusammen mit einer kurzen Zusammenfassung dieses Kapitels versucht werden.

## 7.8 Zusammenfassung und Bewertung

Die Ergebnisse der Fehlerbaumanalyse haben gezeigt, dass auch die vorhandene kommerzielle Software nicht in der Lage ist, einen Fehlerbaum anschaulich darzustellen und zu berechnen. Deshalb war es erforderlich, eine neue Software zu entwickeln, die zusammen mit der weit verbreiteten MS Excel Software in der Lage ist, die einmal vorgegebene Struktur des Fehlerbaums mit den als Eingabe vorgesehenen Versagensmechanismen darzustellen und die Gesamt-Versagenswahrscheinlichkeit des Deiches nach unterschiedlichen Verfahren zu berechnen.

Die Berechnung des virtuellen Beispieldeiches hat eine Gesamt-Versagenswahrscheinlichkeit des Deiches von  $P_f = 8,4\cdot 10^{-6}$  ergeben. Dabei wird das Ergebnis jedoch wesentlich von der ungenügenden Erfassung der Sturmflutdauer und der Berücksichtigung des nachgeschalteten Versagensmechanismus "Deichbruch" beeinflusst und die Versagenswahrscheinlichkeit daher zu klein berechnet. Daraus wurde die Notwendigkeit abgeleitet, ein Verfahren zur Bildung von Versagensszenarien zu entwickeln, die jeden zeitabhängigen Schritt bei der Berechnung eines Versagens zusammenfassen und die Veränderung der Sturmflutdauer bei den nacheinander ablaufenden Versagensmechanismen berücksichtigen. Die Versagenswahrscheinlichkeit wurde mit Hilfe dieses Ansatzes zu  $P_f = 1,5\cdot 10^{-5}$  bestimmt.

Das bisherige Vorgehen wurde mit Beispielen aus dem Schrifttum verglichen, in dem bisher üblicherweise einfache Fehlerbäume für Deiche verwendet werden. Die gewählten Beispiele aus dem niederländischen Schrifttum werden nachvollzogen, dann mit den eigenen Routinen berechnet und abschließend mit den bisherigen Ergebnissen verglichen. Die Ergebnisse zeigen, dass die vereinfachten Fehlerbäume zu große Versagenswahrscheinlichkeiten ermitteln (ca. 1 Größenordnung in dem gewählten Beispiel), dass aber eine sinnvolle Vereinfachung des Fehlerbaumes zu Ergebnissen in der gleichen Größenordnung wie das Gesamtergebnis der Szenarienberechnung führen. Eine derartige Vereinfachung kann wie folgt aussehen:

- die Versagensmechanismen "Überströmen" und "Wellenüberlauf" entfallen;
- der Versagensmechanismus "Gleiten" in der Szenariengruppe "Innere Erosion" entfällt;
- für jede Versagenswahrscheinlichkeit einer Szenariengruppe muss eine Bedingung gefunden werden, für die eine relevante Versagenswahrscheinlichkeit dieser Gruppe ermittelt werden kann.
  - für die Szenariengruppen "Kappensturz" und "Versagen der Binnenböschung" ist hier die ausschlaggebende Eingangsgröße die Wahrscheinlichkeit des Wellenüberlaufs auf der Binnenböschung (ausgedrückt als Wellenüberlaufrate, oder besser als Schichtdicke oder Geschwindigkeit des überlaufenden Wasser auf der Binnenböschung), ein möglicher Grenzwert für die mittlere Wellenüberlaufrate könnte hier  $P_f = 1 \cdot 10^{-4}$  sein;
  - für die Gruppe "Innere Erosion" genügt nach Entfallen des Versagensmechanismus "Gleiten" die Berechnung der Wahrscheinlichkeit einer Durchsickerung des Deiches, ein möglicher Grenzwert ist auch hier  $P_f = 1 \cdot 10^{-4}$ ;
  - die Szenariengruppe "Versagen Außenböschung" bedarf noch der weiteren Untersuchung, bevor hier abschließend Versagensmechanismen ausgeschlossen oder das Verfahren vereinfacht werden kann

Durch die Verwendung von FORM-Methoden für Versagensmechanismen kann die Berechnungszeit deutlich reduziert werden. Level II Verfahren sind jedoch nicht ausreichend, um die hier vorgestellten Szenarien zu berechnen. Hierfür muss auf Level III Methoden (Monte-Carlo-Simulation) zurückgegriffen werden. In Zukunft könnten für Standardfälle Berechnungen in Form von Datenbanken abgelegt werden, auf die dann bei einfachen Fällen zugegriffen werden kann. Derartige Zugriffe sind um Größenordnungen schneller als aufwändige Level III-Berechnungen und könnten daher in Form von anwenderfreundlicher Datenbank-Software verwendet werden. Hierauf wird noch in Kapitel 9 eingegangen werden.

Die Untersuchung der Abhängigkeit der Versagensmechanismen untereinander und ihr Einfluss auf das Gesamtergebnis hat gezeigt, dass für vollkommen abhängige Versagensmechanismen kleinere Versagenswahrscheinlichkeiten zu erwarten sind als für vollkommen unabhängige Versagensmechanismen. Dieses überraschende Ergebnis widerspricht den Erkenntnissen bisheriger Untersuchungen, die zum größten Teil auf einfachen Verknüpfungen der Versagensmechanismen beruhten und daher gegenteilige Ergebnisse hervorriefen. Weder vollständige Abhängigkeit noch vollständige Unabhängigkeit der Mechanismen ist in der Natur zu erwarten. Der "wahre Wert" liegt also zwischen den vorgestellten Extrema, wobei durch die Einführung der Szenarien eine noch größere Unabhängigkeit untereinander zu erwarten ist. Die Annahme der vollständigen Unabhängigkeit der Mechanismen bzw. Szenarien führt jedoch zu größeren Versagenswahrscheinlichkeiten, liegt also auf der "sicheren" Seite und wird im Weiteren hier verfolgt.

Die Variation einzelner Unsicherheiten der Modellfaktoren und Eingangsparameter haben nahezu keinen Einfluss auf die Versagenswahrscheinlichkeiten der Szenarien. In Ergänzung zum Einfluss dieser Parameter auf die Versagensmechanismen (vgl. Abschnitt 6.5) zeigen die Szenarien, dass bei der Erfassung mehrerer Mechanismen dieser Einfluss noch deutlicher abnimmt.

Das Verfahren zur Szenarienbildung berücksichtigt die Abhängigkeit der Versagensmechanismen von der Sturmflutdauer. Dabei bleibt der zeitliche Einfluss auf die Eingangsparameter jedoch unberücksichtigt. Die Untersuchung und Diskussion der Sturmtideverläufe hat einen "worst-case" ergeben, für den die Scherfestigkeit des Bodens bei gleichzeitigem Sturmtidescheitel deutlich herabgesetzt ist. Die Berechnung dieses Falles ergibt eine geringfügig erhöhte Versagenswahrscheinlichkeit des Gesamtdeiches. Die genaue Berücksichtigung des kritischen Sturmtidescheitels, der nur einen Bruchteil der gesamten Sturmflutdauer ausmacht (hier wurde er in einer Beispielrechnung auf 2,0 h angesetzt) hat gezeigt, dass die Versagenswahrscheinlichkeit zu Null berechnet wird (d.h.  $P_f < 10^{-10}$ ). Die Bedeutung des Mittelwerts der Sturmflutdauer für jeden Standort wird hierdurch deutlich unterstrichen. Die Berücksichtigung weiterer zeitlicher Abhängigkeiten der Parameter ist sehr aufwändig und kann durch die Berechnung und Diskussion des "worst case" vermieden werden.

Die Berechnung und Diskussion der Gesamt-Versagenswahrscheinlichkeit eines Seedeiches gegen Überflutung ist damit abgeschlossen. Es konnte gezeigt werden, dass die bisher verwendeten probabilistischen Methoden zur Berechnung noch nicht ausreichend sind und zu große Versagenswahrscheinlichkeit vorhersagen. Zahlreiche Verbesserungen sowohl bei den verwendeten Versagensmechanismen als auch bei der Ermittlung der Versagenswahrscheinlichkeit des Deiches und der Berücksichtigung der zeitlichen Abhängigkeit von Modellen und Eingangsparametern wurden vorgeschlagen und diskutiert.

## 8 - Fallstudien



## 8 Fallstudien

Die Ermittlung der Versagenswahrscheinlichkeit eines Seedeiches ist immer eng mit einem speziellen Berechnungsbeispiel verknüpft, weil (i) eine Vielzahl der benötigten Eingangsparameter fallspezifisch sind; und (ii) alle Ergebnisse anhand eines einfachen Beispiels illustriert werden sollten. Im vorliegenden Kapitel soll nun versucht werden, dieses Beispiel mit den herkömmlichen Bemessungsverfahren zu vergleichen. Hierfür wird in Abschnitt 8.1 eine Berechnung des Deiches nach dem deterministischen Standardverfahren durchgeführt und die Deichhöhe des Deiches ermittelt. In Abschnitt 8.2 werden dann probabilistische Methoden verwendet, die Berechnungen werden anhand eines einfachen und des vollständigen Fehlerbaumes durchgeführt.

## 8.1 Standard-Bemessungsverfahren

Nach den üblichen deterministischen Bemessungsverfahren (z.B. Einzelwertverfahren in Niedersachsen) muss für den vorliegenden Beispieldeich die Deichhöhe wie folgt ermittelt werden (Abschnitt 2.1.1):

Wasserstand MThw

- + max. Springerhöhung
- + max. Windstau
- + Sicherheitszuschlag (säkularer Meeresspiegelanstieg + Ortszuschläge)
- + max. Wellenauflaufhöhe z<sub>98</sub>

#### Kronenhöhe des Deiches

Alle diese Werte sind als stochastische Größen aufzufassen und müssen daher mit Hilfe von Messdaten vor Ort bestimmt werden. Der Windstau und die tidebeeinflussten Größen können dabei getrennt werden (vgl. Gönnert, 1999). Der Windstau kann dann aus den vorliegenden Daten separat bestimmt oder über Windstaumodelle aus vorliegenden lokalen Windinformationen (s. z.B. Voortman, 2002) bestimmt werden.

#### 8.1.1 Wahrscheinlichkeit Wasserstand

Um einen späteren Vergleich zu probabilistischen Modellen zu ermöglichen, sollen die ersten drei der o.a. Größen (Wasserstand, max. Springerhöhung und max. Windstau) hier zusammengefasst werden. Sie entsprechen dann einem fiktiven und für die Bemessung relevanten Wasserstand, in Küstennähe. Der Bemessungswasserstand (d.h. MThw, die Springerhöhung und der max. Windstau) soll hier einer Überschreitungswahrscheinlichkeit von  $1 \cdot 10^{-4}$  entsprechen<sup>15)</sup>. Der Mittelwert des Wasserstandes für die probabilistische Berechnung ist auf 2,85 m

<sup>&</sup>lt;sup>15)</sup> aus vorhandenen Daten von Messstationen entlang der Küste lassen sich Verteilungen anpassen und damit auch wirkliche Überschreitungswahrscheinlichkeiten für den Wasserstand gewinnen. Die hier getroffenen Annahmen sind im Vergleich zu Naturdaten nicht unrealistisch (vgl. z.B. Jensen, 2000). Gleichzeitig er-

festgelegt, die Standardabweichung  $_{\sigma hw}$  beträgt 0,426 m bei Annahme einer üblichen Wahrscheinlichkeitsverteilung. Abbildung 66 zeigt einen Vergleich zwischen drei Verteilungen (Normal-, Log-Normal- und Gumbel-Verteilung) mit verschiedenen Überschreitungswahrscheinlichkeiten.



Abb. 66: Vergleich von drei statistischen Verteilungsfunktionen und Überschreitungswahrscheinlichkeiten bei der Bestimmung des Bemessungswasserstandes für den Vergleich zwischen deterministischer und probabilistischer Berechnung

Abbildung 66 zeigt, dass bei einer gewählten Überschreitungswahrscheinlichkeit von  $P_{f,U} = 1 \cdot 10^{-4}$  die Wahl der Verteilung bereits zu 1,2 m Differenz des Bemessungswasserstandes führen kann. Die Normalverteilung wird dabei als statistische Verteilung des Wasserstandes eher nicht in Frage kommen, die Differenz zwischen den beiden Extremwertverteilungen (Log-Normal und Gumbel) beträgt immer noch 75 cm. Die korrekte Anpassung der Daten an die jeweilige Verteilung ist daher entscheidend, wird aber bei noch so sorgfältiger Auswahl und Bearbeitung der Daten zu großen Unterschieden in der Vorhersage des Bemessungswertes führen. Hier wird zunächst nur beispielhaft vorgegangen, daher kann für die weitere Bearbeitung auf der Basis der Log-Normal-Verteilung ein Bemessungswasserstand h<sub>w</sub> = 4,90 m gewählt werden.

#### 8.1.2 Ermittlung der Deichhöhe

Die Ermittlung der Deichhöhe erfolgt, indem der säkulare Meeresspiegel ( $\Delta h = 30$  cm / 100 Jahre) und der Wellenauflauf addiert werden. Mit den angegebenen Parametern errechnet

laubt die Annahme einer Überschreitungswahrscheinlichkeit  $P_f = 1 \cdot 10^{-4}$  den Vergleich zu Seedeichen entlang der niederländischen Küste, für die Wasserstände mit einer derartigen Wahrscheinlichkeit für die Bemessung vorgeschrieben sind.

sich nach Gl. (6) ein Wellenauflauf  $z_{98}$  von 2,80 m. Die Bestickhöhe des Deiches kann damit zu  $h_k = h_w + \Delta h + {}_{z98} = 4,90 + 0,30 + 2,80 = 8,00 \text{ m}$  bestimmt werden. Die Versagenswahrscheinlichkeit des Deiches bei dieser deterministischen Berechnung entspricht dann der Überschreitungswahrscheinlichkeit des Wasserstandes ( $P_{f, hw} = 1 \cdot 10^{-4}$ ), wenn man voraussetzt, dass der Deich versagt, wenn der Bemessungswasserstand überschritten wird.

## 8.2 Probabilistische Methoden

Auf der Grundlage der Berechnungen des Bemessungswasserstandes und der Deichhöhe aus Abschnitt 8.1.2 soll nun eine probabilistische Bemessung durchgeführt und diskutiert werden. Hierfür wird anhand der Fehlerbaumanalyse die Versagenswahrscheinlichkeit des virtuellen Beispieldeiches berechnet.

Da der virtuelle Beispieldeich bereits bei der Bearbeitung der vorangegangenen Kapitel als Beispiel verwendet worden ist, liegen die Ergebnisse der probabilistischen Berechnung bereits vor und werden in Tabelle 20 mit den deterministischen Ergebnissen zusammengestellt.

	deterministisch	Fehlerbaum	Szenarienbaum
Wasserstand [m]	4,90 m	2,85 m	2,85 m
Kronenhöhe [m]	8,00 m	8,00 m	8,00 m
$P_{f}$ (Wellenüberlauf, $q_{zul} = 1 l/s \cdot m$ )	-	4,6.10-4	4,6.10-4
P <sub>f</sub> (Überflutung) / Jahr	$1.10^{-4}$ (*)	8,4·10 <sup>-6</sup>	1,5.10-5

Tab. 20: Übersicht der deterministischen und probabilistischen Berechnung des virtuellen Beispieldeiches

<sup>(\*)</sup> dargestellt ist hier der Wert, der det deterministischen Berechnung implizit zugeordnet ist

Die Zusammenstellung zeigt, dass einheitlich von einer vorhandenen Kronenhöhe des Deiches ausgegangen wurde, der Mittelwert des Wasserstandes jedoch unterschiedlich angesetzt wurde (vgl. Abschnitt 8.1.1). Das einfache Beispiel in Abschnitt 8.1.1 zeigt, dass nur für den Wasserstand alleine durch die Wahl der statistischen Verteilung bereits deutliche Differenzen im Bemessungswasserstand auftreten können.

Diese Extrapolation des Wasserstandes auf sehr große Zeiträume ist bei probabilistischen Verfahren nicht erforderlich. Die Berechnung des Bemessungspunktes der Versagensfunktion z ist jedoch häufig abhängig von den "Schwänzen" der gewählten Verteilung. In Kapitel 5 konnte jedoch hierzu gezeigt werden, dass die Wahl der Verteilung eines einzelnen Parameters auf die Gesamt-Versagenswahrscheinlichkeit im Allgemeinen nur einen geringen Einfluss hat. Damit bietet das probabilistische Verfahren prinzipiell Vorteile gegenüber der Festsetzung einer Überschreitungswahrscheinlichkeit eines Wasserstandes. Die Unterschiede der Versagenswahrscheinlichkeit der deterministischen und der probabilistischen Berechnung liegen für den virtuellen Beispieldeich bei etwa einer Größenordnung.

## 8.3 Diskussion der Ergebnisse

Die in diesem Kapitel durchgeführten Berechnungen hatten das Ziel, einen Vergleich zwischen herkömmlicher deterministischer Bemessung und der hier verwendeten probabilistischen Bemessung durchzuführen und prinzipiell zu diskutieren.

Dafür wurde zunächst eine deterministische Berechnung für einen virtuellen Beispieldeich durchgeführt. Die hierbei getroffene Annahme geht davon aus, dass der Bemessungswasserstand einer Überschreitungswahrscheinlichkeit von  $P_f = 1 \cdot 10^{-4}$  entspricht und dass eine Extremwertverteilung hierfür angesetzt werden kann. Wenn Messdaten vor Ort vorhanden sind, lässt sich der Bemessungswasserstand zusammen mit der Überschreitungswahrscheinlichkeit aus den Daten festlegen. Die dabei auftretenden Schwierigkeiten werden z.B. in Jensen (2000) oder Fröhle (2000) diskutiert und sollen hier nicht nochmals untersucht werden. Aus der Bandbreite der Möglichkeiten der Verteilungsfunktionen wurde die Log-Normal-Verteilung gewählt, die für die vorliegenden Verhältnisse den deterministischen Bemessungswasserstand ergab. Die Deichhöhe wurde für den virtuellen Beispieldeich zusammen mit einem säkularen Meeresspiegelanstieg und Wellenauflauf auf 8,0 m festgelegt.

Die probabilistische Berechnung arbeitet nur mit den Mittelwerten des Wasserstandes, aber unter der Annahme einer identischen Verteilung, die zur Berechnung des deterministischen Bemessungswasserstandes führte. Der praktische Vorteil liegt daher in der einfacheren Bestimmung des relevanten Wasserstandes aus den Daten. Die Ermittlung der Versagenswahrscheinlichkeit des Deiches ergab bei gleicher Kronenhöhe einen Wert von  $P_f = 1,5 \cdot 10^{-5}$ . Wird vorausgesetzt, dass bei der deterministischen Berechnung implizit eine Versagenswahrscheinlichkeit von  $P_f = 1 \cdot 10^{-4}$ , also der Überschreitungswahrscheinlichkeit des Wasserstandes angesetzt wird, so ergibt sich für dieses Beispiel ein Unterschied der Versagenswahrscheinlichkeit in einer Zehnerpotenz. Ein Ansatz, diesen Unterschied als Differenz der entsprechenden Deichhöhe auszudrücken, findet sich in Kortenhaus (2002). Die Ergebnisse zeigen also für die Beispielrechnung, dass auch die zusätzliche Berücksichtigung der Modellunsicherheiten, die bei der deterministischen Berechnung höchstens implizit in Sicherheitsfaktoren enthalten sind, zu keiner Erhöhung der Versagenswahrscheinlichkeit des Deiches im Vergleich zur deterministischen Berechnung führt.

Die in diesem Bericht vorgestellte und im Detail diskutierte probabilistische Bemessung basiert auf einer Reihe von Annahmen und führt zu einer Reihe von Erkenntnissen, die im Detail diskutiert werden müssen. Auch die hieraus resultierenden Erkenntnisse für die Bemessung von Seedeichen, zukünftige Forschungsaufgaben und zu schließenden Lücken im Wissensstand sind zu diskutieren und zu belegen. Die dargestellten Untersuchungen sind auf einen fiktiven Beispieldeich beschränkt, eine praktische Umsetzung der Ergebnisse kann erst erfolgen, wenn die zuvor angesprochenen Annahmen und Lücken im Wissensstand geklärt sind. Das nachfolgende Kapitel 9 versucht eine Gesamtzusammenfassung sowie eine Bewertung der hier gewonnenen Erkenntnisse.

E 34 942 Lit.

# 9 - Zusammenfassung



## 9 Zusammenfassung und Ausblick

Die vorliegende Arbeit befasst sich mit der probabilistischen Bemessung von Seedeichen, wobei das Hauptziel die Bestimmung der Versagenswahrscheinlichkeit eines fiktiven Seedeiches vor dem Hintergrund des Zusammenwirkens einer Vielzahl von Versagensmechanismen ist. Eine hinreichend abgesicherte probabilistische Bemessungsmethode ist unverzichtbare Voraussetzung, um die Risiken in Küstengebieten verlässlich ermitteln zu können. Die vorgestellten Untersuchungen sind als ein erster Schritt auf diesem Wege anzusehen.

Im Folgenden werden zunächst die wesentlichen Ergebnisse dieser Arbeit zusammengefasst (Abschnitt 9.1) und danach hieraus resultierende Ausblicke auf notwendige weitere Untersuchungen, die Bedeutung dieser Ergebnisse für die praktische Bemessung und Anwendung sowie forschungsrelevante Fragestellungen erörtert (Abschnitt 9.2).

## 9.1 Zusammenfassung

Seedeiche werden weltweit auf deterministischer Grundlage bemessen. Hierbei wird in der Regel ein Ansatz verwendet, dessen wesentliche Basis die Verwendung eines extremen Wasserstandes während einer Sturmflut ist. Hierzu werden maximaler Wellenauflauf, säkularer Meeresspiegelanstieg und ggf. ein Sicherheitsmaß addiert, um die Bestickhöhe des Deiches festzulegen. Bei diesem "Wasserspiegel"-Ansatz werden jedoch explizit weder die Versagensmechanismen des Deiches noch die Unsicherheiten der einwirkenden Parameter berücksichtigt. Sie sind jedoch empirisch auf Grundlage von Erfahrungen mit Schadensereignissen in der konstruktiven Ausgestaltung der Seedeiche enthalten.

In der vorliegenden Arbeit wird anhand einer Schadensanalyse von Seedeichen und entsprechenden Angaben im Schrifttum eine probabilistische Bemessung für einen fiktiven Beispieldeich vorgestellt und diskutiert. Hierfür mussten eine Reihe von Wissenslücken für die Beschreibung der Versagensmechanismen geschlossen werden, für die entweder Ansätze aus dem Schrifttum erweitert oder eigene Ansätze entwickelt wurden. Abbildung 67 gibt einen Überblick über die bearbeiteten Fragestellungen mit stichpunktartiger Auflistung der wesentlichen Ergebnisse.



Abb. 67: Übersicht über die wesentlichen Fragestellungen bei der probabilistischen Bemessung von Seedeichen mit Schlüsselergebnissen (in Klammern sind die jeweiligen Abschnitte des Berichts angegeben)

#### 9.1.1 Versagensmechanismen

Bei der Entwicklung der zum Teil noch nicht vorhandenen oder lückenhaften Grenzzustandsgleichung für die Versagensmechanismen (Kap. 4) sind die folgenden Mechanismen betrachtet worden. Insgesamt wurden 25 Versagensmechanismen und 80 Eingangsparameter im Detail untersucht:

- Druckschläge auf der Außenböschung des Deiches (neuer Ansatz);
- Infiltration des Deiches (einfacher Ansatz auf Basis der Vorgaben von Schüttrumpf (2001) sowie Erkenntnisse aus Versuchen im Großen Wellenkanal im Rahmen des KFKI-Projekts "Belastung der Binnenböschung von Seedeichen durch Wellenüberlauf");
- einfacher Ansatz für die Durchströmung des Deiches aufgrund von theoretischen Überlegungen und großmaßstäblichen Untersuchungen der Universität Karlsruhe (Scheuermann & Brauns, 2001);
- Versagen des Fußdeckwerks auf der Außenböschung unter Auftrieb (Einbinden der neuen Versuchsergebnisse von Schüttrumpf, 2001);
- Umstellung und Erweiterung der in TAW (2000) beschriebenen Ansätze zur Erosion von Grasbewuchs und Kleiabdeckung auf der Außenböschung und von Grasbewuchs auf der Binnenböschung;

- Modellvorstellung zur Erosion der Kleiabdeckung auf der Binnenböschung als Flächenerosion (vgl. Oumeraci et al., 2001 und Weißmann, 2002) auf Grundlage der Ergebnisse aus dem KFKI-Projekt "Belastung der Binnenböschung von Seedeichen durch Wellenüberlauf"
- Entwicklung des Versagensmechanismus "Kappensturz" als Böschungsbruch unter Berücksichtigung von spezifischen Voraussetzungen für das Versagen der Kappe des Deiches;
- Erweiterung der Ansätze der Inneren Erosion ("Piping" und Kontakterosion) durch Berücksichtigung von Durchströmung des Deiches;
- Entwicklung eines analytischen Modells für die Berechnung der Dauer des Deichwiderstands bei Deichbruch im Sand unter Wellenüberlauf und Überströmen auf Basis des Modells nach Visser (1998);
- Untersuchung des Deichgleitens und Diskussion von weiteren, gegebenenfalls noch zu berücksichtigenden Einflussparametern.

Bei der Untersuchung der Versagensmechanismen hat sich die Berücksichtigung der Zeit als maßgebender Eingangsparameter herausgestellt. Einige Mechanismen sind direkt von der Zeit abhängig, d.h. dass z.B. die Belastungsgröße S der Sturmflutdauer und die Widerstandsgröße R der Dauer entspricht, die der Deich dieser Belastung standhalten kann. Darüber hinaus sind viele der verwendeten Eingabeparameter zeitabhängig, so dass eine entsprechende Berücksichtigung dieser zeitlichen Abhängigkeit untersucht werden musste.

#### 9.1.2 Unsicherheiten

Die Parameter- und Modellunsicherheiten sind wesentliche Eingangsgrößen für die probabilistische Bemessung. Sie stellen im Vergleich zu einer deterministischen Bemessung die wesentliche Erweiterung der Eingangsgrößen dar. Die Analyse hat gezeigt, dass erst sehr wenige Informationen zu diesen Unsicherheiten vorhanden sind, so dass sie in der Regel nur durch Mittelwerte und Standardabweichungen abgeschätzt werden, also eine Normalverteilung vorrausgesetzt wird. Alternative Vorschläge anderer statistischer Verteilungen sind in der Regel nicht durch Daten abgesichert.

Zur Abschätzung der Bedeutung der Unsicherheiten der Parameter wurde vorab eine Sensitivitätsanalyse der Parameter durchgeführt. Die Sensitivitätsanalyse hat gezeigt, dass der Einfluss einzelner Eingabeparameter auf die jeweiligen Versagensmechanismen sowie die Bedeutung der einzelnen Modelle auf die Gesamt-Versagenswahrscheinlichkeit näherungsweise ermittelt werden kann. Dabei kann jedoch immer nur fallspezifisch vorgegangen werden, da eine pauschale Aussage für die Gesamtheit möglicher Seedeiche wegen der zu hohen Kombinationsanzahl nicht möglich ist. Sensitivitätsanalysen sind aber eine gute Möglichkeit, um die verwendeten Modelle zu überprüfen und die Relevanz der Eingabeparameter abzuschätzen, sofern probabilistische Verfahren nicht zur Verfügung stehen.

Für die probabilistische Bemessung werden geeignete Verfahren zur Bestimmung der Parameter- und Modellunsicherheiten eingehend beschrieben. Dabei wird insbesondere auf die Modellunsicherheiten eingegangen, weil derartige Betrachtungen im Schrifttum entweder gar nicht vorhanden sind oder aber nur durch die Angabe eines Variationskoeffizienten abgehandelt werden. Dieser Parameter ist alleine nicht ausreichend, um den Modellfaktor zu beschreiben.

#### 9.1.3 Level II/III – Berechnungen

Die Versagenswahrscheinlichkeiten der einzelnen Mechanismen, die zu einem Deichversagen beitragen können, sind für den fiktiven Beispieldeich ermittelt worden. Die hierfür entwikkelte Software wurde anhand einfacher Beispiele getestet. Die Ergebnisse wurden mit kommerzieller Software fortwährend abgeglichen und bewertet.

Die Untersuchungen haben gezeigt, dass (i) einige Versagenswahrscheinlichkeiten sehr hohe Werte liefern (z.B. Erosion von Gras bzw. Klei auf der Außenböschung); (ii) einige Versagensmechanismen vollständig ausgeschlossen werden können, weil die entsprechenden Versagenswahrscheinlichkeiten zu gering sind (z.B. Gleiten des Deiches, unmittelbarer Wellenüberlauf, Überströmen des Deiches), (iii) einzelne Modelle u.U. noch nicht die Verhältnisse in der Natur simulieren (z.B. Druckschlag auf der Außenböschung, Kappensturz) und (iv) alle Versagensmechanismen auf der Binnenböschung des Deiches für den fiktiven Beispieldeich sehr geringe Versagenswahrscheinlichkeiten aufweisen, da sie implizit die bereits geringe Wahrscheinlichkeit eines Wellenüberlaufs enthalten.

Die Untersuchungen hinsichtlich der Unsicherheiten der Eingangsparameter und der verwendeten Modelle hat gezeigt, dass (i) der Modellfaktor mit Ausnahme von zwei wesentlichen Versagensmechanismen (Wellenüberlauf und Piping) keinen nennenswerten Einfluss aufweist, (ii) vor allem der Wasserstand und die Seegangsparameter die deutlichsten Unterschiede bei den Versagenswahrscheinlichkeiten hervorrufen (bis zu mehreren Größenordnungen) und daher zusammen mit den jeweiligen Unsicherheiten für eine zukünftige Bemessung noch eingehender untersucht werden müssen, (iii) für die Variation des Verteilungstyps (Log-Normal- und Weibull-Verteilung) immer kleinere oder gleichbleibende Versagenswahrscheinlichkeiten im Vergleich zur Verwendung einer Normalverteilung der Parameter ermittelt werden.

#### 9.1.4 Fehlerbaumanalyse

Die Berechnung der Gesamt-Versagenswahrscheinlichkeit des Deiches ergab eine Wahrscheinlichkeit des Deiches gegen Überflutung von  $P_f = 8,4\cdot10^{-6}$  für den virtuellen Beispieldeich. Dabei wird das Ergebnis jedoch wesentlich von einer ungenügenden Erfassung der Sturmflutdauer und des nachgeschalteten Versagensmechanismus "Deichbruch" beeinflusst. Die Versagenswahrscheinlichkeit wird daher zu klein berechnet. Aus diesen Gründen wurden Versagensszenarien entwickelt, die jeden zeitabhängigen Schritt bei der Berechnung eines Schadensszenarios zusammenfassen und die Veränderung der Sturmflutdauer bei den nacheinander ablaufenden Versagensmechanismen berücksichtigen. Die Versagenswahrscheinlichkeit wurde mit Hilfe dieses Ansatzes zu  $P_f = 1,5\cdot10^{-5}$  bestimmt.

Die vorliegenden Untersuchungen wurden mit Beispielen aus dem Schrifttum verglichen, in dem die bislang einfacheren Fehlerbäume aus dem Schrifttum für Deiche verwendet werden. Die gewählten Beispiele aus dem niederländischen Veröffentlichungen wurden nachvollzogen, mit den eigenen Routinen berechnet und abschließend mit den bisherigen Ergebnissen verglichen. Es wurde gezeigt, dass die vereinfachten Fehlerbäume zu große Versagenswahrscheinlichkeiten liefern (ca. 1 Größenordnung in dem gewählten Beispiel), dass aber sinnvolle Vereinfachungen des Fehlerbaumes zu Ergebnissen in der gleichen Größenordnung wie für das Gesamtergebnis einer Szenarienberechnung führen.

Durch die Verwendung von FORM-Methoden für Versagensmechanismen lässt sich die Berechnungszeit deutlich reduzieren. Level II Verfahren allein sind jedoch nicht ausreichend, um die untersuchten Szenarien zu berechnen. Daher muss zusätzlich auf Level III Methoden (Monte-Carlo-Simulation) zurückgegriffen werden.

Die Untersuchung der Abhängigkeit der Versagensmechanismen untereinander und deren Einfluss auf das Gesamtergebnis hat gezeigt, dass für vollkommen abhängige Versagensmechanismen kleinere Versagenswahrscheinlichkeiten zu erwarten sind als für vollkommen unabhängige Versagensmechanismen.

Es konnte gezeigt werden, dass die Unsicherheiten der Modelle und Eingangsparameter nahezu keinen Einfluss auf die Versagenswahrscheinlichkeiten der einzelnen Szenarien erkennen ließen. In Ergänzung zum Einfluss dieser Parameter auf die Versagensmechanismen zeigen die Szenarien, dass bei der Zusammenfassung mehrerer Mechanismen der Gesamteinfluss noch deutlicher abnimmt. Daraus lässt sich schließen, dass bei den meisten relevanten Versagensmechanismen (Ausnahme ist hier z.B. Piping) der Anpassung des Modells an die Daten kein wesentlicher Stellenwert beizumessen ist.

Zur Berücksichtigung der zeitlichen Abhängigkeit der Eingangsparameter während eines Sturmereignisses hat die Untersuchung und Bewertung der Sturmtideverläufe ein "worstcase".-Szenario geliefert. In diesem Fall wird die Scherfestigkeit des Bodens bei Eintritt des Scheitelwasserstandes deutlich herabgesetzt. Die Anwendung dieses Falles ergibt jedoch nur eine geringfügig erhöhte Versagenswahrscheinlichkeit für den Gesamtdeich, weil bei diesem Szenario die Wahrscheinlichkeit des Wellenüberlaufs nicht zunehmen wird. Die Berücksichtigung des kritischen Scheitelwasserstandes, der allerdings nur einen Bruchteil der gesamten Sturmflutdauer ausmacht (hier wurde in einer Beispielrechnung die Dauer auf 2,0 h angesetzt) hat gezeigt, dass die Versagenswahrscheinlichkeit in diesem Fall zu Null berechnet wird (d.h.  $P_f < 10^{-10}$ ). Daraus lässt sich folgern, dass dem Mittelwert der Sturmflutdauer für jeden Standort eine deutlich höhere Bedeutung beizumessen ist. Die Berücksichtigung weiterer zeitlicher Abhängigkeiten der Parameter ist sehr aufwändig, sie kann aber aufgrund der Berechnung und Diskussion des "worst case"-Falles vernachlässigt werden.

#### 9.1.5 Fallstudien

Die ermittelte Versagenswahrscheinlichkeit des fiktiven Beispieldeiches wurde mit einer bislang in der Praxis üblichen deterministischen Bemessung eines Deiches verglichen. Die hierzu getroffene Annahme geht davon aus, dass der Bemessungswasserstand einer Überschreitungswahrscheinlichkeit von  $P_f = 1 \cdot 10^{-4}$  entspricht und hierfür eine Extremwertverteilung (hier: Log-Normal-Verteilung) angesetzt werden kann.

Die probabilistische Berechnung basiert auf Mittelwerten des Sturmflutwasserstandes. Durch Annahme einer identischen statistischen Verteilung konnte dazu der deterministische Bemessungswasserstand ermittelt werden. Der praktische Vorteil dieser Vorgehensweise liegt darin, dass sich der Sturmflutscheitelwasserstand aus den vorhandenen Daten berechnen lässt. Die Ermittlung der Versagenswahrscheinlichkeit des Deiches ergab auf dieser Grundlage bei gleicher Kronenhöhe einen Wert von  $P_f = 1,5 \cdot 10^{-5}$ .

### 9.2 Ausblick

Die Ergebnisse der vorliegenden Untersuchungen haben gezeigt, dass eine probabilistische Bemessung von Seedeichen möglich ist. Bei dem heutigen Kenntnisstand müssen jedoch immer noch Annahmen getroffen werden, so dass eine verlässliche praktische Anwendung noch nicht empfohlen werden kann. So sind im Laufe der Bearbeitung Fragen aufgetreten, auf die hier nur zum Teil eingegangen wird, sie sollen im Folgenden kurz aufgezeigt und in ihrer Relevanz beurteilt werden. Hierzu wird auf Abschnitt 9.2.1 verwiesen, in dem auf notwendige weitere Untersuchungen zur Verbesserung der probabilistischen Methoden eingegangen wird. In Abschnitt 9.2.2 werden danach die notwendigen Schritte, die für eine praktischen Anwendung des Verfahrens noch erforderlich sind, aufgeführt. Der Abschnitt 9.2.3 gibt abschließend einen allgemeinen Ausblick auf den weiteren Forschungsbedarf als Ergebnis der vorliegenden Untersuchungen.

#### 9.2.1 Weitere Untersuchungen

Die Untersuchung und Analyse der Versagensmechanismen hat gezeigt, dass die einzelnen Versagensmechanismen, wie zu erwarten war, unterschiedliche Bedeutung für die Gesamt-Versagenswahrscheinlichkeit des Deiches haben. Auch wenn diese Wichtung der Versagensmechanismen sehr stark von dem jeweils untersuchten Deich abhängig ist, kann die besondere Bedeutung der Mechanismen aufgezeigt werden, die z.B. die Erosion auf der Außen- und Binnenböschung beschreiben. Die mit diesem Prozess verknüpften Versagenswahrscheinlichkeiten sind sehr hoch. Folglich ist tatsächlich die Bedeutung dieser Mechanismen sehr groß oder aber die gewählten Grenzzustandsgleichungen dieser Mechanismen sind unzureichend, um die Vorgänge in der Natur realistisch zu beschreiben. Daraus ist zu folgern, dass die Versagensmechanismen wesentlicher Modelle (d.h. also Modelle mit großer Versagenswahrscheinlichkeit) kritisch überprüft werden müssen. zusätzlich sind einzelne Versagensmechanismen noch eingehender zu analysieren. Die nachfolgende Aufzählung von relevanten Versagensmechanismen enthält die Details hierzu zusammen mit einigen Vorschlägen für die Durchführung der Untersuchungen.

- Erosion von Gras und Klei auf der Außenböschung und Binnenböschung des Deiches: hierzu sind noch systematische Untersuchungen erforderlich, so z.B. die Erosionsbeständigkeit unterschiedlicher Grassorten in Verbindung mit dem zugehörigen Boden (Klei) sowie die Abhängigkeit von der Strömungsgeschwindigkeit; hierzu sind die Grenzbedingungen für die Geschwindigkeiten des auf- und überlaufenden Wassers von besonderer Bedeutung;
- Druckschlag: die Grenzzustandsgleichung f
  ür den Mechanismus "Druckschlag" ist noch eingehender zu untersuchen: ausgehend von den ersten Ergebnissen zu Druckschlagwirkungen in Spalten von Wellenbrechern (vgl. u.a. Wolters & M
  üller, 2001) sind noch Untersuchungen zu den physikalischen Vorg
  ängen bei der Erosion des Bodenmaterials einschlie
  ßlich Bewuchs zwingend erforderlich. Hierzu bieten sich syste-

matische Untersuchungen an, wie z.B. Fallversuche von kontrollierten Wasservolumina auf geneigte Oberflächen im 1:1 Maßstab, bei denen unterschiedliche Bodenqualitäten unter dem Einfluss brechender Wellen und Vorschädigungen des Bodenmaterials analysiert werden können;

- Kappensturz und Gleiten des Kleis auf der Binnenböschung: hier sind zunächst noch theoretische Untersuchungen notwendig, um zu ermitteln, wie es zu derartigen Schadensfällen kommen kann, wie sie während der schweren Sturmflut 1962 eingetreten sind. Die damaligen Ereignisse waren vor allem durch eine zu steile Binnenböschung und aufgrund der damaligen unzureichenden Deichhöhe eine wesentlich höhere Wahrscheinlichkeit des Wellenüberlaufs gekennzeichnet. Eine Nachberechnung mit Modellansätzen einzelner Ereignisse aus der damaligen Zeit trug nennenswert zur Plausibilität der Modelle bei. Erst nach diesem Schritt sollten aufwendige Modell- oder Felduntersuchungen folgen;
- Deichbruch: die Erosion des Deichbodens und der zugehörige vollständige Deichbruch sind bisher nur für die Kombination "Überströmen des Deiches" und einen "Deich aus Sand" untersucht worden. Eine entsprechende Erweiterung und Verifizierung des hier gefundenen und verwendeten Ansatzes für Wellenüberlauf ist notwendig sowie die Einbeziehung von anderem Bodenmaterial (z.B. Klei mit unterschiedlichen Sandanteilen). Weiterhin ist auch der Einfluss von Inhomogenitäten im Deichkörper (Schichtwechsel, Tiere, Wurzeln, etc.) von besonderer Bedeutung. Diesbezügliche Untersuchungen sind z.B. auch im Hinblick auf das Durchströmverhalten des Wassers durch den brechenden Deich und die daraus entstehende Flutwelle sehr wichtig;
- **Durchsickerung:** die Durchströmung des Deiches wurde auf der Grundlage einfacher Ansätze vorgenommen. Als weiterführender Schritt ist noch der Zerstörungsmechanismus der Kleischicht zu untersuchen (Anmerkung: bei nicht vorgeschädigter Kleischicht ergibt sich immer eine Versagenswahrscheinlichkeit von Null für die Durchsickerung).

Aufbauend auf die zunächst noch verbesserungswürdigen Versagensmechanismen ist der Einfluss verschiedener Grenzzustandsgleichungen auf die Gesamt-Versagenswahrscheinlichkeit zu prüfen, selbst wenn die Analyse der Unsicherheiten der Modellfaktoren hierzu gezeigt hat, dass ein derartiger Einfluss nicht sehr hoch ist. Wenn dieses Ergebnis für unterschiedliche Modelle bestätigt werden kann, ist dies eine wesentliche Aussage für die erforderlichen Genauigkeitsansprüche bei der Entwicklung von Modellen.

Bei den vorliegenden Untersuchungen konnten Fragen wie z.B. die Vorschädigung des Deiches (Trockenrisse, Wühltiere, Trampelpfade, Beweidung, Zäune, etc.) nur durch Annahmen in die Grenzzustandsgleichungen einfließen (s.o.). Hierzu ist grundsätzlich noch zu untersuchen, wie gerechtfertigt derartige Annahmen überhaupt sind und in welcher Form sie unmittelbar in die probabilistische Berechnung einfließen können.

Auch sind Probleme, die bei Übergängen zwischen unterschiedlichen Materialien entstehen (z.B. Übergang zwischen Deckwerk und Grasschicht), noch nicht betrachtet worden. Die Analyse von Schäden an Seedeichen hat gezeigt, dass vor allem an diesen Übergängen anfängliche Schäden des Deiches hervorgerufen werden, die mit anhalternder Sturmflutdauer überproportional vergrößert werden. In der vorliegenden Arbeit konnten derartige Vorschädigungen nicht berücksichtigt werden, da hierzu weder Informationen noch Grenzzustandsgleichungen vorliegen. Zur weiteren Klärung dieser Problematik müssen zunächst noch eingehende Schadensanalysen bei anderen Ereignissen und Lokationen durchgeführt werden, um die Häufigkeit des Auftretens aufzuzeigen bzw. sind auch noch die physikalischen Gesetzmäßigkeiten zu untersuchen, um entweder eine statistische oder eine physikalische Beschreibung (Grenzzustandsgleichung) zu finden. Hierbei sind auch Fragen der regelmäßigen Inspektion des Deiches und der Wartungsintervalle zu berücksichtigen.

Die Unsicherheit der Eingabeparameter ist unter den hier geltenden Voraussetzungen für die Grenzzustandsgleichungen insbesondere für den Wasserstand und die zugehörigen Seegangsparametern von relevanter Bedeutung. Daher sind für die Bestimmung der Versagenswahrscheinlichkeit des Deiches noch eingehendere Untersuchungen und Daten zur Erfassung der tatsächlichen Häufigkeitsverteilungen dieser Parameter notwendig. Die Verringerung der Unsicherheiten dieser Parameter wird zu einer niedrigeren Versagenswahrscheinlichkeit des Deiches führen. Vorab ist aber zu prüfen, welche Optimierung des jeweiligen Deichprofils erreicht werden kann. Eine Kosten-Nutzen-Analyse kann Hinweise liefern, ob weitere Untersuchungen zur Verringerung der Unsicherheiten gerechtfertigt sind.

Neben dem Top-Event "Überflutung", der den vorliegenden Untersuchungen als Kriterium für die Berechnung der Versagenswahrscheinlichkeit zugrunde gelegt wurde, sind auch noch die Versagenswahrscheinlichkeiten einzelner Mechanismen kritisch zu untersuchen, da diese bei einem Versagen auch schon erhebliche (Instandhaltungs-)Kosten verursachen können. Derartige Versagensmechanismen sollten als Teil-Fehlerbaum untersucht und mit Hilfe von Kosten-Nutzen-Analysen optimiert werden.

#### 9.2.2 Praktische Anwendung und Bemessung

Die vorliegende Arbeit war auf grundsätzliche Möglichkeiten und Anforderungen an eine probabilistische Bemessung von See- und andere Deichen ausgerichtet. Für diese Untersuchungen wurden bestehende Verfahren (Grenzzustandsgleichungen) verwendet und verbessert sowie der Einfluss von Unsicherheiten und Modellfaktoren untersucht und bewertet. Bis zur Anwendung und Entwicklung handhabbarer praxisnaher Methoden sind aber noch Fragen offen.

Weitere Untersuchungen sind noch erforderlich, um die Berechnungen von Level III Analysen zu beschleunigen. Aufgrund der ständig steigenden Rechnerkapazitäten und –leistungen sollte ein Weg gefunden werden, die zeitaufwändigen Monte-Carlo-Simulationen zu beschleunigen, um einfache und schnelle Lösungen zu finden.

Auch fehlt noch die Entwicklung anwenderfreundlicher Software, die alle Ergebnisse der vorliegenden Untersuchungen und der noch umzusetzenden Verbesserungen berücksichtigt. Es konnte gezeigt werden, dass die Software unbedingt eine Plausibilitätskontrolle aller Ergebnisse beinhalten muss, so dass diese nachvollziehbar bleiben. Aus diesen Gründen ist die Verwendung von partiellen Sicherheitsfaktoren nicht empfehlenswert, da diese Berechnungen nicht ausreichend transparent sind und zudem in Abhängigkeiten anderer Parameter variieren (vgl. PIANC PTC II WG 28, 1998). Anhand umfangreicher Berechnungen von Einzelfällen wird der Aufbau und die Schaffung einer Datenbank empfohlen, in denen Berechnungen von Versagensmechanismen gespeichert werden und die bei Bedarf anstelle umfangreicher Level III-Berechnungen herangezogen werden können. hierzu sind die angesprochenen Weiterentwicklungen der Verfahren erforderlich.

Aufbauend auf den Ergebnissen der vorliegenden Untersuchungen sind noch Vereinfachungen in den Szenarienbaum einzubauen, um die Übersichtlichkeit des Baumes sowie die Geschwindigkeit der Berechnungen der einzelnen Versagenswahrscheinlichkeiten zu verbessern.

Durch probabilistische Verfahren lässt sich die Versagenswahrscheinlichkeit einer beliebigen Grenzzustandsgleichung anhand von Level II-Methoden (ggf. auch Level III Methoden) ermitteln und damit gleichzeitig Aussagen über die Bedeutung der Eingangsparameter auf das Ergebnis berechnen. Aufwändige deterministische Sensitivitätsanalysen von Parametern können somit entfallen und werden durch wesentlich schnellere probabilistische Berechnungen ersetzt.

Mit Hilfe von Monte-Carlo-Methoden lassen sich Veränderungen in den statistischen Verteilungen von Eingangsparametern verfolgen. Wenn z.B. von einer Rayleigh-Verteilung der Wellenhöhe im Tiefwasser vor dem Bauwerk ausgegangen wird, lässt sich mit Hilfe der MC-Simulation die Wellenhöhe an den Fuß des Bauwerks transformieren (z.B. unter Anwendung von analytischen Shoaling- und Brechkriterien oder aber mit Hilfe von numerischen Modellen wie SWAN oder HISWA) und dort die Form der "neuen" Verteilung der Wellenhöhen ermitteln. Derartige Methoden sollten verwendet werden, um Aussagen über Verteilungen von Seegangsparametern zu erhalten, für die keine Messungen vorliegen.

#### 9.2.3 Risikoanalyse

Probabilistische Bemessungsverfahren sind relativ neue Methoden im Küsteningenieurwesen, die entsprechend der vorliegenden Untersuchungen für die Bemessung von Seedeichen einsetzbar sind. Die Ergebnisse dieser Arbeit haben gezeigt, dass derartige Methoden erfolgversprechend sind, allerdings für eine praktische Anwendung noch weiterentwickelt werden müssen. Im Wesentlichen ist dabei die Einbindung der probabilistischen Verfahren in eine Risikoanalyse durchzuführen, wie sie z.B. in Anlage B beschrieben ist.

Zur Bestimmung des Risikos einer Küstenregion sind hierfür zunächst Untersuchungen der potenziellen Schäden notwendig, die zur Zeit bereits durchgeführt werden (s. auch Anlage B und dort enthaltene Schrifttumshinweise) bzw. bereits untersucht worden sind. Das Risiko lässt sich dann als Produkt aus Versagenswahrscheinlichkeit und potenziellem Schaden für einzelne Küstenschutzregionen festlegen.

## Schrifttum



## Schrifttum

- Andersen, J.O. (1998): Flood protection in the Danish wadden sea area. Proceedings International Conference Coastal Engineering (ICCE), ASCE, Kopenhagen, Dänemark, Nr. 26, Volume 3, S. 3542-3552.
- Andrews, J.D.; Moss, T.R. (1993): Reliability and risk assessment. Harlow, England: Longman Scientific and Technical, 368 S.
- Ayyub, B.M.; McCuen, R.H. (1997): Solutions manual for probability, statistics, and reliability for engineers. Boca Raton, USA: CRC Press, 163 S.
- Baecher, G.B.; Paté, M.E.; De Neufville, R. (1980): Risk of dam failure in benefit-cost analysis. *Water Resources Research*, American Geophysical Union, Washington, DC, USA, Bd. 16, Nr. 3, S. 449-456.
- Bakker, W.T.; Vrijling, J.K. (1980): Probabilistic design of sea defences. *Proceedings International Conference Coastal Engineering (ICCE)*, Sydney, Australien, Nr. 17, Volume 3, S. 2040-2059.
- Barlow, R.E. (1998): Engineering reliability. Philadelphia, USA: SIAM, 199 S.
- Basu, P.C.; Templeman, A.B. (1985): Structural reliability and its sensitivity. *Civil Engineering Systems*, Bd. 2, S. 3-11.
- Bezirksregierung Weser-Ems (Hrsg.) (1997): Generalplan Küstenschutz für den Regierungsbezirk Weser-Ems. mit 6 Tab.; 5 Abb.; 29 Anlagen, Oldenburg, 42 S.
- Bezuijen, A. (1991): Geotechnical failure of revetments. Coastal Zone '91, Los Angeles, USA.
- Bezuijen, A.; Klein-Breteler, M. (1996): Design formulas for block revetments. Journal of Waterway, Port, Coastal and Ocean Engineering, ASCE, Bd. 122, Nr. 6, no. 11822, S. 281-287.
- Bishop, A.W. (1955): The use of slip circle in the stability analysis of slopes. *Géotechnique*, Bd. 5, S. 7-17.
- Bizzarri, A.; Blommaart, P.; Ketelaars, M. (2001): Strength conditions of Dutch dikes. *Proceedings International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering*, Istanbul, Türkei, Nr. 15, S. 2271-2274.
- Bollaert, E.; Schleiss, A. (2001): A new approach for better assessment of rock scouring due to high velocity jets at dam spillways. *ICOLD European Symposium*, Geiranger, Norwegen, 9 S. Angenommen.
- Bretschneider, C.L. (1954): Generation of wind waves over a shallow bottom. *Technical Memorandum. Beach Erosion Board. Corps of Engineers*, US Army Corps of Engineers, Nr. 51.
- Brösskamp, K.H. (1976): Seedeichbau Theorie und Praxis. Hamburg, 528 S.
- Burgess, K.A.; Reeve, D.E. (1994): The development of a method for the assessment of sea defences and risk of flooding. *Proceedings of the MAFF Conference of River and Coastal Engineers*, Loughborough, England, Bd. 29, 12 S.
- Busch, K.-F.; Luckner, L.; Tiemer, K. (1993): Lehrbuch der Hydrogeologie. Band 3: Geohydraulik, Berlin: Bornträger, 497 S.

- Calle, E.O.F.; Best, H.; Sellmeijer, J.B.; Weijers, J. (1989): Probabilistic analysis of piping underneath water retaining structures. *Proceedings International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering (ICSMFE)*, Rio de Janeiro, Brasil, Balkema, Rotterdam, Nr. XII, Session 10/4, S. 819-822.
- Calle, E.O.F.; Barends, F.B.J. (1990): Prostab, een computerprogramma voor probabilistische analyse van stabiliteit van taluds. *GeoDelft*, Report no. CO-266484/32, Delft, Holland, 37 pp; 6 Appendices. In Holländisch.
- CIAD Project Group (1985): Computer aided evaluation of the reliability of a breakwater design. Final report. Zoetermeer, Holland: CIAD Association, 47 S., 3 Annexes.
- CIRIA/CUR (1991): Manual on the use of rock in coastal and shoreline engineering. Rotterdam, Holland / Brookfield, USA: A.A. Balkema, 607 S.
- Cistin, J. (1964): Konstrukce a stvbafiltru sypanychkratzi. *Brno.-Forschungsbericht IX-5-5/3 VVUH Brno*. In Polnisch.
- Cornell, C.A. (1969): A probability-based structural code. *Journal of the American Concrete Institute*, Bd. 66, Nr. 12, S. 974-985.
- Cornett, A.; Mansard, E. (1994): Wave stresses on rubble-mound armour. *Proceedings International Conference Coastal Engineering (ICCE)*, ASCE, Kobe, Japan, Nr. 24, Volume 1, S. 986-1000.
- Cox, S.J.; Cooker, M.J. (2001): The pressure impulse in a fluid saturated crack in a sea wall. *Coastal Engineering*, Amsterdam, Holland: Elsevier, Bd. 42, S. 241-256.
- CUR (1990): Probabilistic design of flood defences. *Centre for Civil Engineering Research, Codes and Specification*, CUR, Nr. 141, Gouda, Holland, 154 S.
- De Groot, M.B. (2001): Geotechnical aspects. In: Oumeraci et al.: *Probabilistic Design Tools for Vertical Breakwaters*, Rotterdam, Holland: Balkema Publishers, Chapter 3, S. 157-223.
- De Mello, V.F. (1975): Some lessons from unsuspected, real and fictitious problems in earth dam engineering in Brazil. *Proceedings 6th Regional Soil Mechanics and Foundation Engineering Conference for Afrika*, Rotterdam, Holland, Balkema, Nr. 6, S. 285-304.
- De Ronde, J.G.; De Leeuw, A. (2001): Probabilistic dike design in the Netherlands. Proceedings of International Workshop on Advanced Design of Maritime Structures in the 21st Century (ADMS21), Goda, Y.; Takahashi, S. (eds.), Yokosuka, Japan, Paper E-2, S. 172-181.
- De Vroeg, J.H.; Kruse, G.A.M.; Van Gent, M.R.A. (2002): Processes related to breaching of dikes. *Delft Cluster Report*, Delft Hydraulics, DC030202, Delft, Holland.
- Deutekom, J.R.; Termaat, R.J. (1993): Case history of an uplift problem. *Ministry of Transport, Public Works and Water Management, Road and Hydraulic Engineering Division*, Rijkswaterstaat, Publication no.: W-DWW-93-253, 9 S.
- Dewey, R.L.; Gilette, D.R. (1993): Prediction embankment dam breaching for hazard assessment. *Geotechnical practice in dam rehabilitation. Proceedings of the Secialty Conference*, Raleigh, S. 131-144.
- Dietrich, R.A. (1996): Untersuchung von Extremwasserständen der Pegel Wismar und Warnemünde. *Jahresbericht 1996*, TU Dresden, Dresden, 46 S., 1 Anhang.

- Dietrich, R.A. (1999): Nichtlineare Finite-Element-Modellierungen von Sickerströmungen und Schadstofftransporten in ungesättigten und gesättigten oberflächennahen Zonen von Deichregionen bei extremen Ereignissen. *Berichte GKSS Forschungszentrum Geesthacht*, Nr. GKSS 99/E/22, Geesthacht, 137 S.; 5 Anlagen.
- DIN (1981): Grundlagen zur Festlegung von Sicherheitsanforderungen für bauliche Anlagen. Berlin /Köln: Beuth, 1. Aufl., 68 S.
- DIN (1983): DIN 4084: Gelände- und Böschungsbruchberechnungen. Berlin: Beuth Bauverlag, S. 266-301.
- DIN (1996): DIN 1054: Sicherheitsnachweise im Erd- und Grundbau. Berlin: Beuth-Verlag, S. 109-191.
- Ditlevsen, O. (1973): Structural reliability and the invariance problem. *Report. Solid Mechanics Division*, University of Waterloo, Canada, Nr. 22.
- DVWK (1984): Projektbewertung in der wasserwirtschaftlichen Praxis. Deutscher Verband für Wasserwirtschaft und Kulturbau e.V., Verlag Paul Parey, Hamburg und Berlin.
- DVWK (Hrsg.) (1992): Historischer Küstenschutz: Deichbau, Inselschutz und Binnenentwässerung an Nord- und Ostsee. Stuttgart: Wittwer Verlag.
- EAK (1993): Empfehlungen für die Ausführungen von Küstenschutzwerken. Empfehlungen D: Sandaufspülungen als Küstenschutz. *Die Küste. Archiv für Forschung und Technik an der Nord- und Ostsee.*, KFKI, Heide i. Holst.: Boyens & Co., Heft 55, S. 284-351.
- EAU (1996): Empfehlungen des Arbeitsausschusses "Ufereinfassungen" Häfen und Wasserstraßen. *Hafenbautechnische Gesellschaft, Deutsche Gesellschaft für Erd- und Grundbau*, Berlin: Ernst & Sohn.
- Eißfeldt, F.-P. (1999): Entwurf von See- und Tidestromdeichen. In: *Empfehlungen des Ausschußes für Küstenschutzwerke (EAK 2000)*, Mai 1999, Empfehlungen G, 31 S.
- Fellenius, W. (1936): Calculation of the stability of earth slope. *Transactions of the 2nd Congress on Large Dams*, Washington DC, USA, Nr. 2, S. 445-462.
- Freie und Hansestadt Hamburg (1998): Hochwasserschutz in Hamburg. Baubehörde, Amt für Wasserwirtschaft, Hamburg.
- Fröhle, P. (2000): Messung und statistische Analyse von Seegang als Eingangsgröße für den Entwurf und die Bemessung von Bauwerken des Küstenwasserbaus. *Rostocker Berichte aus dem Fachbereich Bauingenieurwesen*, Rostock, Heft 2, 150 S.; 4 Anlagen.
- Führböter, A.; Jensen, J.; Schulze, M.; Töppe, A. (1988): Sturmflutwahrscheinlichkeiten an der deutschen Nordseeküste nach verschiedenen Anpassungsfunktionen und Zeitreihen. *Die Küste. Archiv für Forschung und Technik an der Nord- und Ostsee*, KFKI, Heide i. Holst.: Boyens & Co., Heft 47, S. 163-186.
- Führböter, A.; Witte, H.-H. (1989): Wellenbelastung an Seedeichen Strömungsgeschwindigkeiten beim Wellenauflauf auf einer Böschung der Neigung 1:n = 1:6. Jahrbuch der Hafenbautechnischen Gesellschaft, HtG, Hamburg: Schiffahrts-Verlag HANSA, Bd. 44, S. 176-194.
- Führböter, A. (1991): Wellenbelastung von Deich- und Deckwerksböschungen. Jahrbuch der Hafenbautechnischen Gesellschaft, HtG, Hamburg: Schiffahrts-Verlag HANSA, Bd. 46, S. 225-282.

- Führböter, A. (1994): Wave loads on sea dikes and sea-walls. In: Abbott, M.B.; Price, W.A.: *Coastal, Estuarial and Harbour Engineers' Reference Book*, London/Glasgow, England, first edition, S. 351-367.
- Galland, J.-C. (1999): CADAM European concerted action on dam-break modeling. *Proceedings. Congress of the International Association Hydraulic Research (IAHR)*, IAHR, Graz, Austria, Bd. 27, p. 117.
- Gilbert, R.B.; Tang, W.H. (1995): Model uncertainty in offshore geotechnical reliability. *Annual Offshore Technology Conference (OTC)*, Houston, Texas, Bd. 25, OTC 007757, S. 557-567.
- Goda, Y. (1978): The observed joint distribution of periods and heights of sea waves. *Proceedings International Conference Coastal Engineering (ICCE)*, Hamburg, Nr. 16, Volume 1, S. 227-246.
- Goda, Y. (1994): On the uncertainties of wave heights as the design load for maritime structures. *Proceedings International Workshop Wave Barriers in Deepwaters*, PHRI, Yokosuka, Japan, S. 419-437.
- Goda, Y. (2000): Random seas and design of maritime structures. River Edge, NJ, USA: World Scientific, 2nd edition, 350 S.
- Gönnert, G. (1999): Windstauanalysen in Nord- und Ostsee. Abschlußbericht zun KFKI Forschungsvorhaben, März 1999.
- Grüne, J. (1988): Wave-induced shock pressures under real sea state conditions. Proceedings International Conference Coastal Engineering (ICCE), ASCE, Malaga, Spanien, Nr. 21, Volume 3, S. 2340-2354.
- Grüne, J.; Wang, Z. (1999): The influence of wave climate on wave pressure and wave runup. Proceedings International Conference on Coastal and Port Engineering in Developing Countries (COPEDEC), Cape Town, Südafrika, Nr. 5, S. 1302-1313.
- Grüne, J.; Wang, Z. (2000): Wave run-up on sloping seadikes and revetments. Proceedings International Conference Coastal Engineering (ICCE), ASCE, Sydney, Australien, Nr. 27, Volume III, S. 2044-2057.
- Gui, S.; Zhang, R.; Turner, J.P.; Xue, X. (2000): Probabilistic slope stability analysis with stochastic soil hydraulic conductivity. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE, Bd. 126, Nr. 1, Paper 17178, S. 1-9.
- Hager, W.H. (1994a): Dammüberfälle. *Wasser und Boden*, Berlin: Verlag Paul Parey, Jg. 46, Nr. 2, S. 33-36.
- Hager, W.H. (1994b): Breitkroniger Überfall. Wasser, Energie, Luft, Jg. 86, Heft 11/12, S. 363-369.
- Hanses, U.; Müller-Kirchenbauer, H.; Stavros, S. (1985): Zur Mechanik der rückschreitenden Erosion unter Deichen und Dämmen. *Die Bautechnik*, Jg. 62, Heft 5, S. 163-168.
- Hasofer, A.M.; Lind, N.C. (1974): An exact and invariant first order reliability format. *Journal of the Engineering Mechanics Division*, ASCE, Bd. 100, Nr. EM1, S. 111-121.
- Häfele, W. (1991): Risiko, Unsicherheit, Undeutlichkeit eine Arbeit am Begriff. In: Schneider, J. (Hrsg.): *Risiko und Sicherheit technischer Systeme – auf der Suche nach neuen Ansätzen.*, Basel, Boston, Berlin: Birkhäuser, S. 211-218.

- Herbich, J.B. (1990): Wave run-up and overtopping. In: Herbich, J.B.: *Handbook of Coastal and Ocean Engineering*, Houston, Texas, USA: Gulf Publishing Company, Volume 1: Wave phenomena and coastal structures, S. 727-834.
- Hofstede, J.; Hamann, M. (2000): Wertermittlung sturmflutgefährdeter Gebiete in Schleswig-Holstein. Mitteilungen des Franzius-Instituts für Wasserbau und Küsteningenieurwesen. Beiträge zum Internationalen Workshop "Risikomanagement im Küstenraum", Franzius-Institut, Universität Hannover, Hannover, Nr. 85, S. 105-112.
- Hoshiya, M.; Nagata, S. (1988): Reliability-based design and its prospect. *Proceedings 36th Japanese National Congress for Applied Mechanics*, Tokio, University of Tokyo Press, S. 205-214.
- Hudson, R.Y. (1959): Laboratory investigation of rubble mound breakwater. *Journal of Waterway, Port, Coastal and Ocean Engineering*, ASCE, Bd. 85, Nr. WW3, S. 93-121.
- Hunt, I.A. (1959): Design of seawalls and breakwaters. *Journal of Waterways and Harbors Division*, ASCE, Bd. 85, Nr. WW3.
- Hussaarts, M.; Vrijling, J.K.; van Gelder, P.H.A.J.M.; de Looff, H.; Blonk, C. (1999): The probablistic optimisation of the revetment on the dikes along the Frisian coast. *Proceedings Coastal Structures'99*, Santander, Spanien, Balkema Publishers, Volume 1, S. 325-330.
- INFRAM (2000a): Golfoverslag en erosie binnentalud. *Internal Report, INFRAM*, Zeewolde, Holland, 5 S. In Holländisch.
- INFRAM (2000b): Rudimentaire opzet erosiemodel dijken. Internal Report, INFRAM, Zeewolde, Holland, 8 S. In Holländisch.
- Ippen, A.T. (1966): Estuary and coastline hydrodynamics. New York, USA: McGraw-Hill Book Company, 744 S.
- Janbu, N. (1954): Application of composite slip surface for stability analysis. *Proceedings European Conference on Stability of Earth Slopes*, Stockholm, Schweden, S. 43-49.
- Janbu, N. (1973): Slope stability computations. In: Hirschfield, E.; Poulos, S. (eds.): *Embankment Dam Engineering (Casagrande Memorial Volume)*, New York, USA: John Wiley, S. 47-86.
- Jensen, J. (1985): Über instationäre Entwicklungen der Wasserstände an der deutschen Nordseeküste. *Mitteilungen Leichtweiß-Institut für Wasserbau der Technischen Universität Braunschweig*, Braunschweig, Heft 88, S. 151-319.
- Jensen, J.; Mügge, H.-E.; Schönfeld, W. (1992): Analyse der Wasserstandsentwicklung und Tidedynamik in der Deutschen Bucht. *Die Küste. Archiv für Forschung und Technik an der Nord- und Ostsee*, KFKI, Heide i. Holst.: Boyens & Co., Heft 53, S. 211-275.
- Jensen, J. (2000): Extremereignisse an Nord- und Ostseeküsten Ermittlung von Bemessungsereignissen. *Mitteilungen des Franzius-Instituts für Wasserbau und Küsteningenieurwesen. Beiträge zum Internationalen Workshop "Risikomanagement im Küstenraum"*, Franzius-Institut, Universität Hannover, Hannover, Nr. 85, S. 39-58.
- Jorissen, R.E. (1997): Safety, risk and flood protection. *Proceedings of the 1st RIBAMOD* workshop: River Basin Modelling, Management and Flood Mitigation, Concerted Action, Delft, Holland, S. 57-72.

- Kamphuis, J.W.; Hall, K.R. (1983): Cohesive material erosion by unidirectional current. Journal of Hydraulic Engineering, ASCE, 109, Nr. 1.
- Kamphuis, J.W. (1999): Marketing uncertainty. Proceedings International Conference on Coastal and Port Engineering in Developing Countries (COPEDEC), Cape Town, Südafrika, Nr. 5, S. 2088-2099.
- Klaus, J.; Schmidtke, R.F. (1990): Bewertungsgutachten für Deichbauvorhaben an der Festlandsküste – Modellgebiet Wesermarsch. Untersuchungsbericht im Auftrag des Bundesministers für Ernährung, Landwirtschaft und Forsten (BMELF), Bonn, 150 S.
- Klein Breteler, M.; Pilarczyk, K.W.; Stoutjesdijk, T. (1998): Design of alternative revetments. *Proceedings International Conference Coastal Engineering (ICCE)*, ASCE, Kopenhagen, Dänemark, Nr. 26, Volume 2, S. 1587-1600.
- Kolb, A. (1962): Sturmflut 17. Februar 1962. Morphologie der Deich- und Flurbeschädigungen zwischen Moorburg und Cranz. *Institut für Geographie und Wirtschaftsgeographie der Universität Hamburg*, Heft 16, Hamburg.
- Kortenhaus, A. (1995): 'MAST Advanced Study Course', Bologna Probabilistische Ansätze für Küstenschutzbauwerke. *Jahrbuch der Hafenbautechnischen Gesellschaft*, Hamburg: Schiffahrts-Verlag 'Hansa', Bd. 50, S. 215-218.
- Kortenhaus, A. (1996): Statistical analysis of wave impacts on caisson breakwaters results of large-scale and small-scale model tests. *Proceedings Task 4 Workshop Hannover, MAST III, PROVERBS-Project: Probabilistic Design Tools for Vertical Breakwaters,* Hannover, Annex 4, 8 S.
- Kortenhaus, A.; Haupt, R.; Oumeraci, H. (2001): Design aspects of vertical walls with steep foreland slopes. *Coastlines, Structures and Breakwaters Conference*, ICE, London, England, 12 S.
- Kortenhaus, A.; Oumeraci, H. (2001): Risk-based design of coastal flood defences: concept, problems and challenges. Zweites Forum Katatrophenvorsorge "Extreme Naturereignisse – Folgen, Vorsorge, Werkzeuge", DKKV, Leipzig, 10 S.
- Kortenhaus, A. (2003): Probabilistische Bemessungsverfahren für Seedeiche. Dissertation, Leichtweiß-Insitut für Wasserbau, Technische Universität Braunschweig, Braunschweig, ca. 150 S., in Bearbeitung.
- Kovarik, J.-B. (1999): Guidelines for limit state design of harbour and waterways structures. *Proceedings Coastal Structures'99*, Santander, Spanien, 21 S.
- Kramer, J. (1992): Entwicklung der Deichbautechnik an der Nordseeküste. In: DVWK: *Historischer Küstenschutz: Deichbau, Inselschutz und Binnenentwässerung an Nordund Ostsee*, Stuttgart: Wittwer Verlag.
- Krey, H. (1926): Erddruck, Erdwiderstand und Tragfähigkeit des Baugrundes. Gesichtspunkte für die Berechnung, praktische Beispiele und Erddrucktabellen. Berlin: Ernst Verlag, 3., umgearb. u. erw. Auflage, 296 S.

- Kuijper, H.; Vrijling, J.K. (1998): Probabilistic approach and risk analysis. In: Pilarczyk, K.W. (ed.): *Dikes and revetments*, Rotterdam/Brookfield: A.A. Balkema, Chapter 20, S. 443-462.
- Kunz (1996): Bisheriger und zukünftiger Küstenschutz im Kontext eines integrierten Küstengebietsmanagements – Beispiele aus dem Weser-Ems-Raum. In: H. Sterr, C. Preu (Hrsg.): *Beiträge zur aktuellen Küstenforschung*, Vechtaer Studien zur Angewandten Geographie und Regionalwissenschaft, VSAG, Bd. 18, S. 211-213.
- Kunz, H.; Flügge, G. (2002): Empfehlungen A2, Abschnitt B2.1: Bemessungswasserstand. In: *Empfehlungen des Ausschußes für Küstenschutzwerke (EAK 2002)*, 36 S.
- Laustrup, C.; Toxvig, H.; Poulsen, L.; Jensen, J. (1990): Dike failure calculation model based on in situ tests. *Proceedings International Conference Coastal Engineering (ICCE)*, ASCE, Delft, Holland, Nr. 22, Volume III, Chapter 203, S. 2671-2681.
- Lindenberg, J.; De Groot, M.B. (1998): Geotechnical boundary conditions and soil investigations. In: Pilarczyk, K.W. (ed.): *Dikes and revetments*, Rotterdam/Brookfield: A.A. Balkema, Chapter 4, S. 75-100.
- Litjens-van Loon, J.; Méndez Lorenzo, A.B.; Jorissen, R.E. (2000): Flooding risk in coastal areas: an inventory in countries bordering the North Sea. *Proceedings of the MAFF Conference of River and Coastal Engineers*, MAFF, Keele, England, Bd. 35, Paper 5.2, S. 5.2.1-5.2.9.
- Losada, M.A.; Giménez-Curto, L.A. (1979): The joint effect of the wave height and period on the stability of rubble mound breakwaters using Iribarren's number. *Coastal Engineering*, Amsterdam, Holland: Elsevier Science Publishers B.V., Bd. 3, S. 77-96.
- Madsen, H.O.; Krenk, S.; Lind, N.C. (1986): Methods of structural safety. Englewood Cliffs, N.J., USA: Prentice Hall Inc., 403 S.
- Mai, S.; Zimmermann, C. (1999): Safety of coastal defense systems an assessment of the reliability of coastal systems in the event of rising water levels due to climate change. *Mitteilungen des Franzius-Instituts für Wasserbau und Küsteningenieurwesen. Universität Hannover*, Hannover, Bd. 83, S. 321-328.
- Mai, S.; Von Lieberman, N. (2000): Belastung der Seedeiche durch Wasserstände und Wellen. Mitteilungen des Franzius-Instituts für Wasserbau und Küsteningenieurwesen. Beiträge zum Internationalen Workshop "Risikomanagement im Küstenraum", Franzius-Institut, Universität Hannover, Hannover, Nr. 85, S. 27-38.
- Mai, S.; Zimmermann, C. (2000): Konzepte und Techniken im Küstenschutz im Land Niedersachsen unter geänderten Klimabedingungen. *Mitteilungen des Franzius-Instituts für Wasserbau und Küsteningenieurwesen Universität Hannover*, Hannover, Heft 84, S. 97-178.
- Malkawi, A.I.H.; Hassan, W.F.; Abdulla, F.A. (2000): Uncertainty and reliability analysis applied to slope stability. *Structural Safety*, Bd. 22, Nr. 2, S. 161-187.
- McConnell, K.J. (1998): Revetment systems against wave attack a design manual. London, England: Thomas Telford, 168 S.
- McConnell, K.J.; Allsop, N.W.H. (1999): Revetment protection for embankments exposed to wave attack. *Proceedings of the MAFF Conference of River and Coastal Engineers*, Keele University, England, Bd. 34, Paper 8.2, S. 8.2.1-8.2.13.

- Meadowcroft, I.C.; Reeve, D.E.; Allsop, N.W.H.; Diment, R.P.; Cross, J. (1995): Development of new risk assessment procedures for coastal structures. *Proceedings of* the International Conference of the Institution of Civil Engineers – Advances in coastal structures and breakwaters, Clifford, J.E., London, England, Thomas Telford Ltd., Paper 1, S. 6-25.
- MELF (1962): Die Sturmflut vom 16./17.2.1962 im niedersächsischen Küstengebiet. Die Küste. Archiv für Forschung und Technik an der Nord- und Ostsee., KFKI, Heide i. Holst.: Boyens & Co., Heft 10, Heft 1, S. 1-54.
- MELF (1986): Generalplan Deichverstärkung, Deichverkürzung und Küstenschutz in Schleswig-Holstein. Kiel.
- Memos, C.D.; Tzanis, K. (2000): Joint distribution of wave heights and wave periods in waters of any depth. *Journal of Waterway, Port, Coastal and Ocean Engineering*, ASCE, Bd. 126, Nr. 3, Paper 17811, S. 162-172.
- Modarres, M. (1993): What every engineer should know about reliability and risk analysis. New York, USA: Marcel Dekker, 350 S.
- Morgan, R.P.C. (1980): Soil erosion. Chichester, USA u.a.: Wiley, 312 S.
- Motor Columbus AG, Masuch & Olbrich Beratende Ingenieure GmbH, Freie und Hansestadt Hamburg (1986): Risikoanalyse der Hochwassergefährdung Hamburgs. Bericht Hamburg / Baden, Schweiz.
- Möller, J.; Weißmann, R.; Schüttrumpf, H.; Kudella, M.; Oumeraci, H.; Richwien, W.; Grüne, J. (2002): Interaction of wave overtopping and clay properties for seadikes. *Proceedings International Conference Coastal Engineering (ICCE)*, ASCE, Cardiff, England, Nr. 28, Abstract no. 277, 2 S.
- Müller, G.U.; Cooker, M.; Allsop, W.; Bruce, T.; Franco, L.; Hull, P. (2000): Numerical modeling of impact pressure propagation in cracks. *Proceedings International Conference Coastal Engineering (ICCE)*, ASCE, Sydney, Australien, Nr. 27, Volume II, S. 1751-1762.
- Münchener Rückversicherungs-Gesellschaft (1999): Naturkatastrophen in Deutschland Schadenerfahrungen und Schadenpotentiale. *Exposé der Münchner Rückversicherung*, München, 99 S.
- Niemeijer, J.; Volker, W.F. (1993): Probability of overflow and overtopping for dike-rings. Ministry of Transport, Public Works and Water Management, Road and Hydraulic Engineering Division, Rijkswaterstaat, Publication no.: W-DWW-93-253, 13 S.
- Niemeyer, H.D. (1979): Untersuchungen zum Seegangsklima im Bereich der Ostfriesischen Inseln und Küste. *Die Küste. Archiv für Forschung und Technik an der Nord- und Ostsee*, KFKI, Heide i. Holst.: Boyens & Co., Heft 34.
- Niemeyer, H.D. (1999): Forschungsvorhaben Bemessung auf Seegang Gesamtschau der Ergebnisse, Anwendungsempfehlungen und Ausblick. *Schlußbericht zum KFKI-Forschungsvorhaben "Bemessung auf Seegang" (MTK 0561) Teil I*, Norderney, 23 S.

- Niemeyer, H.D.; Kaiser, R.; Gärtner, J.; Peters, K.-H.; Schneider, O. (1999): Verifikation des Extrapolationsverfahrens zur Ermittlung des Bemessungswellenauflaufs aus der Einmessung von Teekgrenzen. Schlußbericht zum KFKI-Forschungsvorhaben "Bemessung auf Seegang" (MTK 0561) – Teil II, Norderney, 27 S.
- Niemeyer, H.D. (2001): Bemessung von See- und Ästuardeichen in Niedersachsen. Die Küste. Archiv für Forschung und Technik an der Nord- und Ostsee, KFKI, Heide i. Holst.: Boyens & Co., Heft 64, S. 1-14.
- Okumura, N.; Narita, K; Ohne, Y. (1998): Failures of earth dam due to flooding. *Centrifuge* '98: Proceedings of the International Conference, Kimura, T. (ed.), Rotterdam, Holland, Balkema, Volume 1, S. 633-636.
- Oumeraci, H. (1996): Seegang. Vorlesungsumdruck für das Vertiefungsfach "Hydromechanik und Küsteningenieurwesen", Leichtweiß-Institut, Technische Universität Braunschweig, Braunschweig, Mai 1996, 59 S.
- Oumeraci, H.; Schüttrumpf, H. (1997): Hydrodynamische Belastung der Binnenböschung von Seedeichen durch Wellenüberlauf. Zwischenbericht DFG-Projekt (DFG OU 1/2-1), Nr. 3: Deichschäden an der Binnenböschung von Seedeichen, Braunschweig, 40 S., 4 Anlagen.
- Oumeraci, H. (1998): Sturmfluten und Bemessungswasserstände. Vorlesungsumdruck für das Vertiefungsfach "Hydromechanik und Küsteningenieurwesen", Leichtweiß-Institut, Technische Universität Braunschweig, Braunschweig, Juli 1998, 36 S.; 1 Anlage.
- Oumeraci, H. (1999): Berechnungsansätze für Wellenauflauf und Wellenüberlauf an Seedeichen Empfehlungen A2. Fachausschuss für Küstenschutzwerke Neue Entwicklungen in Forschung und Praxis des Küstenschutzes, Hannover, 21 S.
- Oumeraci, H.; Allsop, N.W.H.; de Groot, M.B.; Crouch, R.; Vrijling, J.K. (1999): Probabilistic design methods for vertical breakwater (PROVERBS). *Proceedings Coastal Structures'99*, Santander, Spanien, Volume 2, S. 585-594.
- Oumeraci, H.; Kortenhaus, A.; (1999): Probabilistische Risikoanalyse von Hochwasser- und Küstenschutzsystemen – Wissensstand und Forschungsbedarf. Berichte Leichtweiß-Institut für Wasserbau, Technische Universität Braunschweig, LWI, Nr. 843, Braunschweig, ca. 150 S., 1 Anlage.
- Oumeraci, H.; Schüttrumpf, H. (1999): Belastung der Binnenböschung von Seedeichen durch Wellenüberlauf. *KfKi-Projektskizze*, Braunschweig, Deichschäden an See- und Stromdeichen, 26 S., 4 Anlagen.
- Oumeraci, H.; Schüttrumpf, H.; Bleck, M. (1999): Untersuchungen zur Ermittlung der mittleren Wellenüberlaufrate ohne Freibord bei Stromdeichen. Berichte Leichtweiß-Institut für Wasserbau, Technische Universität Braunschweig, LWI, Nr. 842, Braunschweig, 43 S.
- Oumeraci, H.; Schüttrumpf, H.; Kudella, M. (1999): Untersuchungen zur Erweiterung bzw. zum Umbau des Deckwerks am Nordstrand von Norderney. *Berichte Leichtweiß-Institut für Wasserbau, Technische Universität Braunschweig*, LWI, Nr. 845, Braunschweig.

- Oumeraci, H.; Schüttrumpf, H.; Kortenhaus, A.; Kudella, M.; Möller, J.; Muttray, M. (2000): Untersuchungen zur Erweiterung bzw. zum Umbau des Deckwerks am Nordstrand von Norderney. Berichte Leichtweiβ-Institut für Wasserbau, Technische Universität Braunschweig, LWI, Nr. 853, Braunschweig.
- Oumeraci, H.; Kortenhaus, A.; Allsop, N.W.H.; De Groot, M.B.; Crouch, R.S.; Vrijling, J.K.; Voortman, H.G. (2001): Probabilistic design tools for vertical breakwaters. Rotterdam, Holland: Balkema, 392 S.
- Oumeraci, H.; Muttray, M. (2001): Bemessungswellenparameter vor Strukturen mit verschiedenen Reflexionseigenschaften. *Abschlussbericht DFG-Projekt, OU 1/3-3*, Braunschweig, 93 S.
- Oumeraci, H.; Richwien, W.; Weissmann, R.; Möller, J.; Schüttrumpf, H. (2001): Belastung der Binnenböschung von Seedeichen durch Wellenüberlauf Abschlussbericht. *Berichte Leichtweiβ-Institut für Wasserbau, Technische Universität Braunschweig*, LWI, Nr. 872, Braunschweig, 76 S.
- Oumeraci, H.; Zimmermann, C.; Schüttrumpf, H.; Daemrich, K.-F., Möller, J.; Ohle, N. (2001): Influence of oblique wave attack on wave run-up and wave overtopping 3D model tests at NRC/Canada with long and short crested waves. *Report Foschungszentrum Küste, Leichtweiss-Institute for Hydraulics (LWI), Franzius-Institute for Hydraulics (FI)*, Braunschweig, 54 S., 5 Annexes.
- Owen, M.W.; Hawkes, P.; Tawn, J.; Bortot, P. (1997): The joint probability of waves and water levels: a rigorous but practical new approach. *Proceedings of the MAFF Conference of River and Coastal Engineers*, Keele University, England, Bd. 32, S. B.4.1-B.4.10.
- Paté-Cornell, M.E. (1984): Fault trees vs. event trees in reliability analysis. *Risk analysis*, Bd. 4, Nr. 1, S. 177-186.
- Peerbolte, E.B. (1993): Sea level rise and safety. Ph.D. thesis, University of Twente, Koninklijke Bibliotheek, Den Haag, Holland, 316 S.
- Petersen, M.; Rohde, H. (1991): Sturmflut Die großen Fluten an den Küsten Schleswig-Holsteins und in der Elbe. Neumünster: Karl Wachholtz Verlag, 3., verb. Auflage, 148 S.
- Phoon, K.; Kulhawy, F.H. (1999a): Characterization of geotechnical variability. *Canadian Geotechnical Journal*, Toronto, Kanada, Bd. 36, S. 612-624.
- Phoon, K.; Kulhawy, F.H. (1999b): Evaluation of geotechnical property variability. *Canadian Geotechnical Journal*, Toronto, Kanada, Bd. 36, S. 625-639.
- PIANC (1986): List of sea state parameters. Supplement to Bulletin. Permanent International Association of Navigation Congresses, IAHR Working Group on Wave Generation and Analysis, Brussels, Belgien, Bd. 52, 23 S.
- PIANC PTC II WG28 (1998): Implementation of safety in the design. Permanent International Association of Navigation Congresses (PIANC). Working Group 28, Report of Sub-Group D, Sörensen, J.D. et al., Final Report, 54 S.
- Pilarczyk, K.W. (1990): Data collection and prediction methods an overview. In: Pilarczyk, K.W. (ed.): *Coastal Protection – Proceedings of the Short Course*, Rotterdam, Holland: Balkema, Appendix, S. 405-422.

- Pilarczyk, K.W. (ed.) (1998): Dikes and revetments. Rotterdam/Brookfield: A.A. Balkema, 522 S.; 2 Appendices.
- Pilarczyk, K.W. (1999): Coastal engineering design codes and technology transfer in the Netherlands. *Proceedings Coastal Structures'99*, Santander, Spanien, Balkema Publishers, Volume 2, S. 1077-1090.
- Plate, E.J.; Ihringer, J. (1991): Reliability of dikes subjected to storm surges. UNESCO International Hydrological Programme, Storm Surges, River Flow, and Combined Effects, International Workshop "Storm 91", Hamburg, S. 269-281.
- Plate, E.J. (1993): Statistik und angewandte Wahrscheinlichkeitslehre für Bauingenieure. Berlin: Verlag für Architektur und techn. Wissenschaften, 685 S.
- Plate, E.J. (1998): Stochastic hydraulic modelling a way to cope with uncertainty. *Advances in Hydro-Science and -Engineering Proceedings of the International Conference on Hydro-Science and -Engineering*, Holz, K.-P. et al. (eds.), Cottbus, Bd. 3, 11 S.
- Plate, E.J. (2000): Risikoanalyse im Hochwasser- und Küstenschutz. Mitteilungen des Franzius-Instituts für Wasserbau und Küsteningenieurwesen. Beiträge zum Internationalen Workshop "Risikomanagement im Küstenraum", Franzius-Institut, Universität Han, Nr. 85, S. 1-14.
- Pohl, R. (1998): Probabilistische Überlegungen bei der Durchströmung von Deichen. Dresdner Wasserbauliche Mitteilungen, Dresden, Heft 13, Vorträge zum Wasserbaukolloquium vom 7.10. bis 9.10.1998, S. 401-409.
- Powledge, G.R.; Ralston, D.C.; Miller, P.; Chen, Y.H.; Clopper, P.E.; Temple, D.M. (1989a): Mechanics of overflow erosion on embankments – I. research activities. *Journal of Hydraulic Engineering*, ASCE, Bd. 115, Nr. 8, S. 1040-1055.
- Powledge, G.R.; Ralston, D.C.; Miller, P.; Chen, Y.H.; Clopper, P.E.; Temple, D.M. (1989b): Mechanics of overflow erosion on embankments – II. hydraulics and design consideration. *Journal of Hydraulic Engineering*, ASCE, Bd. 115, Nr. 8, S. 1056-1075.
- Probst, B. (1994): Küstenschutz 2000 Neue Küstenschutzstrategien erforderlich? *Wasser und Boden*, Berlin: Verlag Paul Parey, Jg. 46, Nr. 11, S. 54-59.
- Ragutzki, G. (1969): Beurteilung von Kleiabdeckungen ostfriesischer Seedeiche auf der Grundlage bodenphysikalischer Kennwerte. Forschungsstelle Norderney der Niedersächsischen Wasserwirtschaftsverwaltung Jahresbericht 1967, Band XIX, Norderney, S. 121-146.
- RCP Consult (1999): STRUREL a structural reliability analysis program system. München, 259 S.
- Reeve, D.E. (1998): Coastal flood risk assessment. *Journal of Waterway, Port, Coastal and Ocean Engineering*, Bd. 124, Nr. 5, Paper 16092, S. 219-228.
- Richwien, W. (1995): Kritische Beanspruchungen von Deichböden Versagensformen und Nachweiskonzepte. Kongress der Hafenbautechnischen Gesellschaft, S. 301-308.
- Richwien, W.; Weissmann, R. (1995): Zur Standsicherheit von Binnenböschungen bei Wellenüberlauf. Bericht. Institut für Grundbau und Bodenmechanik, Universität und Gesamthochschule Essen, Essen.

- Richwien, W.; Weißmann, R. (1999): Quantifizierung der Sicherheitsreserven von Seedeichen bei Wellenüberlauf. *Abschlußbericht. Institut für Grundbau und Bodenmechanik, Universität und Gesamthochschule Essen*, Teil IV, Essen, 55 S.
- Rijkswaterstaat (1961): Verslag over de stormvloed van 1953. *Ministry of Transport, Public Works and Water Management*, s'Gravenhage, Holland, 714 S. In Holländisch.
- Rijkswaterstaat (1994): Design plan Oosterschelde storm-surge barrier overall design and design philosophy. *Ministry of Transport, Public Works and Water Management*, Rotterdam/Brookfield, 207 S.
- Ronold, K.O. (1990): Reliability analysis of a coastal dike. *Coastal Engineering*, Amsterdam, Holland: Elsevier Science Publishers B.V., Bd. 14, S. 43-56.
- Rose, C.W.; Williams, J.R.; Barry, D.A. (1983): A mathematical model of soil erosion and deposition processes: I. Theory for a plane land element. *Journal Soil Science Society of America*, Bd. 47, S. 991-995.
- Scheuermann, A.; Brauns, J. (2001): Die Durchströmung von Flussdeichen in Abhängigkeit von Vorbedingungen. Zweites Forum Katatrophenvorsorge "Extreme Naturereignisse – Folgen, Vorsorge, Werkzeuge", DKKV, Leipzig, 8 S.
- Schiereck, G.J. (1998): Soil-water-structure interactions. In: Pilarczyk, K.W. (ed.): *Dikes and revetments*, Rotterdam/Brookfield: A.A. Balkema, Chapter 5, S. 101-112.
- Schmidtke, R.F.; Klaus, J. u.a. (1981): Monetäre Bewertung wasserwirtschaftlicher Maßnahmen – Systematik der volkswirtschaftlichen Nutzenermittlung. Informationsbericht des Bayerischen Landesamtes für Wasserwirtschaft, Nr. 2/81, München.
- Schneider, J. (1994): Sicherheit und Zuverlässigkeit im Bauwesen. Grundwissen für Ingenieure. Zürich, Schweiz: Verlag der Fachvereine, 182 S.
- Schuppener, B. (1993): Standsicherheit bei durchwurzelten Uferböschungen. *Binnenschiffahrt*, Nr. 9, S. 18-23.
- Schüttrumpf, H.; Troch, P.; Van de Walle, B.; De Rouck, J.; Oumeraci, H. (2000): Prototype run-up velocities at Zeebrugge breakwater. *Proceedings International Conference Coastal Engineering (ICCE)*, ASCE, Sydney, Australien, Nr. 27, Volume III, S. 2018-2029.
- Schüttrumpf, H. (2001): Wellenüberlaufströmung bei Seedeichen experimentelle und theoretische Untersuchungen. Fachbereich Bauingenieurwesen, Technische Universität Braunschweig. *Mitteilungen Leichtweiβ-Institut für Wasserbau der Technischen Universität*, LWI, Braunschweig, Heft 149, S. 1-124.
- Schüttrumpf, H.; Oumeraci, H. (2001): Wellenauflauf und Wellenüberlauf. In: Ausschuss für Küstenschutzwerke der DGGT und HTG, Arbeitsgruppe Wellenauflauf und Wellenüberlauf, Braunschweig, 21 S.
- Sellmeijer, J.B. (1988): On the mechanics of piping under impervious structures. LGM mededelingen / Laboratorium voor Grondmechanica, Stichting Waterbouwskundig Laboratorium, LGM, Delft, Holland, Nr. 96, 43 S.

- Sellmeijer, J.B.; Calle, E.O.F.; Sip, J.W. (1989): Influence of aquifer thickness on piping below dikes and dams. *Proceedings International Symposium on Analytical Evaluation of Dam Related Safety Problems*, Kopenhagen, Dänemark, 10 S.
- Sexsmith, R.G. (1999): Book review: introduction to safety and reliability of structures by Jörg Schneider. *Structural Safety*, Amsterdam, Holland: Elsevier Science Publishers, Bd. 20, Nr. 4, S. 401-402.
- Sherard, J.L. (1979): Sinkholes in dams of coarse broadly graded soils. *Proceedings 13th ICOLD Congress*, New Delhi, India, S. 25-35.
- Shuto, N. (1974): Nonlinear long waves in a channel of variable section. *Coastal Engineering in Japan*, JSCE, Tokio, Japan, Bd. 17, S. 1-12.
- Singh, V.P. (1996): Dam breach modeling technology. Louisiana, USA: Kluwer Academic Publishers, 242 S.
- Slijkhuis, K.A.H.; Frijters, M.P.C.; Cooke, R.M.; Vrouwenvelder, A.C.W.M. (1998): Probability of flooding: an uncertainty analysis. *Safety and Reliability, Proceedings of the ESREL'98 Conference*, Lydersen, S.; Hansen, G.K.; Sandtorv, H. (eds.), Trondheim, Norwegen, A.A.Balkema, Rotterdam, Volume 2, S. 1419-1425.
- Slijkhuis, K.A.H.; Van Gelder, P.H.A.J.M.; Vrijling, J.K.; Vrouwenvelder, A.C.W.M. (1999): On the lack of information in hydraulic engineering models. *Safety and Reliability, Proceedings of the ESREL'99 Conference*, Schueller, G.I.; Kafka, P. (eds.), München, A.A.Balkema, Rotterdam, Volume 1, S. 713-718.
- Smith, G.M.; Seijffert, J.W.W.; Van der Meer, J.W. (1994): Erosion and overtopping of a grass dike. Large scale model tests. *Proceedings International Conference Coastal Engineering (ICCE)*, ASCE, Kobe, Japan, Nr. 24, Volume 3, S. 2639-2652.
- Sörensen, J.D. (1995): Reliability estimation by FORM/SORM techniques. *Ph.D. Course, Institute of Building Technology and Structural Engineering, University of Aalborg,* Aalborg, Dänemark, 44 S.
- Spencer, E.E. (1967): A method of the analysis of the stability of embankments assuming parallel inter-slice forces. *Géotechnique*, Bd. 17, S. 11-26.
- Spierenburg, S.E.J.; Teunissen, J.A.M.; Koehorst, B.A.N. (1993): Slope stability during infiltration. *Ministry of Transport, Public Works and Water Management, Road and Hydraulic Engineering Division*, Rijkswaterstaat, Publication no.: W-DWW-93-253, 8 S.
- SPM (1984): Shore protection manual. Chapters 6 through 8; appendices A through D, Vicksburg, Mississippi, USA, 4th edition, 800 S.
- Stephan, H.-J. (1981): Über Schäden an Seedeichen durch Wellen- und Druckschlagbelastungen. *Mitteilungen Leichtweiβ-Institut für Wasserbau der Technischen Universität Braunschweig*, Heft 70, Braunschweig, S. 179-302.
- Stewart, M.G.; Melchers, R.E. (1997): Probabilistic risk assessment of engineering systems. London, England: Chapman & Hall, 1st edition, 274 S.
- Stoutjesdijk, T.; Klein Breteler, M.; Johanson, H. (1998): Inventory of the stability of existing placed block revetments in the Netherlands. *Proceedings International Conference Coastal Engineering (ICCE)*, ASCE, Kopenhagen, Dänemark, Nr. 26, Volume 2, S. 1601-1612.
- Sutherland, J.; Wolf, J. (2001): Coastal defence vulnerability 2075. *Proceedings of the DEFRA Conference of River and Coastal Engineers*, DEFRA, Keele Conference Park, England, Paper 3.6, S. 03.6.1-03.6.12.
- Tautenhain, E. (1981): Der Wellenüberlauf an Seedeichen unter Berücksichtigung des Wellenauflaufs – Ein Beitrag zur Bemessung. Mitteilungen des Franzius-Instituts für Wasserbau und Küsteningenieurwesen. Universität Hannover, Hannover, Heft 53, S. 1-245.
- TAW (1995): Under pressure. *Technical Advisory Committee on Water Retaining Structures*, Delft, Holland, 60 S., 5 Appendices.
- TAW (2000): Van overschijdingskans naar overstromingskans. Adviesrapport met Achtergrondrapport, Technische Adviescommissie voor de Waterkeringen, TAW, Den Haag, Holland, 25 S. In Holländisch.
- Tawn, J.A. (1988): Bivariate extreme value theory: models and estimation. *Biometrika*, Bd. 75, Nr. 3, S. 397-415.
- Tawn, J.A.; Vassie, J.M. (1989): Extreme sea levels: the joint probablistic method revisited and revised. *Proceedings of the Institution of Civil Engineers (ICE), Water Engineering Group*, ICE, Bd. 87, Part 2, Paper 9476, S. 429-442.
- Temmler, H.; Filipinski, M. (1997): Zur Stabilität von Landesschutzdeichen bei Wellenüberlauf an der Westküste und Elbe in Schleswig-Holstein. *Gutachten des Landesamtes für Natur und Umwelt Schleswig-Holstein, Abteilung Geologie/Boden*, Teilbericht I: Untersuchung an vorhandenen Deichen.
- Touahri, B.; Khalifa, A.O.A. (2000): Erosion mechanisms and detection within earth structures. *Proceedings International Conference on Hydrodynamics (ICHD 2000)*, Yokohama, Japan, Nr. 4, Volume II, S. 881-886.
- Townend, I.H. (1994): Risk assessment of coastal defences. Proceedings of the Institution of Civil Engineers (ICE), London, England, Bd. 106, Issue 4, Water, Maritime and Energy, S. 381-384.
- Töppe, A. (1992): Zur Analyse des Meeresspiegelanstieges aus langjährigen Wasserstandsaufzeichnungen an der deutschen Nordseeküste. *Dissertation, Leichtweiß-Institut für Wasserbau, Technische Universität Braunschweig*, Braunschweig.
- Tung, Y.-K. (1994): Probabilistic hydraulic design: a next step to experimental hydraulics. *Journal of Hydraulic Research*, IAHR, Bd. 32, Nr. 3, S. 323-336.
- Umkehrer, E.; Schill, K. (1998): General perspective on the formalization of uncertain knowledge. In: Ayyub, B.M.; Gupta, M.M. (eds.): Uncertainty analysis in engineering and sciences: fuzzy logic, statistics, and neural network approach., Boston, USA: Kluwer Academic Publishers, S. 21-35.
- Van Aalst, W. (1983): Golfhoogte-waterstandsrelaties t.o.v. de NAP-20m lijn langs de Nederlande kust. Rijkswaterstaat, Note WWKZ-83G.218, The Hague, Holland. In Holländisch.
- Van Agthoven, A.M.; Den Heijer, F.; Kraak, A.W. (1997): The way to a flood risk based safety concept – four case studies. *Proceedings of the 1st RIBAMOD workshop: River Basin Modelling, Management and Flood Mitigation, Concerted Action*, Delft, Holland, S. 267-277.

- Van de Graaff, J.W. (1986): Probabilistic design of dunes; an example from the Netherlands. *Coastal Engineering*, Amsterdam, Holland: Elsevier Science Publishers B.V., Bd. 9, S. 479-500.
- Van der Meer, J.W.; Klein Breteler, M. (1990): Measurement and computation of wave induced velocities on a smooth slope. *Proceedings International Conference Coastal Engineering (ICCE)*, ASCE, Delft, Holland, Nr. 22, Volume 1, Chapter 14, S. 191-204.
- Van der Meer, J.W.; Janssen, J.P.F.M. (1994): Wave run-up and wave overtopping at dikes and revetments. *Publication. Delft Hydraulics Laboratory*, Nr. H 485, Delft, Holland, 22 S.
- Van der Meer, J.W. (1998a): Wave run-up and overtopping. In: Pilarczyk, K.W. (ed.): *Dikes and revetments*, Rotterdam/Brookfield: A.A. Balkema, Chapter 8, S. 145-160.
- Van der Meer, J.W. (1998b): Application and stability criteria for rock and artificial units. In: Pilarczyk, K.W. (ed.): *Dikes and revetments*, Rotterdam/Brookfield: A.A. Balkema, Chapter 11, S. 191-215.
- Van Gelder, P.H.A.J.M. (1997): Note on reliability methods. Proceedings 2nd Task 4 Workshop, MAST III, PROVERBS-Project: Probabilistic Design Tools for Vertical Breakwaters, Delft, Holland, Annex 9, 6 S.
- Van Gelder, P.H.A.J.M.; Vrijling, J.K. (1998): Homogeneity aspects in statistical analysis of coastal engineering data. *Proceedings International Conference Coastal Engineering* (ICCE), ASCE, Kopenhagen, Dänemark, Nr. 26, Volume 3, S. 3215-3223.
- Van Gelder, P.H.A.J.M. (1999): Statistical methods for the risk-based design of civil structures. *Ph.D. Thesis, Delft University of Technology*, Delft, Holland, 260 S.
- Van Gent, M.R.A. (1995): Wave interaction with permeable coastal structures. *Technical University Delft*, Delft, Holland: Delft University Press, 188 S.
- Van Gent, M.R.A. (2000a): Wave run-up on dikes with shallow foreshores. Proceedings International Conference Coastal Engineering (ICCE), ASCE, Sydney, Australien, Nr. 27, Volume III, S. 2030-2043.
- Van Gent, M.R.A. (2000b): Wave run-up on dikes with berms. *Report Delft Hydraulics*, H3205, Delft, Holland.
- Van Gent, M.R.A. (2001a): Low-exceedance wave overtopping events. Delft Hydraulics Laboratory. H. Delft Cluster Report, Delft Hydraulics, H 3803, DC030202, Delft, Holland, 26 S.
- Van Gent, M.R.A. (2001b): Wave runup on dikes with shallow foreshores. Journal of Waterway, Port, Coastal and Ocean Engineering, ASCE, Bd. 127, Nr. 5, Paper 22215, S. 254-262.
- Van Loon, L. (2001): Proven strength for piping. *Proceedings International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering*, Istanbul, Türkei, Nr. 15, S. 2283-2284.
- Van Noortwijk, J.M.; Vrouwenvelder, A.C.W.M.; Calle, E.O.F.; Slijkhuis, K.A.H. (1999): Probability of dike failure due to uplifting and piping. *Safety and Reliability*, *Proceedings of the ESREL'99 Conference*, Schueller, G.I.; Kafka, P. (eds.), München, A.A.Balkema, Rotterdam, Volume 2, S. 1165-1170.

- Van, M.A. (2001): New approach for uplift induced slope failure. Proceedings International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Istanbul, Türkei, Nr. 15, S. 2285-2288.
- Verhagen, H.J. (1998): Hydraulic boundary conditions. In: Pilarczyk, K.W. (ed.): *Dikes and revetments*, Rotterdam/Brookfield: A.A. Balkema, Chapter 3, S. 41-74.
- Verheij, H.J.; Kruse, G.A.M.; Niemeijer, J.H.; Sprangers, J.T.C.M.; De Smidt, J.T.;
  Wondergem; P.J.M. (1998): Erosiebestendigheid van grasland als dijkbekleding. TAW Technisch Rapport, Delft, Holland, 19 S. In Holländisch.
- Verheij, H.J. (2001): Bresgroei in cohesieve materialien Voortgangsrapportage 2000. *Delft Hydraulics*. In Holländisch.
- Vinje, J.J. (1972): Investigations for coastal protection with colcrete mats. *North Sea Coastal Engineering Group*.
- Visser, P.J.; Vrijling, J.K.; Verhagen, H.J. (1990): A field experiment on breach growth in sand-dikes. *Proceedings International Conference Coastal Engineering (ICCE)*, ASCE, Delft, Holland, Nr. 22, Volume 3, S. 2087-2100.
- Visser, P.J.; Vrijling, J.K.; Verhagen, H.J. (1993): A field experiment on breach growth in sand-dikes. *Ministry of Transport, Public Works and Water Management, Road and Hydraulic Engineering Division*, Rijkswaterstaat, Publication no.: W-DWW-93-253, 14 S.
- Visser, P.J. (1995): A model for breach growth in sand-dikes. *Proceedings International Conference Coastal Engineering (ICCE)*, ASCE, Kobe, Japan, Nr. 24, Volume 3, Chapter 199, S. 2755-2769.
- Visser, P.J. (1998a): Breach erosion in sand-dikes. Proceedings International Conference Coastal Engineering (ICCE), ASCE, Kopenhagen, Dänemark, Nr. 26, Volume 3, S. 3516-3528.
- Visser, P.J. (1998b): Breach growth in sand-dikes. *Communications on Hydraulic and Geotechnical Engineering*, TU Delft, Bd. 98, Nr. 1, Delft, Holland, 172 S.
- Von Lieberman, N.; Mai, S. (2001): Sturmflutrisiko im Küstenraum ein Entscheidungskreiterium in der Raumplanung. Zweites Forum Katatrophenvorsorge "Extreme Naturereignisse – Folgen, Vorsorge, Werkzeuge", Leipzig, 8 S.
- Von Lieberman, N.; Zimmermann, C. (2001): Folgen von klimabedingten Wasserstands- und Windänderungen für den Küstenschutz an der Unterweser. *Mitteilungen des Franzius-Instituts für Wasserbau und Küsteningenieurwesen Universität Hannover*, Hannover, Heft 86, S. 57-100.
- Voortman, H.G. (2002a): Economic optimization of sea dikes. *Ph.D. Thesis, Delft University* of *Technology*, Delft, Holland.
- Voortman, H.G. (2002b): Risk-based design of large-scaled flood defence systems. *Ph.D. thesis, Delft University of Technology*, Delft, Holland, S. 1-17, 214-227.

- Vrijling, J.K.; Bruinsma, J. (1980): Hydraulic boundary conditions. In: Hydraulic aspects of coastal structures: Developments in hydraulic engineering related to the design of the Oosterschelde storm surge barrier in the Netherlands, Delft, Hollan, S. 109-133.
- Vrijling, J.K. (1987): Probabilistic design of water retaining structures. Dordrecht/Boston/Lancaster: Martinus Nijhoff Publisher, S. 115-133.
- Vrijling, J.K.; Bruinsma, J. (1990): Hydraulic boundary conditions related to the design of the Oosterschelde Storm Surge Barrier in the Netherlands an example of a joint distribution of waves and surges. In: Pilarczyk, K.W. (ed.): Coastal Protection Proceedings of the Short Course, Rotterdam, Holland: Balkema, Appendix, S. 423-446.
- Vrijling, J.K. (1993): Development in probabilistic design of flood defenses in the Netherlands. In: Yen, B.C.; Tung, Y.-K. (eds.): *Reliability and uncertainty analysis in hydraulic design*, ASCE, New York, S. 133-178.
- Vrijling, J.K.; van Gelder, P.H.A.J.M. (1999): Uncertainty analysis of water level on Lake Ijssel in the Netherlands: a decision making analysis. *Proceedings. Annual Conference Risk Analysis: Facing the new Millenium*, Rotterdam, Holland, Nr. 9, 4 S.
- Vrijling, J.K.; van der Horst, C.;van Hoof, P.;van Gelder, P.H.A.J.M. (2000): The structural analysis of the block revetment on the Dutch dikes. *Proceedings International Conference Coastal Engineering (ICCE)*, ASCE, Sydney, Australien, Nr. 27, Volume III, S. 1991-2003.
- Vrouwenvelder, A.W.C.M.; Struik, P. (1990): Safety philosophy for dike design in the Netherlands. *Proceedings International Conference Coastal Engineering (ICCE)*, ASCE, Delft, Holland, Nr. 22, Volume 2, Chapter 94, S. 1254-1267.
- Vrouwenvelder, A.W.C.M.; Steenbergen, H.M.G.M.; Slijkhuis, K.A.H. (1999): Theoriehandleiding PC-Ring. Deel A: Mechanismebeschrijvingen. TNO 98-CON-R1430, Delft, Holland, 49 S. In Holländisch.
- Wang, J.X.; Roush, M.L. (2000): What every engineer should know about risk engineering and management. New York, USA: Marcel Dekker, 251 S.
- Wang, S.; Le Mehauté, B. (1983): Duration of measurements and long-term wave statistics. *Journal of Waterway, Port, Coastal and Ocean Engineering*, ASCE, Bd. 109, Nr. 2, S. 236-249.
- Wang, Z. (2000): Seepage erosion and surface erosion. *Interner Bericht ProDeich*, Vorläufiger Bericht 3, Essen, 15 S.
- Warncke, W. (1979): Bibliographie über Sturmfluten an den Nord- und Ostsee-Küsten. Die Küste. Archiv für Forschung und Technik an der Nord- und Ostsee., KFKI, Heide i. Holst.: Boyens & Co., Heft 33, S. 121-201.
- Watson, S.R. (1994): The meaning of probability in probabilistic safety analysis. *Reliability Engineering and System Safety*, Northern Ireland: Elsevier Science Ltd., Bd. 45, S. 261-269.
- Weijers, J.B.A.; Sellmeijer, J.B. (1993): A new model to deal with the piping mechanism. Filters in Geotechnical and Hydraulic Engineering, Proceedings of the First International Conference (Geo-Filters), Brauns, Heibaum & Schuler (eds.), Rotterdam, Holland, Balkema, Karlsruhe 1992, S. 349-355.

- Weiss, D. (1991): Küstenschutzbauwerke an der Ostseeküste von Mecklenburg-Vorpommern. *Wasser und Boden*, Berlin: Verlag Paul Parey, Jg. 43, Nr. 1, S. 17-26.
- Weißmann, R. (1999): Infiltration von Wellenüberlauf in Deichbinnenböschungen. Workshop "Strömungen in Böden", Universität Essen 14.10.1999, Essen.
- Weißmann, R. (2002): Dissertation. Institut für Grundbau und Bodenmechanik, Felsmechanik und Tunnelbau der Universität Essen, Essen.
- Witte, H.-H. (1988): Druckschlagbelastung durch Wellen in deterministischer und stochastischer Betrachtung. *Mitteilungen Leichtweiß-Institut für Wasserbau der Technischen Universität Braunschweig*, Heft 102, S. 1-227.
- Witte, H.-H. (1989): Stochastische und deterministische Vorgänge bei der Druckschlagbelastung senkrechter Wände. HANSA, Zentralorgan für Schiffahrt, Schiffbau, Hafen, Jg. 126, Nr. 19/20, S. 1378-1384.
- Wolters, G.; Müller, G. (2001): The effect of wave action on structures with large cracks. 3rd International Symposium on Ocean Wave Measurements and Analysis (Waves 2001), ASCE, San Francisco, USA, S. 1773-1782.
- Yellman, T.W.; Murray, T.M. (1995): Comment on 'The meaning of probability in probabilistic safety analysis'. *Reliability Engineering and System Safety*, Northern Ireland: Elsevier Science Ltd., Bd. 49, S. 201-205.
- Yen, B.C.; Tung, Y.-K. (eds.) (1993): Reliability and uncertainty analysis in hydraulic design. New York, 287 S.
- Zachar, D. (1982): Soil erosion. Amsterdam, Holland: Elsevier Science Publishing Company, 547 S.
- Zeidler, R.B. (1994): Example of reliability assessment for real case revetment. In: *MAST Advanced Study Course "Probabilistic Approach to the Design of Reliable Coastal Structures"*, Bologna, Italien, Lecture R08, 46 S.
- Zhong, H. (1985): Theoretische und experimentelle Untersuchungen über den Druckschlag bei Wellenangriff auf einen 1 zu 4 geneigten Seedeich. Braunschweig: Selbstverlag, S.401-453.
- Ziems, J. (1969): Beitrag zur Kontakterosion nichtbindiger Erdstoffe. Bericht TU Dresden, Fakultät für Bau-, Wasser- und Forstwesen, Dresden.
- Zitscher, F.-F.; Scherenberg, R.; Carow, U. (1979): Die Sturmflut vom 3. und 21.1.1976 an den Küsten Schleswig-Holsteins. *Die Küste. Archiv für Forschung und Technik an der Nord- und Ostsee.*, KFKI, Heide i. Holst.: Boyens & Co., Heft 33, S. 71-100.