

Klimafolgenanalyse und Risiko für eine Küstenzone

am Beispiel der Jade-Weser-Region

Von dem Fachbereich Bauingenieur- und Vermessungswesen
der Universität Hannover

zur Erlangung des Grades eines

DOKTORS DER INGENIEURWISSENSCHAFTEN

Dr.-Ing.

genehmigte Dissertation
von

Dipl.-Phys. Dipl.-Ing. Stephan Mai

geboren am 10.11.1968 in Bremerhaven

2004

Vorwort

Die vorliegende Arbeit entstand im Rahmen meiner Tätigkeit als wissenschaftlicher Mitarbeiter am FRANZIUS-INSTITUT FÜR WASSERBAU UND KÜSTENINGENIEURWESEN der UNIVERSITÄT HANNOVER und analysiert die Folgen des Klimawandels für den Küstenschutz an der deutschen Nordseeküste. Mit der probabilistischen Risikoanalyse wird eine Methodik vorgestellt, welche als Reaktion auf den Klimawandel auch die Planung von Maßnahmen zur Risikominderung ermöglicht.

Untersuchungen in physikalischen und numerischen Modellen zur Beurteilung der See- gangsbelastung des Küstenschutzsystems und der Überflutung bei Versagen des Küstenschutzsystems, deren Ergebnisse in diese Arbeit einfließen, wurden in dem vom NIEDERSÄCHSISCHEN UMWELTMINISTERIUM in den Jahren 1995 – 1999 geförderten Forschungsprojekt „Konzepte und Techniken im Küstenschutz im Land Niedersachsen unter geänderten Klimabedingungen“, dem in den Jahren 1998 – 2000 vom BUNDESMINISTERIUM FÜR BILDUNG, WISSENSCHAFT, FORSCHUNG UND TECHNOLOGIE geförderten Forschungsprojekt „Risiko einer Küstenregion bei geänderten Klimabedingungen“ und dem Teilprojekt „Klimaänderung und Küstenschutz“ des in den Jahren 2001 – 2004 vom BUNDESMINISTERIUM FÜR BILDUNG, WISSENSCHAFT, FORSCHUNG UND TECHNOLOGIE geförderten interdisziplinären Forschungsprojektes „Klimawandel und präventives Risikomanagement an der deutschen Küste (KRIM)“ durchgeführt. Die in diesen Projekten erarbeiteten Erkenntnisse, Graphiken und Tabellen sind im wesentlichen in den Anhang eingeflossen.

Für die Überlassung des Themas dieser Arbeit gilt mein Dank Herrn Prof. Dr.-Ing. C. Zimmermann. Besonders danke ich Herrn Prof. Zimmermann zudem für sein langjähriges Interesse an der Thematik, die Unterstützung, die zahlreichen fachlichen Diskussionen sowie die Übernahme des Referates.

Herrn Prof. Dr.-Ing. Dr.-Ing. E.h. E. Plate danke ich für die Bereitschaft, mein Promotionsverfahren als Korreferent zu begleiten.

Herrn Prof. Prof. E.h. Dr. sc. techn. K. Lecher danke ich für die Übernahme des Vorsitzes der Promotionskommission.

Auch meinen Kollegen, den an den Untersuchungen beteiligten Studenten, den Angehörigen der Projektgruppe des Forschungsvorhabens KRIM sowie meinen ehemaligen Kommilitonen und Freunden gilt mein Dank für die gute Zusammenarbeit, die zahlreichen fachlichen Diskussionen sowie die Unterstützung und Rücksichtnahme in der Endphase der Anfertigung der Dissertation.

D.V.

Referent:	Prof. Dr.-Ing. Claus Zimmermann
Korreferent:	Prof. Dr.-Ing. Dr.-Ing. E. h. Erich Plate
Vorsitzender:	Prof. Prof. E. h. Dr. sc. techn. Kurt Lecher
Tag der Promotion:	31. August 2004

Kurzfassung

Das tiefliegende Hinterland an der deutschen Nordseeküste wird durch ein System von Küstenschutzelementen vor Überflutung geschützt. Die Bemessung dieser Küstenschutzanlagen erfolgt derzeit nach einem deterministischen Konzept, was keine Analyse der Versagenswahrscheinlichkeit des Küstenschutzsystems zuläßt. Daher ist auf der Grundlage des deterministischen Verfahrens ein probabilistisches Konzept zur Bemessung von Vorland- und Schardeichen, Hochwasserschutzwänden sowie Kajenanlagen entwickelt worden. Dieses Verfahren der probabilistischen Risikoanalyse ermöglicht nicht nur eine Ermittlung der Versagenswahrscheinlichkeit des Küstenschutzsystems sondern berücksichtigt zudem die bei einem Versagen auftretenden Überflutungsschäden. Beides – Versagenswahrscheinlichkeit und Überflutungsschaden – bestimmt schließlich das Sturmflutrisiko einer Küstenzone.

Zur Berechnung der Versagenswahrscheinlichkeit werden unter Berücksichtigung des an der deutschen Tideküste verfügbaren Datenbestands Methoden zur statistischen Analyse der Belastung des Küstenschutzsystems durch Wasserstand und Seegang vorgestellt. Die Seegangsstatistik wird in diesem Verfahren über numerische Simulationen mit dem phasengemittelten Seegangsmodell SWAN der TU DELFT aus der Windstatistik abgeleitet.

Zur Abgrenzung des bei Versagens des Küstenschutzsystems von Überflutung betroffenen Hinterlands findet das zweidimensionale tiefengemittelte hydrodynamisch-numerische Modell MIKE 21 des DHI (DANISH HYDRAULIC INSTITUTE) Anwendung. Es wird der Einfluß des Sturmflutscheitels, der Windverhältnisse, der Abmessungen der Deichbruchlücke sowie des Versagenszeitpunkts auf das Überflutungsgeschehen analysiert.

Für die überflutungsbedrohten Hinterlandgebiete erfolgt eine mesoskalige Bestimmung des Überflutungsschadens. Dazu wird auf Gemeindeebene einzelnen Landnutzungen der Einheitswert zugeordnet. Die Schädigung dieses Wertbestands wird über die Wassertiefe im Hinterland parametrisiert. Das Sturmflutrisiko der Küstenzone wird schließlich als Produkt von Versagenswahrscheinlichkeit und Überflutungsschaden berechnet.

Das heutige Sturmflutrisiko wird sich, wie die probabilistische Risikoanalyse zeigt, bei Klimawandel erhöhen, da dieser einen beschleunigten Wasserstandsanstieg sowie eine Intensivierung des Windes und damit auch ein Anstieg der Seegangsbelastung erwarten läßt. Als Reaktion auf die mit dem Klimawandel verbundene Risikozunahme werden Strategien der Risikominderung, wie die Ertüchtigung bestehender Küstenschutzanlagen bzw. der Aufbau zusätzlicher Schutzlinien, diskutiert.

Schlagworte: probabilistische Risikoanalyse, Klimafolgenanalyse, Küstenschutzsysteme

Abstract

The low-lying hinterland on the German North-Sea coast is protected from flooding by a system of coastal defense elements. At present a deterministic methodology is applied for the design of these coastal protection structures. The deterministic concept does not allow the calculation of the probability of failure of coastal defense systems. Therefore a probabilistic concept for the design of sea dikes with and without forelands, of sea walls and quay structures has been developed on the basis of the deterministic approach. This concept of probabilistic risk analysis allows to calculate not only the failure probability but also the loss due to flooding after failure of a coastal defense system. Both – failure probability and loss due to flooding – determine the risk for a coastal zone caused by storm surges.

For the calculation of the failure probability a methodology for the statistical analysis of the loads on the coastal defense system caused by water level and waves is given considering the available data along the German coast. The wave statistics is derived from wind statistics using numerical simulations with the phase-averaged wave model SWAN of TU DELFT.

The determination of the hinterland endangered for flooding in case of failure of coastal defenses is carried out by numerical simulations with the two-dimensional depth-averaged hydrodynamic model MIKE 21 of DHI (DANISH HYDRAULIC INSTITUTE). The influence of the high water level of storm surges, the wind conditions, the dimensions of a dike breach as well as the effect of the time of failure on flooding is discussed.

Possible losses are calculated within the flood-prone hinterland by a meso-scale approach. This assigns – on a community level – the unit value to different land uses. The damage of these assets is parameterized by the water depth in the flood zone. As product of the probability of failure and of the flood loss the risk of the coastal zone related to storm surges is introduced.

Today's risk will increase in case of climate change because of the rise in water level, the increase in wind speed and therefore in wave load, as probabilistic risk analysis reveals. To compensate the increase in risk typical mitigation strategies, like strengthening of existing coastal defense elements or setting-up additional lines of defense, are discussed.

Keywords: probabilistic risk analysis, climate impact assessment, coastal defense systems

INHALTSVERZEICHNIS

Vorwort	1
Kurzfassung	2
Abstract	3
Inhaltsverzeichnis	5
Inhaltsverzeichnis des Anhangs	9
Abbildungsverzeichnis	11
Abbildungsverzeichnis des Anhangs	29
Tabellenverzeichnis	39
Tabellenverzeichnis des Anhangs	42
Symbolverzeichnis	43
1 EINLEITUNG	55
2 WIRKUNG VON KLIMAÄNDERUNGEN AUF KÜSTENREGIONEN	57
2.1 Ursachen von Klimaänderungen	57
2.2 Klimaänderungen	59
2.2.1 Globale Wirkungen	59
2.2.1.1 Anstieg der Lufttemperatur und der Wassertemperatur	59
2.2.1.2 Veränderung von Niederschlag und Abfluß	59
2.2.1.3 Anstieg des mittleren Meeresspiegels	60
2.2.2 Regionale Klimawirkungen im Gebiet der Nordsee	61
2.2.2.1 Methoden der Regionalisierung	61
2.2.2.2 Anstieg des Tidewasserstands	61
2.2.2.3 Intensivierung der Winde und des Seegangs	65
2.2.2.4 Änderung der Niederschlagsmenge und des Abflusses	68
2.2.2.5 Änderung der Tideströmungen	69
2.3 Klimawirkungen	70
2.3.1 Arten von Klimawirkungen	70
2.3.2 Primäre Klimawirkungen auf Küstenregionen	70
2.3.3 Sekundäre Klimawirkungen auf Küstenregionen	71

3	RISIKOANALYSE FÜR DIE KÜSTENZONE	74
3.1	Küstenschutzsysteme	74
3.2	Methodik der probabilistischen Risikoanalyse	75
3.3	Gefährdung der Küstenzone	78
3.3.1	Gefährdungsbestandteile	78
3.3.2	Tidewasserstand	78
3.3.3	Seegang	90
3.4	Versagen von Küstenschutzanlagen	96
3.4.1	Einführung	96
3.4.2	Versagensmechanismen von Hauptdeichen	97
3.4.3	Hochwasserschutzwände	104
3.5	Versagenswahrscheinlichkeit von Küstenschutzanlagen	108
3.5.1	Grundlagen der Berechnungsverfahren	108
3.5.2	Probabilistische Bemessung der Stufe I	110
3.5.3	Probabilistische Bemessung der Stufe II	111
3.5.4	Probabilistische Bemessung der Stufe III	113
3.5.5	Unsicherheiten der probabilistischen Bemessung	114
3.5.6	Zulässige Versagenswahrscheinlichkeit	115
3.6	Folgen des Versagens von Küstenschutzanlagen	117
3.6.1	Direkte und indirekte Schäden	117
3.6.2	Überflutung des Küstenhinterlandes	118
3.6.3	Wertebestand im Überflutungsgebiet	121
3.6.4	Schädigung des Wertebestands im Überflutungsgebiet	124
3.7	Probabilistische Risikoanalyse (Bemessung der Stufe IV)	129
4	SICHERHEIT DES KÜSTENSCHUTZES AN JADE UND WESER	132
4.1	Belastungen auf Küstenschutzsysteme	132
4.1.1	Maßgebende Belastungsanteile	132
4.1.2	Tidewasserstand im Jade-Weser-Ästuar	132
4.1.3	Seegang im Jade-Weser-Ästuar	139
4.1.3.1	Methodik zur Ermittlung der Seegangsstatistik	139
4.1.3.2	Windstatistik	140
4.1.3.3	Gemeinsame Statistik von Wasserstand und Wind	142
4.1.3.4	Seegangssimulation	148
4.1.3.5	Seegangsstatistik	160
4.2	Versagenswahrscheinlichkeit von Küstenschutzanlagen	164
4.2.1	Überblick über das Küstenschutzsystem an Jade und Weser	164
4.2.2	Wahrscheinlichkeit des Wellenüberlaufs an Hauptdeichen	169

4.2.3	Wahrscheinlichkeit des Wellenüberlaufs an Kajen und Hochwasserschutzwänden	174
4.3	Auswirkung des Klimawandels auf die Sicherheit des Küstenschutzes an Jade und Weser	178
4.3.1	Klimaänderungsbedingte Zunahme der Belastungen auf Küstenschutzsysteme	178
4.3.2	Klimaänderungsbedingte Zunahme der Versagenswahrscheinlichkeit von Küstenschutzsystemen	185
4.3.2.1	Wahrscheinlichkeit des Wellenüberlaufs an Hauptdeichen bei Klimaänderung	185
4.3.2.2	Wahrscheinlichkeit des Wellenüberlaufs an Kajen und Hochwasserschutzwänden bei Klimaänderung	186
4.3.3	Anpassung von Küstenschutzsystemen an den Klimawandel	188
5	ÜBERFLUTUNGSGEFÄHRDUNG AN JADE UND WESER	190
5.1	Statische Ausweisung des Überflutungsgebiets	190
5.2	Dynamische Ausweisung überflutungsgefährdeter Gebiete	192
5.2.1	Einführung in die Methodik	192
5.2.2	Einfluß der Geländerauhigkeit auf die Überflutung	194
5.2.3	Einfluß des Windes auf die Überflutung	195
5.2.4	Einfluß des Deichbruchzeitpunktes auf die Überflutung	195
5.2.5	Einfluß des Deichbruchabmessungen auf die Überflutung	197
5.2.6	Einfluß des Schutzsystemaufbaus auf die Überflutung	198
5.2.7	Einfluß des Sturmfluttyps auf die Überflutung	200
5.2.8	Einfluß des Versagensortes auf die Überflutung	202
6	ÜBERFLUTUNGSSCHADEN AN JADE UND WESER	205
6.1	Wertbestand und Nutzung im Hinterland	205
6.1.1	Wertbestand auf Gemeindeebene	205
6.1.2	Klassifikation und Bewertung der Hinterlandnutzung	208
6.2	Schaden im potentiellen Überflutungsgebiet	211
6.3	Überflutungsschaden bei Deichversagen	219
6.3.1	Betroffene Nutzungen im Hinterland	219
6.3.2	Überflutungsschäden an den Nutzungen im Hinterland	229
7	ÜBERFLUTUNGSRISIKO AN JADE UND WESER	239
7.1	Heutiges Überflutungsrisiko	239
7.2	Erhöhtes Überflutungsrisiko als Folge des Klimawandels	245
7.3	Maßnahmen der Risikominimierung	246
7.3.1	Ausbau des bestehenden Schutzsystems	246

7.3.2	Anlage von Ringdeichen und zweiten Deichlinien	248
7.3.3	Nutzung von Retentionsraum hinter der Hauptdeichlinie	252
8	ZUSAMMENFASSUNG UND AUSBLICK	255
	SCHRIFTTUM	258
	ANHANG	291

INHALTSVERZEICHNIS DES ANHANGS

A.	TYPISCHE EXTREMWERTVERTEILUNGSFUNKTIONEN	293
B.	ANPASSUNG VON VERTEILUNGSFUNKTIONEN AN STICHPROBEN	297
C.	TRENDBEREINIGTE FLUKTUATIONSANALYSE	300
D.	VERORTUNG DES WERTEBESTANDS	302
D.1	Zugeordnete ATKIS-Objektarten	302
D.2	Infrastruktur	302
D.3	Bodenwerte	302
E.	ERGÄNZUNGEN ZUR STATISTIK EXTREMER TIDEHOCHWASSER	304
F.	ERGÄNZUNG ZUR WINDSTATISTIK	306
G.	ERGÄNZUNG: GEMEINSAME STATISTIK VON WASSERSTAND UND WIND	309
H.	MATHEMATISCHE GRUNDLAGEN DES SEEGANGSMODELLS SWAN	317
H.1	Erhaltungsgleichung	317
H.2	Windenergieeintrag	318
H.3	Dissipation von Seegangsennergie	320
H.4	Nichtlineare Seegangswchselwirkungen	323
I.	UNSIHERHEITEN DER NUMERISCHEN SEEGANGSSIMULATION	326
I.1	Überblick	326
I.2	Unsicherheit aus der Parametrisierung der Randbedingungen	326
I.3	Unsicherheit aus Peilung	328
I.4	Unsicherheit aus der Parametrisierung des Wellenbrechens infolge der Überschreitung der Grenzsteilheit	329
I.5	Unsicherheit aus der Parametrisierung des Wellenbrechens infolge der Unterschreitung der Grenzwassertiefe	330
I.6	Unsicherheit aus der Parametrisierung der Bodenreibung	331
J.	SEEGANGSATLAS	333
K.	VERGLEICH VON PHYSIKALISCHER UND NUMERISCHER MODELLIERUNG	335
L.	ATLAS DER KÜSTENSCHUTZBAUWERKE	337
M.	ATLAS DER ÜBERFLUTUNGSFLÄCHEN	339

N.	ERGÄNZUNGEN ZUM WERTBESTAND AUF GEMEINDEEBENE	342
O.	ERGÄNZUNGEN ZUR BEWERTUNG DER HINTERLANDNUTZUNGEN	347
P.	ERGÄNZUNGEN ZUM SCHADEN IM POTENTIELLEN ÜBERFLUTUNGSGEBIET	351
Q.	ERGÄNZUNGEN ZU DEN BEI DEICHBRUCH BETROFFENEN HINTERLANDNUTZUNGEN	373
R.	RISIKOINFORMATIONSSYSTEM KÜSTE	385

ABBILDUNGSVERZEICHNIS

- Abbildung 2-1: Szenarien der jährlichen Emissionsmenge der Treibhausgase Kohlendioxid (CO₂), Methan (CH₄), Schwefeldioxid (SO₂) und Stickstoffdioxid (NO₂) [nach INTERGOVERNMENTAL PANEL ON CLIMATE CHANGE, WORKING GROUP I, 2001] 57
- Abbildung 2-2: Konzentration des atmosphärischen Kohlendioxids für verschiedene Entwicklungsszenarien der globalen Sozioökonomie [nach INTERGOVERNMENTAL PANEL ON CLIMATE CHANGE, WORKING GROUP I, 2001] 58
- Abbildung 2-3: Änderung der global gemittelten Temperatur für verschiedene Szenarien der Emission von Treibhausgasen [nach INTERGOVERNMENTAL PANEL ON CLIMATE CHANGE, WORKING GROUP I, 2001] 59
- Abbildung 2-4: Änderung des mittleren Meeresspiegels (infolge eustatischer Einflüsse) für verschiedene Szenarien der Emission von Treibhausgasen [nach INTERGOVERNMENTAL PANEL ON CLIMATE CHANGE, WORKING GROUP I, 2001] 60
- Abbildung 2-5: Anstieg des mittleren Tidehochwassers und seiner Extreme am Pegel Cuxhaven (1900 – 2000) Datengrundlage: 19-jähriges Mittel von MThw, Thw_{90%} und Thw_{10%} 62
- Abbildung 2-6: Anstieg der 50 %-Quantile (oben) und der 95 %-Quantile (unten) des Tidehochwassers in Cuxhaven für das Emissionsszenario IS92a [VON STORCH ET AL., 1998(a)] 63
- Abbildung 2-7: Szenarien der Wahrscheinlichkeitsdichte des Tidehochwasserstands im Jahr 2050 am Pegel Cuxhaven [weitere siehe MAI UND ZIMMERMANN, 2000(c)] 64
- Abbildung 2-8: Änderung der mittleren Windgeschwindigkeit in Bremen für das Emissionsszenario IS92a [nach VON STORCH ET AL., 1998(a)] 65
- Abbildung 2-9: Szenarien der Wahrscheinlichkeitsdichte der Windgeschwindigkeit im Jahr 2050 an der Station Helgoland für die Windrichtung 300° [nach MAI UND VON LIEBERMAN, 2000(b)] 67
- Abbildung 2-10: Anstieg des mittleren Abflusses und seiner Extreme am Pegel Neu Darchau (1900 – 2000) Datengrundlage: 10-jähriges Mittel von Q_{90%}, Q_{50%} und Q_{10%} 68
- Abbildung 2-11: Änderung der mittleren Niederschlagsmenge in Bremen für das Emissionsszenario IS92a [nach VON STORCH ET AL., 1998(a)] 69
- Abbildung 2-12: Szenarien der Wahrscheinlichkeitsdichte des Abflusses von Weser bei Intschede (links) und Elbe bei Neu Darchau (rechts) im Jahr 2050 69

Abbildung 2-13: Küstenschutzstrategien als Reaktion auf einen Meeresspiegelanstieg [nach PROBST, 1994]	72
Abbildung 3-1: Aufbau des Küstenschutzsystems [MAI ET AL., 1996]	75
Abbildung 3-2: Bestandteile des Risikomanagements [nach PLATE, 1995]	75
Abbildung 3-3: Arbeitsschritte einer Risikoanalyse für die Küstenzone [ZIMMERMANN UND MAI, 1998, nach VERGEER, 1990]	76
Abbildung 3-4: Risikominderung durch Reduzierung der Versagenswahrscheinlichkeit des Küstenschutzsystems (links) bzw. durch Reduzierung der unmittelbar überflutungsgefährdeten Fläche (rechts) [nach HOFSTEDE UND PROBST, 1999]	77
Abbildung 3-5: Korrelation von Springerhöhung und Windstau (am Beispiel des Pegels Cuxhaven) sowie von Abfluß und Windstau (für die Elbe)	87
Abbildung 3-6: Wahrscheinlichkeitsdichte des Thw am Pegel Bremerhaven (links), Cuxhaven (Mitte) und Wilhelmshaven (rechts) unter Voraussetzung typischer Verteilungsfunktionen	88
Abbildung 3-7: Autokorrelationsanalyse von Tidehochwasserständen (links) und Tagesabflüssen (rechts)	90
Abbildung 3-8: Seegangsbeeinflussende Prozesse in Tief- und Flachwasser [nach SVENDSEN UND JONSSON, 1976]	91
Abbildung 3-9: Schema zur Ermittlung der küstennahen Seegangstatistik aus Einzelsimulationen	95
Abbildung 3-10: Schema eines Ereignisbaums (links) und eines Fehlerbaums (rechts) für Küstenschutzsysteme	96
Abbildung 3-11: Zuverlässigkeitsanalyse von Küstenschutzelementen	97
Abbildung 3-12: Überblick über die Versagensmechanismen von Deichen [nach PILARCZYK, 1987]	98
Abbildung 3-13: Vereinfachter Fehlerbaum des Versagens von Hauptdeichen [nach VRIJLNG, 1987]	98
Abbildung 3-14: Erosion der Binnenböschung (mitte) und Deichbruch (rechts) infolge von Wellenüberlauf (links) [aus HUSUM-VERLAGSGESLLSCHAFT, 1993, KRAMER, 1967, WIELAND, 1990]	99
Abbildung 3-15: Versagensmechanismus „Überströmen und Wellenüberlauf“ [MAI UND ZIMMERMANN, 2000(c)]	99

Abbildung 3-16: Einflußfaktoren auf die empirischen Beiwerte γ_b und γ_θ [SCHÜTTRUMPF UND OUMERACI, 2000]	101
Abbildung 3-17: Typische Kronenmauern auf Deichen und Dämmen [nach POHL, 1997]	103
Abbildung 3-18: Hauptversagensmechanismen von Hochwasserschutzwänden [vgl. OUMERACI ET AL., 2001].	104
Abbildung 3-19: Typische Konfigurationen von Hochwasserschutzwänden [nach ZIMMERMANN ET AL., 1994]	105
Abbildung 3-20: Wellenabweiser an Hochwasserschutzwand [Butter, 1996]	106
Abbildung 3-21: Definition der Versagenswahrscheinlichkeit	108
Abbildung 3-22: Definition der Versagenswahrscheinlichkeit auf Grundlage der zweidimensionalen Wahrscheinlichkeitsdichte von Belastung und Belastbarkeit [nach PLATE UND DUCKSTEIN, 1988]	109
Abbildung 3-23: Entwicklungspunkt in FMA und FDA [VERGEER, 1990]	112
Abbildung 3-24: Konzept zur Ermittlung der Belastungen aus den Basisvariablen [nach POHL, 1998]	113
Abbildung 3-25: Arten der Unsicherheit [nach VAN GELDER, 2000]	115
Abbildung 3-26: Zulässige Überflutungswahrscheinlichkeit als Funktion der bei Überflutung bedrohten Bevölkerung nach RETTEMEIER [2002] (links) und angelehnt an SIEBER [1999] (rechts)	117
Abbildung 3-27: Stationäres bzw. statisches Verfahren zur Ausweisung von Überflutungsgebieten im Küstenhinterland ohne (links) bzw. mit Berücksichtigung sog. Muldenlagen (rechts)	119
Abbildung 3-28: Schema des 1,5-dimensionalen dynamischen Verfahrens zur Berechnung von Überflutungsflächen [nach RENNER ET AL., 2000(b)]	119
Abbildung 3-29: Bedeutung der Überflutungshöhe für den Schaden, hier: wohngenutztes Einfamilienhaus [nach SCHMIDTKE, 1995]	124
Abbildung 3-30: Parametrisierung des Schädigungsgrads von Wohnhäusern durch die Überflutungshöhe (links) [VAN DER SANDE, 2001, nach GRIGG UND HELLWEG, 1975] und schadensäquivalentes Eintreten von Überflutungshöhe und Fließgeschwindigkeit [BUREAU OF TRANSPORT AND REGIONAL ECONOMICS BTRE, 2002]	125

Abbildung 3-31: Parametrisierung des Schädigungsgrads als Funktion der Überflutungshöhe nach PENNING-ROWSELL UND CHATTERTON [1977 aus Vergeer, 1990]: links für Wohn- und landwirtschaftliche Gebäude, rechts für Büro und Gewerbe	126
Abbildung 3-32: Parametrisierung des Schädigungsgrades als Funktion der Überflutungshöhe nach WAARTS [1989, nach PEERBOLTE, 1993]: getrennt für Inseln und Festland (links) bzw. nach Nutzungsart (rechts)	126
Abbildung 3-33: Parametrisierung des Schädigungsgrads als Funktion der Überflutungshöhe nach VERGEER [1990] (links) und VROUWENFELDER UND STRUIK [1990] (rechts)	127
Abbildung 3-34: Parametrisierung des Schädigungsgrads als Funktion der Überflutungshöhe nach VRISOU VAN ECK ET AL. [2001] und KOK [2001]	128
Abbildung 3-35: Parametrisierung des Schädigungsgrads für das Weser-Ems-Gebiet als Funktion der Überflutungshöhe nach KLAUS UND SCHMIDTKE [1990]	128
Abbildung 3-36: Segmentierung eines Küstenschutzabschnitts	130
Abbildung 4-1: Berücksichtigte Pegelstandorte im Jade-Weser-Ästuar	132
Abbildung 4-2: Jährlicher Mittelwert, Höchstwert und 90 %-Quantil des Tidehochwassers an verschiedenen Pegeln im Jade-Weser-Ästuar [Datenbasis: JENSEN, 1984, und DEUTSCHE GEWÄSSERKUNDLICHE JAHRBÜCHER, 1950-1998]	133
Abbildung 4-3: Jährliche Überschreitungswahrscheinlichkeit des Tidehochwasserstands an verschiedenen Pegeln im Jade-Weser-Ästuar	134
Abbildung 4-4: Jährliche Überschreitungswahrscheinlichkeit des Tidehochwasserstands am Pegel Cuxhaven, Steubenhöft, für ein Datenkollektiv des höchsten Tidehochwasserstands im Abfluß-, Kalender- bzw. verschobenem Kalenderjahr	134
Abbildung 4-5: Übertragung des Extremtidehochwasserstands von dem langjährig aufzeichnenden Pegelstandort Wilhelmshaven auf die kurzzeitig aufzeichnenden Pegelstandorte Wangersiel, Voslap, Vareler Schleuse und Fedderwardsiel	135
Abbildung 4-6: Übertragung des Extremtidehochwasserstands von dem langjährig aufzeichnenden Pegelstandort Bremerhaven auf die kurzzeitig aufzeichnenden Pegelstandorte Fedderwardsiel, Brake, Wremer-tief und Spieka-Neufeld	136

Abbildung 4-7: Übertragung des Extremtidehochwasserstands von dem langjährig aufzeichnenden Pegelstandort Cuxhaven, Steubenhöft, auf den kurzzeitig aufzeichnenden Pegelstandort Spieka-Neufeld	137
Abbildung 4-8: Jährliche durch Übertragung vom Pegel Bremerhaven abgeleitete Überschreitungswahrscheinlichkeit des Tidehochwasserstands an den Pegeln Fedderwardsiel (links) und Wremertief (rechts) – Darstellung des Einflusses der Streuung des Übertragungsfaktors auf die Statistik	138
Abbildung 4-9: Tidehochwasserstand der jährlichen Eintrittswahrscheinlichkeit von 10^{-2} , $5 \cdot 10^{-3}$ und 10^{-3} entlang der Festlandsküste des Jade-Weser-Ästuars	139
Abbildung 4-10: Windstatistik für die Stationen Helgoland (oben) und Cuxhaven (unten)	141
Abbildung 4-11: Streudiagramm der an der Station Helgoland gemessenen Windgeschwindigkeiten und –richtungen für verschiedene Klassen des Tidehochwassers am Pegel Bremerhaven	144
Abbildung 4-12: Bedingte Wahrscheinlichkeitsdichte der Windrichtung an der Station Helgoland in Abhängigkeit vom Tidehochwasserstand am Pegel Bremerhaven, Alter Leuchtturm	145
Abbildung 4-13: Bedingte Wahrscheinlichkeitsdichte der Windgeschwindigkeit in Abhängigkeit von der Windrichtung an der Station Helgoland und von dem Tidehochwasserstand am Pegel Bremerhaven, Alter Leuchtturm	146
Abbildung 4-14: Modellkette zur Berechnung einzelner Seegangssituationen [nach ZIMMERMANN UND MAI, 1998]	148
Abbildung 4-15: Parametrisierung des aus der Nordsee in das Jade-Weser-Ästuar einlaufenden Seegangs bei westlichen bis nördlichen Winden und Vergleich mit Seegangssimulationen des BSH [nach MAI UND ZIMMERMANN, 2000(a)]	150
Abbildung 4-16: Unsicherheit der Charakterisierung des aus der Nordsee in das Jade-Weser-Ästuar einlaufenden Seegangs – Abhängigkeit der Standardabweichung von der Windgeschwindigkeit	150
Abbildung 4-17: Numerische Simulation der Seengangausbreitung im Küstenraum bei Sturmflut (Wasserstand: NN + 5mNN, Wind: 20 m/s, 300°), signifikante Wellenhöhe (rechts), mittlere Wellenperiode (links)	151
Abbildung 4-18: Vergleich von Bojenmessung und numerischer Simulation des Seegangs nahe dem Wurster Arm in der Außenweser (Gauß-Krüger: 3465100/5944380) [siehe auch MAI ET AL., 2000(a)]	152

- Abbildung 4-19: Unsicherheit der Modellierung des Seegangs im Jade-Weser-Ästuar
Abhängigkeit der Standardabweichung von der Windgeschwindigkeit 152
- Abbildung 4-20: Einfluß der Außensände bzw. Wattflächen auf die Seegangspareme-
ter, signifikante Wellenhöhe (links) und mittlere Wellenperiode
(rechts) 153
- Abbildung 4-21: Seegang an einer inselgeschützten Festlandsküste in Abhängigkeit
vom Abstand zum benachbarten Wattstrom, hier: Spiekeroog und
Wangerooge mit den Wattströmen Harle und Blaue Balje,
signifikante Wellenhöhe (links) und mittlere Wellenperiode (rechts) 153
- Abbildung 4-22: Seegangsbedingungen an verschiedenen Positionen über dem Watt
an der Vorlandkante der Küste Butjadingens (oben: in Höhe
Langwarden [3453450/5943250], unten: in Höhe Waddensersiel
[3461150/5937350]), signifikante Wellenhöhe (links), mittlere Wellen-
periode (rechts) 154
- Abbildung 4-23: Seegangsbedingungen an verschiedenen Positionen über dem Watt
an der Vorlandkante der Küste Land Wurstens (oben: in Höhe
Wremertief [3466950/5944350], Mitte: in Höhe Solthörn
[3465350/5950650], unten: in Höhe Spieka-Neufeld
[3468650/5959050]), signifikante Wellenhöhe (links), mittlere
Wellenperiode (rechts) 155
- Abbildung 4-24: Seegangsbedingungen an verschiedenen Positionen des
Bremerhavener Weserufers (oben: in Höhe Containerterminal II
[3469250/5938650], unten: in Höhe Lohmandeich
[3471150/5935450]), signifikante Wellenhöhe (links), mittlere
Wellenperiode (rechts) 156
- Abbildung 4-25: Seegangsdämpfung durch die Küstenschutzelemente Vorland (unten)
und Sommerdeich (oben) am Beispiel ausgewählter Profile an der
Wurster Küste – signifikante Wellenhöhe (blau), Wellenperiode (rot)
und Dissipationsrate (grün) [siehe auch: MAI UND ZIMMERMANN,
2002(a)] 157
- Abbildung 4-26: Seegangsbedingungen über dem Vorland am Deichfuß an verschie-
denen Positionen der Küste Butjadingens (in Höhe Langwarden
[3453450/5943250]), signifikante Wellenhöhe (links), mittlere Wellen-
periode (rechts) 158
- Abbildung 4-27: Seegangsbedingungen über dem Vorland am Deichfuß an verschie-
denen Positionen der Küste Land Wurstens (oben: in Höhe Wremer-
tief [3466950/5944350], Mitte: in Höhe Solthörn [3465350/5950650],
unten: in Höhe Spieka-Neufeld [3468650/5959050]), signifikante
Wellenhöhe (links), mittlere Wellenperiode (rechts) 159

- Abbildung 4-28: Einfluß der Außensände bzw. Wattflächen auf die Überschreitungswahrscheinlichkeit der Seegangparameter an verschiedenen Positionen im Jade-Weser-Ästuar, signifikante Wellenhöhe (links) und mittlere Wellenperiode (rechts) 160
- Abbildung 4-29: Überschreitungswahrscheinlichkeit charakteristischer Seegangparameter bei Sturmflut an verschiedenen Positionen vor der Küste Butjadingens (oben: in Höhe Langwarden [3453450/5943250], unten: in Höhe Waddensersiel [3461150/5937350]), signifikante Wellenhöhe (links) und mittlere Wellenperiode (rechts) 161
- Abbildung 4-30: Überschreitungswahrscheinlichkeit charakteristischer Seegangparameter bei Sturmflut an verschiedenen Positionen vor der Küste Land Wurstens (oben: in Höhe Wremertief [3466950/5944350], Mitte: in Höhe Solthörn [3465350/5950650], unten: in Höhe Spieka-Neufeld [3468650/5959050]), signifikante Wellenhöhe (links) und mittlere Wellenperiode (rechts) 162
- Abbildung 4-31: Überschreitungswahrscheinlichkeit charakteristischer Seegangparameter bei Sturmflut an verschiedenen Positionen vor der Küste Bremerhavens (oben: etwa 50 m vor dem Containerterminal II [3469250/5938650], unten: etwa 50m vor dem Lohmanndeich [3471150/5935450]), signifikante Wellenhöhe (links), mittlere Wellenperiode (rechts) 163
- Abbildung 4-32: Überblick über die Schutzelemente der Festlandküste des Jade-Weser-Ästuars 164
- Abbildung 4-33: Informationen zu ausgewählten Deichabschnitten der Gemeinde Butjadingen: Deichprofil [Quelle: NIEDERSÄCHSISCHER LANDESBETRIEB FÜR WASSERWIRTSCHAFT UND KÜSTENSCHUTZ (NLWK)], Luftbild [Quelle: SCOUT SYSTEMS] und Photographie (oben: in Höhe Langwarden [3453450/5943250], unten: in Höhe Waddensersiel [3461150/5937350]) 165
- Abbildung 4-34: Informationen zu dem Siel bei Fedderwardersiel [3457320/5940780]: Luftbild [Quelle: SCOUT SYSTEMS] und Photographien 165
- Abbildung 4-35: Informationen zu ausgewählten Deichabschnitten an der Außenweser nördlich von Bremerhaven: Deichprofil [Quelle: NIEDERSÄCHSISCHER LANDESBETRIEB FÜR WASSERWIRTSCHAFT UND KÜSTENSCHUTZ (NLWK)], Luftbild [Quelle: SCOUT SYSTEMS] und Photographie (oben: nördlich von Spieka-Neufeld [3468650/5959050], Mitte: nördlich von Solthörn [3467130/5953910], unten: südlich von Wremertief [3466950/5944350]) 166

- Abbildung 4-36: Informationen zu Sielen zwischen Wremertief und Spieka-Neufeld: Luftbild [Quelle: SCOUT SYSTEMS] und Photographie (oben: Spieka-Neufeld [3470670/5961960], Mitte: Dorumer Siel [3468250/5956370], unten: Wremer Siel [3466710/5946510]) 167
- Abbildung 4-37: Übersicht über die linienhaften Schutzelemente an der Bremerhavener Küste nördlich des Pegels Bremerhaven, Alter Leuchtturm: Schnitt [Quelle: HANSESTADTBREMISCHES HAFENAMT BREMERHAVEN], Luftbild [Quelle: SCOUT SYSTEMS] und Photographie (oben: Kaje des Containerterminals [3469410/5938500], Mitte: Columbuskaje [3470370/5936690], unten: Lohmanndeich [3471210/5935443]) 168
- Abbildung 4-38: Übersicht über die punktuellen Schutzelemente an der Bremerhavener Küste nördlich des Pegels Bremerhaven-Alter Leuchtturm: Luftbild [Quelle: SCOUT SYSTEMS] und Photographie (oben: Weddewarder Siel [3469260/5940680], Mitte: Nordschleuse [3470240/5937760], unten: Kaiserschleuse [3470850/5936350]) 169
- Abbildung 4-39: Abhängigkeit des Wellenaufbaus $R_{98\%}$ (links) und der Zuverlässigkeit Z (rechts) der Hauptdeiche eines Küstenteils Butjadingens vom Wind bei einem Wasserstand von NN + 6 m (oben: in Höhe Langwarden [3453450/5943250], unten: in Höhe Waddensersiel [3461150/5937350]) 170
- Abbildung 4-40: Abhängigkeit des Wellenaufbaus $R_{98\%}$ (links) und der Zuverlässigkeit Z (rechts) der Hauptdeiche der Wurster Küste vom Wind bei einem Wasserstand von NN + 6 m (oben: in Höhe Wremertief [3465350/5944350], Mitte: nördlich Solthörn [3467130/5953910], unten: in Höhe Spieka-Neufeld [3468650/5959050]) 171
- Abbildung 4-41: Abhängigkeit des Wellenaufbaus $R_{98\%}$ (links) und der Zuverlässigkeit Z (rechts) des Lohmanndeichs [3471150/5935450] in Bremerhaven vom Wind bei einem Wasserstand von NN + 6 m 172
- Abbildung 4-42: Jährliche Wahrscheinlichkeit des Wellenüberlaufs in Abhängigkeit von der Kronenhöhe des Hauptdeichs bei Spieka-Neufeld 172
- Abbildung 4-43: Wahrscheinlichkeit und Jährlichkeit des Wellenüberlaufs an Deichen an der Außenweser (Bezugsjahr: 2000) 173
- Abbildung 4-44: Jährliche Wahrscheinlichkeit des Wellenüberlaufs in Abhängigkeit von der Höhe der Berme des Lohmanndeichs 174
- Abbildung 4-45: Abhängigkeit des Wellenüberlaufs Q an der Kaje des Containerterminals [3469410/5938500] in Bremerhaven vom Wind bei einem Wasserstand von NN + 6 m 175

- Abbildung 4-46: Abhängigkeit des Wellenüberlaufs Q an der Hochwasserschutzwand am Nordende der Columbuskaje [3470370/5936690] in Bremerhaven vom Wind bei einem Wasserstand von NN + 6 m 175
- Abbildung 4-47: Jährliche Überschreitungswahrscheinlichkeit der Wellenüberlaufmenge an der Kaje des Containerterminals Bremerhaven [3469410/5938500] in Abhängigkeit von der Höhe der Kaje 176
- Abbildung 4-48: Jährliche Überschreitungswahrscheinlichkeit der Wellenüberlaufmenge an der Kaje des Containerterminals Bremerhaven [3469410/5938500] mit bzw. ohne Wellenkammer (senkrechte Wand) 176
- Abbildung 4-49: Jährliche Überschreitungswahrscheinlichkeit der Wellenüberlaufmenge an der Hochwasserschutzwand auf der Columbuskaje [3469410/5938500] in Abhängigkeit von der Höhe der Schutzwand 177
- Abbildung 4-50: Szenarien eines als Konsequenz eines beschleunigten Klimawandels zu erwartenden Wasserstandsanstiegs (links) und einer Intensivierung der Winde während Sturmfluten (rechts) 178
- Abbildung 4-51: Veränderung der Überschreitungswahrscheinlichkeit charakteristischer Seegangparameter an verschiedenen Positionen vor der Küste Butjadingens (oben: in Höhe Langwarden [3453450/5943250], unten: in Höhe Waddensersiel [3461150/5937350]) als Folge eines Wasserstandsanstiegs – signifikante Wellenhöhe (links) und mittlere Wellenperiode (rechts) 179
- Abbildung 4-52: Veränderung der Überschreitungswahrscheinlichkeit charakteristischer Seegangparameter an verschiedenen Positionen vor der Küste Land Wurstens (oben: in Höhe Wremertief [3466950/5944350], Mitte: in Höhe Solthörn [3465350/5950650], unten: in Höhe Spieka-Neufeld [3468650/5959050]) als Folge eines Wasserstandsanstiegs signifikante Wellenhöhe (links) und mittlere Wellenperiode (rechts) 180
- Abbildung 4-53: Veränderung der Überschreitungswahrscheinlichkeit charakteristischer Seegangparameter an verschiedenen Positionen vor der Küste Bremerhavens (oben: in Höhe Containerterminal II [3469250/5938650], unten: in Höhe Lohmandeich [3471150/5935450]) als Folge eines Wasserstandsanstiegs – signifikante Wellenhöhe (links) und mittlere Wellenperiode (rechts) 181

- Abbildung 4-54: Veränderung der Überschreitungswahrscheinlichkeit charakteristischer Seegangparameter an verschiedenen Positionen vor der Küste Butjadingens (oben: in Höhe Langwarden [3453450/5943250], unten: in Höhe Waddensersiel [3461150/5937350]) als Folge eines Anstiegs der Windgeschwindigkeit bei einer Zunahme des mittleren Tidehochwasserstands um 0,5 m – signifikante Wellenhöhe (links) und mittlere Wellenperiode (rechts) 182
- Abbildung 4-55: Veränderung der Überschreitungswahrscheinlichkeit charakteristischer Seegangparameter an verschiedenen Positionen vor der Küste Land Wurstens (oben: in Höhe Wremertief [3466950/5944350], Mitte: in Höhe Solthörn [3465350/5950650], unten: in Höhe Spieka-Neufeld [3468650/5959050]) als Folge eines Anstiegs der Windgeschwindigkeit bei einer Zunahme des mittleren Tidehochwasserstands um 0,5 m – signifikante Wellenhöhe (links) und mittlere Wellenperiode (rechts) 183
- Abbildung 4-56: Veränderung der Überschreitungswahrscheinlichkeit charakteristischer Seegangparameter an verschiedenen Positionen vor der Küste Bremerhavens (oben: in Höhe Containerterminal II [3469250/5938650], unten: in Höhe Lohmandeich [3471150/5935450]) als Folge eines Anstiegs der Windgeschwindigkeit bei einer Zunahme des mittleren Tidehochwasserstands um 0,5 m – signifikante Wellenhöhe (links) und mittlere Wellenperiode (rechts) 184
- Abbildung 4-57: Relative Zunahme der Wahrscheinlichkeit des Wellenüberlaufs an verschiedenen Hauptdeichen des Jade-Weser-Ästuars als Folge eines Wasserstandsanstiegs 185
- Abbildung 4-58: Relative Zunahme der Wahrscheinlichkeit des Wellenüberlaufs an verschiedenen Hauptdeichen des Jade-Weser-Ästuars als Folge einer Intensivierung des Windes 186
- Abbildung 4-59: Relative Zunahme der Wahrscheinlichkeit der Überschreitung einer vorgegebenen Wellenüberlaufmenge an der Kaje des Containerterminals (links) bzw. an der Hochwasserschutzwand der Columbuskaje (rechts) als Folge eines Wasserstandsanstiegs 187
- Abbildung 4-60: Relative Zunahme der Wahrscheinlichkeit der Überschreitung einer vorgegebenen Wellenüberlaufmenge an der Kaje des Containerterminals (links) bzw. an der Hochwasserschutzwand der Columbuskaje (rechts) als Folge einer Intensivierung des Windes 187

Abbildung 4-61: Erforderliche Erhöhung verschiedener Deiche am Jade-Weser-Ästuar (links) sowie der Kaje des Containerterminals bzw. der Hochwasserschutzwand der Columbuskaje in Bremerhaven (rechts) zur Aufrechterhaltung des derzeitigen Sicherheitsniveaus in Abhängigkeit vom Wasserstandsanstieg	188
Abbildung 4-62: Erforderliche Erhöhung verschiedener Deiche an der Wurster Küste zur Aufrechterhaltung des derzeitigen Sicherheitsniveaus bei einem Wasserstandsanstieg von 1 m und einer gleichzeitigen Änderung der vorhandenen Vorlandhöhe	189
Abbildung 4-63: Erforderliche Erhöhung verschiedener Deiche am Jade-Weser-Ästuar (links) sowie der Kaje des Containerterminals bzw. der Hochwasserschutzwand der Columbuskaje in Bremerhaven (rechts) zur Aufrechterhaltung des derzeitigen Sicherheitsniveaus in Abhängigkeit von der Intensivierung des Windes	189
Abbildung 5-1: Unter MThw (links) bzw. dem Thw der Sturmflut vom 16.02.1962 (rechts) liegende Flächen im Jade-Weser-Gebiet (Datengrundlage: DGM 50)	190
Abbildung 5-2: Bei Wasserstandsanstieg um 1 m unter MThw (links) bzw. dem um 1 m erhöhten Thw der Sturmflut vom 16.02.1962 (rechts) liegende Flächen im Jade-Weser-Gebiet (Datengrundlage: DGM 50)	190
Abbildung 5-3: Wassertiefen im potentiellen Überflutungsgebiet	191
Abbildung 5-4: Überflutungsgefährdetes Küstenhinterland unter MThw (links) bzw. dem Thw der Sturmflut vom 16.02.1962 (rechts) im Jade-Weser-Gebiet ohne Muldenlagen (Datengrundlage: DGM 50)	191
Abbildung 5-5: Simulation der Tidewasserstände und -strömungen im Jade-Weser-Ästuar während der Sturmflut vom 03.01.1976	192
Abbildung 5-6: Überflutung der Gemeinde Butjadingen unter Voraussetzung eines Deichbruchs bei Waddensersiel während der Sturmflut vom 03.01.1976 [nach WEIGEL UND MAI, 2002(a)]	193
Abbildung 5-7: Absenkung des Wasserstands bei Waddensersiel infolge eines Deichbruchs der Breite von 200 m und vollständigen Abtrags des Deichkörpers	194
Abbildung 5-8: Einfluß der Bodenrauigkeit auf den Überflutungsvorgang nach Deichbruch bei Waddensersiel während der Sturmflut vom 03.01.1976	194

Abbildung 5-9: Einfluß der Windverhältnisse auf den Überflutungsvorgang nach Deichbruch bei Waddensersiel während der Sturmflut vom 03.01.1976	195
Abbildung 5-10: Einfluß des Bruchzeitpunktes des Hauptdeichs bei Waddensersiel auf den Überflutungsvorgang während der Sturmflut vom 03.01.1976	196
Abbildung 5-11: Einfluß des Bruchzeitpunktes des Hauptdeichs auf die Strömungsgeschwindigkeit hinter der Deichbruchöffnung während der Sturmflut vom 03.01.1976	196
Abbildung 5-12: Einfluß der Bruchweite auf den Überflutungsvorgang nach Deichbruch bei Waddensersiel während der Sturmflut vom 03.01.1976	197
Abbildung 5-13: Einfluß einer Restschwelle auf den Überflutungsvorgang nach Deichbruch bei Waddensersiel während der Sturmflut vom 03.01.1976	198
Abbildung 5-14: Deichnahe Küstenschutzelemente an der nördlichen Wurster Küste und Positionen angenommener Deichbruchereignisse	198
Abbildung 5-15: Überflutung des Land Wurstens nach Bruch eines durch Sommerdeich geschützten Hauptdeichs südlich von Spieka-Neufeld während der Sturmflut vom 03.01.1976	199
Abbildung 5-16: Einfluß der Deichschutzwerke Vorland und Sommerdeich auf den Überflutungsvorgang nach Deichbruch südlich von Spieka-Neufeld während der Sturmflut vom 03.01.1976	199
Abbildung 5-17: Einfluß des Sturmflutverlaufs auf den Überflutungsvorgang nach Deichbruch an der Cappeler Wasserlöse in Cappel-Neufeld (Vergleich der Sturmfluten vom 16.02.1962, 03.01.1976 und 03.12.1999)	200
Abbildung 5-18: Folgen eines Wasserstandsanstiegs für den Überflutungsvorgang nach Deichbruch an der Cappeler Wasserlöse in Cappel-Neufeld (Grundlage: Szenarien der Sturmtide vom 03.01.1976)	201
Abbildung 5-19: Abhängigkeit der dynamisch ermittelten Überflutungsfläche vom Ort des Deichbruchs [MEYER UND MAI, 2004]	202
Abbildung 5-20: Dauer bis zur Überflutung im Hinterland bzw. Vorwarnzeit bei Deichbruch an verschiedenen Positionen während der Sturmflut vom 03.01.1976	203
Abbildung 5-21: Mindestdauer bis zur Überflutung im Hinterland bzw. Vorwarnzeit für Deichbrüche zwischen Dorum-Neufeld und Spieka-Neufeld während der Sturmflut vom 03.01.1976	204

Abbildung 6-1:	Einwohner (E), Beschäftigte (B) und Kfz (K) in den Küstengemeinden [nach MEYER UND MAI, 2004, MAI ET AL., 2004]	206
Abbildung 6-2:	Übersicht über die Vermögensverteilung in den Küstengemeinden Butjadingen und Nordenham	206
Abbildung 6-3:	Vermögensverteilung in den Küstengemeinden (NV: Nettoanlagevermögen, VV: Vorratsvermögen, BW: Bodenwert, HV: Hausrat und Wohnvermögen, KV: Kfz-Vermögen) [nach MEYER UND MAI, 2004]	207
Abbildung 6-4:	Landnutzungen in den Küstengemeinden Butjadingen und Nordenham [Datenbasis: ATKIS-Objektartenkatalog Basis-DLM, Quelle: LANDESVERMESSUNG UND GEOBASISINFORMATIONEN NIEDERSACHSEN LGN, ARBEITSGEMEINSCHAFT DER VERMESSUNGSVERWALTUNGEN ADV, 1997]	209
Abbildung 6-5:	Vermögensanteile verschiedener Hinterlandnutzungen in den Küstengemeinden Butjadingen und Nordenham [in €/m ²]	210
Abbildung 6-6:	Unsicherheit in der Verortung des Bruttoanlagevermögens: Differenz zwischen mesoskaliger Wertzuweisung und dem um mikroskalige Elemente erweiterten Gegenstromprinzip [nach KIESE UND LEINEWEBER, 2001]	210
Abbildung 6-7:	Verschneidung der Nutzungskartierung mit der überflutungsgefährdeten Fläche (hier: unter MThw)	211
Abbildung 6-8:	Betroffene Hauptnutzungsanteile im Überflutungsgebiet unter MThw (bzw. unter MThw + 1 m) der Gemeinden Butjadingen (oben) und Nordenham (unten)	212
Abbildung 6-9:	Betroffene Hauptnutzungsanteile im Überflutungsgebiet unter HHThw (bzw. unter HHThw + 1 m) der Gemeinden Butjadingen (oben) und Nordenham (unten)	212
Abbildung 6-10:	Höhenklassifizierung der bedeutendsten Hinterlandnutzungen im potentiellen Überflutungsgebiet Butjadingens	213
Abbildung 6-11:	Höhenklassifizierung der bedeutendsten Hinterlandnutzungen im potentiellen Überflutungsgebiet Nordenhams	214
Abbildung 6-12:	Mittlerer Schädigungsgrad der Vermögensanteile der Hauptnutzungsarten im potentiellen Überflutungsgebiet Butjadingens	216
Abbildung 6-13:	Mittlerer Schädigungsgrad der Vermögensanteile der Hauptnutzungsarten im potentiellen Überflutungsgebiet Nordenhams	217

- Abbildung 6-14: Sensitivität des mittleren Schädigungsgrads im potentiellen Überflutungsgebiet (rechts) gegenüber der Parametrisierung der Schadensfunktion für Wohnkapital (links) 218
- Abbildung 6-15: Schaden im potentiellen Überflutungsgebiet 218
- Abbildung 6-16: Verschneiden von Nutzungskartierung und überfluteter Fläche in Abhängigkeit vom Zeitpunkt nach Eintreten eines Deichbruchs bei Waddensersiel in der Gemeinde Butjadingen während der Sturmflut vom 03.01.1976 219
- Abbildung 6-17: Überflutete Hinterlandflächen verschiedener Nutzung in der Gemeinde Butjadingen nach Deichbruch auf einer Länge von 235 m bei Waddensersiel während der Sturmflut vom 03.01.1976 für verschiedene Tiefen der Bruchlücke als Funktion der Zeit (Zur Normierung wird die für jede Nutzung maximale überflutete Fläche herangezogen) 220
- Abbildung 6-18: Überflutete Hinterlandflächen verschiedener Nutzung in der Gemeinde Butjadingen nach Deichbruch und Abtrag des Deichs bis GOK bei Waddensersiel während der Sturmflut vom 03.01.1976 für verschiedene Bruchlückenbreiten als Funktion der Zeit (Zur Normierung wird die für jede Nutzung maximale überflutete Fläche herangezogen) 221
- Abbildung 6-19: Überflutete Hinterlandflächen verschiedener Nutzung in den Gemeinden Nordholz und Land Wursten nach Deichbruch und Abtrag des Deichs bis GOK bei Cappel-Neufeld während der Sturmflut vom 03.01.1976 für verschiedene Bruchlückenbreiten als Funktion der Zeit (Zur Normierung wird die für jede Nutzung maximale überflutete Fläche herangezogen) 222
- Abbildung 6-20: Überflutete Hinterlandflächen verschiedener Nutzung in den Gemeinden Nordholz und Land Wursten nach Deichbruch einer Breite von 100 m und Abtrag des Deichs bis GOK bei Cappel-Neufeld für verschiedene Szenarien erhöhter Sturmfluten als Funktion der Zeit (Zur Normierung wird die für jede Nutzung maximale überflutete Fläche herangezogen) 223
- Abbildung 6-21: Verschneiden von Nutzungskartierung und Karte der maximalen Wassertiefen im überfluteten Hinterland unter Annahme eines Deichbruchs bei Waddensersiel in der Gemeinde Butjadingen während der Sturmflut vom 03.01.1976 224
- Abbildung 6-22: Klassifizierung der bedeutendsten Hinterlandnutzung nach der maximalen Wassertiefe im gefährdeten Überflutungsgebiet bei Deichbruch nahe Waddensersiel (Sturmflut: 03.01.1976; Tiefe/Breite der Bruchlücke: GOK/ 235 m) 224

- Abbildung 6-23: Von Überflutung nach Deichbruch nahe Waddensersiel betroffene Hinterlandflächen unterschiedlicher Nutzung (links) und zu erwartende mittlere Überflutungswassertiefe (rechts) in Abhängigkeit von der Tiefe der Deichbruchlücke (Sturmflut: 03.01.1976; Deichbruchweite: 235 m) 225
- Abbildung 6-24: Von Überflutung nach Deichbruch bis zur Geländeoberkante bei Waddensersiel betroffene Hinterlandflächen unterschiedlicher Nutzung (links) und zu erwartende mittlere Überflutungswassertiefe (rechts) in Abhängigkeit von der Weite der Deichbruchlücke (Sturmflut: 03.01.1976) 226
- Abbildung 6-25: Von Überflutung nach Deichbruch bis zur Geländeoberkante bei Cappel-Neufeld betroffene Hinterlandflächen unterschiedlicher Nutzung (links) und zu erwartende mittlere Überflutungswassertiefe (rechts) in Abhängigkeit von der Weite der Deichbruchlücke (Sturmflut: 03.01.1976) 226
- Abbildung 6-26: Von Überflutung nach Deichbruch bei Lietherhof (nördlich Cappel-Neufeld, südlich Spieka-Neufeld) betroffene Hinterlandflächen unterschiedlicher Nutzung (links) und zu erwartende mittlere Überflutungswassertiefe (rechts) in Abhängigkeit vom Küstenschutzsystem (Sturmflut: 03.01.1976, Tiefe/ Breite d. Bruchlücke: bis GOK/ 100 m) 227
- Abbildung 6-27: Von Überflutung nach Deichbruch bei Cappel-Neufeld betroffene Hinterlandflächen unterschiedlicher Nutzung (links) und zu erwartende mittlere Überflutungswassertiefe (rechts) bei Anstieg des Tidehochwasserstands (Szenarien d. Sturmflut: 03.01.1976, Tiefe/ Breite d. Bruchlücke: GOK/ 100 m) 228
- Abbildung 6-28: Von Überflutung nach Deichbruch bei Cappel-Neufeld unter Voraussetzung verschiedener vergangener Sturmfluten betroffene Hinterlandflächen unterschiedlicher Nutzung (links) und zu erwartende mittlere Überflutungswassertiefe (rechts) (Tiefe/ Breite d. Bruchlücke: GOK/ 100m) 228
- Abbildung 6-29: Von Überflutung nach Deichbruch betroffene Hinterlandflächen unterschiedlicher Nutzung (links) und zu erwartende mittlere Überflutungswassertiefe (rechts) in Abhängigkeit von der Position des Deichbruchs (Tiefe/Breite d. Bruchlücke: GOK/ 100 m; Sturmflut: 03.01.1976) 229
- Abbildung 6-30: Klassifizierung der Vermögensarten nach dem Schädigungsgrad im Falle eines Deichbruchs bei Waddensersiel gefährdeten, nach Nutzung untergliederten Überflutungsgebiet (Sturmflut:03.01.1976; Tiefe/ Breite der Bruchlücke: GOK/ 235 m) 230

- Abbildung 6-31: Mittlere Schädigung (links) und Überflutungsschaden (rechts) nach Deichbruch (Breite: 235 m) bei Waddensersiel (Sturmflut: 03.01.1976) in Abhängigkeit von der Tiefe der Deichbruchlücke (oben: Klassifikation nach Landnutzung, unten: Klassifikation nach Vermögensart) 231
- Abbildung 6-32: Mittlere Schädigung (links) und Überflutungsschaden (rechts) nach Deichbruch bis zur Geländeoberkante bei Waddensersiel unter Annahme der Sturmflut vom 03.01.1976 in Abhängigkeit von der Weite der Deichbruchlücke (oben: Klassifikation nach Landnutzung, unten: Klassifikation nach Vermögensart) 232
- Abbildung 6-33: Mittlere Schädigung (links) und Überflutungsschaden (rechts) nach Deichbruch bis zur Geländeoberkante bei Cappel-Neufeld unter Annahme der Sturmflut vom 03.01.1976 in Abhängigkeit von der Weite der Deichbruchlücke (oben: Klassifikation nach Landnutzung, unten: Klassifikation nach Vermögensart) 233
- Abbildung 6-34: Mittlere Schädigung (links) und Überflutungsschaden (rechts) nach Deichbruch einer Weite von 100 m bis zur Geländeoberkante bei Lietherhof (nördlich Cappel-Neufeld, südlich Spieka-Neufeld) unter Annahme der Sturmflut vom 03.01.1976 in Abhängigkeit vom Küstenschutzsystem (oben: Klassifikation nach Landnutzung, unten: Klassifikation nach Vermögensart) 234
- Abbildung 6-35: Mittlere Schädigung (links) und Überflutungsschaden (rechts) nach Deichbruch einer Weite von 100 m bis zur Geländeoberkante bei Cappel-Neufeld unter Annahme von Szenarien der Sturmflut vom 03.01.1976 bei Anstieg des Tidehochwasserstands um 0,3 m, 0,5 m bzw. 1,0 m (oben: Klassifikation nach Landnutzung, unten: Klassifikation nach Vermögensart) 235
- Abbildung 6-36: Mittlere Schädigung (links) und Überflutungsschaden (rechts) nach Deichbruch einer Weite von 100 m bis zur Geländeoberkante bei Cappel-Neufeld unter Voraussetzung verschiedener vergangener Sturmfluten (oben: Klassifikation nach Landnutzung, unten: Klassifikation nach Vermögensart) 236
- Abbildung 6-37: Mittlere Schädigung (links) und Überflutungsschaden (rechts) nach Deichbruch einer Weite von 100 m bis zur Geländeoberkante unter Annahme der Sturmflut vom 03.01.1976 in Abhängigkeit von der Position des Deichbruchs (oben: Klassifikation nach Landnutzung, unten: Klassifikation nach Vermögensart) 237
- Abbildung 6-38: Dynamisch ermittelter Überflutungsschaden sowie bei Überflutung betroffene Bevölkerung und Sachwerte in Abhängigkeit vom Ort des Versagens des Küstenschutzsystems [nach MEYER UND MAI, 2003] 238

Abbildung 7-1:	Mit einem Deichversagen verbundenes Risiko (vereinfachtes Berechnungsverfahren)	239
Abbildung 7-2:	Relativer Beitrag zur Versagenswahrscheinlichkeit für verschiedene Stufen des Tidehochwasserstands	240
Abbildung 7-3:	Relativer Schaden in Abhängigkeit vom Grad des Versagens (Bezugsgröße: Schaden bei Deichbruch, Sturmflut 1976: Thw = NN + 5,05 m)	240
Abbildung 7-4:	Relativer Schaden in Abhängigkeit von der Deichbruchweite (links) und von der Tiefe der Bruchlücke (rechts) (Bezugsgröße: Schaden bei einer Bruchlücke von 150 m und einer Bruchtiefe auf GOK)	241
Abbildung 7-5:	Approximation der Eintrittswahrscheinlichkeit bestimmter Abmessungen der Lücke eines Deichbruchs	241
Abbildung 7-6:	Mit einem Deichversagen verbundenes Risiko (modifiziertes Berechnungsverfahren zur Berücksichtigung des Schadensausmaßes in Abhängigkeit vom Grad des Versagens und von der Deichbruchweite/-tiefe)	242
Abbildung 7-7:	Überflutungsrisiko infolge Wellenüberlauf an den Deichen der Wurster Küste	243
Abbildung 7-8:	Einfluß zusätzlicher Küstenschutzelemente auf das mit dem Deichversagen verbundene Risiko (am Beispiel des Deichabschnitts zwischen Cappel-Neufeld und Spieka-Neufeld)	243
Abbildung 7-9:	Methodik zur verbesserten Ermittlung der Obergrenze der Überlaufwahrscheinlichkeit für einen Küstenabschnitt	244
Abbildung 7-10:	Relative Zunahme des mit dem Versagen eines Deichabschnitts verbundenen Risikos als Folge eines Wasserstandsanstiegs	245
Abbildung 7-11:	Relative Zunahme des mit dem Versagen eines Deichabschnitts verbundenen Risikos als Folge einer Intensivierung des Windes	246
Abbildung 7-12:	Prozentuale Zunahme des mit dem Versagen eines Deichabschnitts verbundenen Risikos als Folge eines Wasserstandsanstiegs nach einer zur Gewährleistung gleichbleibender Versagenswahrscheinlichkeit durchgeführten Deicherhöhung	247
Abbildung 7-13:	Zusätzliche zur Gewährleistung eines bei einem Wasserstandsanstieg gleichbleibenden Risikos erforderliche Deicherhöhung	247
Abbildung 7-14:	Zweite Deichlinien an der niedersächsischen Küste Photo (links) [Kramer, 1967], Übersichtskarte (rechts)	248

Abbildung 7-15: Lage historischer Deichlinien im Land Wursten [GROßKOPF, 1992]	249
Abbildung 7-16: Linienentwurf eines Systems zweiter Deichlinien an der Wurster Küste	249
Abbildung 7-17: Überflutung des Wurster Lands nach Deichbruch bei Cappel-Neufeld vor bzw. nach Anlage einer 2. Deichlinie im Hinterland (Sturmflut: 03.01.1976, Bruchweite: 100 m, Bruchiefe: GOK)	250
Abbildung 7-18: Überflutung des Wurster Lands nach Deichbruch bei Wremertief vor bzw. nach Anlage 2. Deichlinien im Hinterland (Sturmflut: 03.01.1976, Bruchweite: 100 m, Bruchiefe: GOK)	251
Abbildung 7-19: Abgeschleuste Hafengebassen in Bremerhaven (nördlich der Geeste)	253
Abbildung 7-20: Flutung der Hafengebassen des Überseehafens bei Bruch des Lohmanndeichs zum Zeitpunkt des Scheitels der Sturmflut vom 16.02.1962 (Tiefe/Breite der Bruchlücke: GOK/75 m)	253
Abbildung 7-21: Abgeschleuste Hafengebassen in Bremerhaven (südlich der Geeste)	254

ABBILDUNGSVERZEICHNIS DES ANHANGS

Abbildung C-1:	Fluktuationsfunktion $F(s)$ des Abflusses bei Versen, Ems (links), Intschede, Weser (mitte) und Neu Darchau, Elbe (rechts)	301
Abbildung E-1:	Jährliche durch Übertragung vom Pegel Wilhelmshaven (Alter Vorhafen) abgeleitete Überschreitungswahrscheinlichkeit des Tidehochwasserstands an den Pegeln Wangersiel, Voslap, Vareler Schleuse und Fedderwardersiel	304
Abbildung E-2:	Jährliche durch Übertragung vom Pegel Bremerhaven abgeleitete Überschreitungswahrscheinlichkeit des Tidehochwasserstands an den Pegeln Spieka-Neufeld und Brake	305
Abbildung E-3:	Jährliche durch Übertragung vom Pegel Cuxhaven-Steubenhöft abgeleitete Überschreitungswahrscheinlichkeit des Tidehochwasserstands am Pegel Spieka-Neufeld	305
Abbildung F-1:	Windstatistik auf der Hochseeinsel Helgoland – Vergleich der Wahrscheinlichkeitsverteilung aus Messung, Anpassung und Schrifttum	306
Abbildung F-2:	Vergleich der Windstatistik von Helgoland, Cuxhaven und Bremerhaven	308
Abbildung G-1:	Streudiagramm der an der Station Helgoland gemessenen Windgeschwindigkeit und –richtung für verschiedene Klassen des Tidehochwassers am Pegel Cuxhaven	309
Abbildung G-2:	Streudiagramm der an der Station Helgoland gemessenen Windgeschwindigkeit und –richtung für verschiedene Klassen des Tidehochwassers am Pegel Wilhelmshaven	310
Abbildung G-3:	Bedingte Wahrscheinlichkeitsdichte der Windrichtung an der Station Helgoland in Abhängigkeit vom Tidehochwasserstand am Pegel Cuxhaven (Steubenhöft)	311
Abbildung G-4:	Bedingte Wahrscheinlichkeitsdichte der Windrichtung an der Station Helgoland in Abhängigkeit vom Tidehochwasserstand am Pegel Wilhelmshaven (Alter Vorhafen)	312
Abbildung G-5:	Bedingte Wahrscheinlichkeitsdichte der Windgeschwindigkeit in Abhängigkeit von der Windrichtung an der Station Helgoland und von dem Tidehochwasserstand am Pegel Cuxhaven (Steubenhöft)	313

Abbildung G-6:	Bedingte Wahrscheinlichkeitsdichte der Windgeschwindigkeit in Abhängigkeit von der Windrichtung an der Station Helgoland und von dem Tidehochwasserstand am Pegel Wilhelmshaven (Alter Vorhafen)	314
Abbildung H-1:	Grundlegende Wechselwirkungen der <i>Quadruplet-Interaction</i> [HASSELMANN UND HASSELMANN, 1985]	323
Abbildung I-1:	Seegangsbedingungen vor der Küste nahe Jade-Wapeler-Siel (P1) und nahe Wremertief (P2) für einen Sturmflutwasserstand von NN + 4 mNN und Wind aus nordwestlichen Richtungen bei Vorgabe einer gegenüber der im Kapitel 4.1.3.4 in Abbildung 4-15 dargestellten Parametrisierung um $\pm 10\%$ veränderten signifikanten Wellenhöhe am Modellrand – signifikante Wellenhöhe (links) und mittlere Wellenperiode (rechts)	327
Abbildung I-2:	Seegangsbedingungen vor der Küste nahe Jade-Wapeler-Siel (P1) und nahe Wremertief (P2) für einen Sturmflutwasserstand von NN + 4 mNN und Wind aus nordwestlichen Richtungen bei Vorgabe einer gegenüber der im Kapitel 4.1.3.4 in Abbildung 4-15 dargestellten Parametrisierung um $\pm 10\%$ veränderten mittleren Wellenperiode am Modellrand – signifikante Wellenhöhe (links) und mittlere Wellenperiode (rechts)	327
Abbildung I-3:	Seegangsbedingungen vor der Küste nahe Jade-Wapeler-Siel (P1) (oben) und nahe Wremertief (P2) (unten) für einen Sturmflutwasserstand von NN + 4 mNN und Wind aus nordwestlichen Richtungen bei Überlagerung der Bathymetrie mit einem weißen Rauschen einer maximalen Intensität von $\pm 0,5$ m – signifikante Wellenhöhe (links) und mittlere Wellenperiode (rechts) –	328
Abbildung I-4:	Seegangsbedingungen vor der Küste nahe Jade-Wapeler-Siel (P1) und nahe Wremertief (P2) für einen Sturmflutwasserstand von NN + 4 mNN und Wind aus nordwestlichen Richtungen bei einer Unsicherheit in dem das steilheitsinduzierte Wellenbrechen beschreibenden Parameter c_{ds} von $\pm 10\%$ um den Standardwert von $4,5 \cdot 10^{-5}$ – signifikante Wellenhöhe (links) und mittlere Wellenperiode (rechts) -	329

Abbildung I-5:	Seegangsbedingungen vor der Küste nahe Jade-Wapeler-Siel (P1) und nahe Wremertief (P2) für einen Sturmflutwasserstand von NN + 4 mNN und Wind aus nordwestlichen Richtungen bei einer Unsicherheit in dem das steilheitsinduzierte Wellenbrechen beschreibenden Parameter δ von $\pm 10\%$ um den Standardwert von 0,5 – signifikante Wellenhöhe (links) und mittlere Wellenperiode (rechts)	330
Abbildung I-6:	Seegangsbedingungen vor der Küste nahe Jade-Wapeler-Siel (P1) und nahe Wremertief (P2) für einen Sturmflutwasserstand von NN + 4 mNN und Wind aus nordwestlichen Richtungen bei einer Unsicherheit in dem das wassertiefeninduzierte Wellenbrechen beschreibenden Parameter γ von $\pm 10\%$ um den Standardwert von 0,78 – signifikante Wellenhöhe (links) und mittlere Wellenperiode (rechts)	331
Abbildung I-7:	Seegangsbedingungen vor der Küste nahe Jade-Wapeler-Siel (P1) und nahe Wremertief (P2) für einen Sturmflutwasserstand von NN + 4 mNN und Wind aus nordwestlichen Richtungen bei einer Unsicherheit in dem die Bodenreibung beschreibenden Parameter c_{fw} von $\pm 10\%$ um den Standardwert von 0,01 – signifikante Wellenhöhe (links) und mittlere Wellenperiode (rechts)	331
Abbildung J-1:	Seegangsatlas – Startbildschirm	333
Abbildung J-2:	Seegangsatlas – Seegang in der Außenweser	333
Abbildung J-3:	Seegangsatlas – Seegang in der Unterweser	334
Abbildung J-4:	Seegangsatlas – Seegang in der Weser bei Bremen-Vegesack	334
Abbildung J-5:	Seegangsatlas – Seegang im Hafen der Stadt Bremen [siehe auch MAI UND ZIMMERMANN, 2002(b)]	334
Abbildung K-1:	Wellentransmission an einem Vorland mit Sommerdeich – Versuchsaufbau im GWK (links) und Veränderung der charakteristischen Seegangparameter (rechts) [MAI ET AL., 1998]	335
Abbildung K-2:	Spektrale Energiedichte des Seegangs vor (links, Position P1) und nach (rechts, Position P2) der Transmission über ein Vorland mit Sommerdeich (zu den Positionen: siehe Abbildung K-1)	336

Abbildung K-3:	Übertragungsfunktion der Seegangsspektren bei Transmission über ein Vorland mit Sommerdeich – physikalisches Modell (rot) und numerisches Modell (blau)	336
Abbildung L-1:	Bauwerksatlas – Informationsblatt (links) und Photographie (rechts)	337
Abbildung L-2:	Bauwerksatlas – Satellitenbild (links) und technische Zeichnungen (rechts)	337
Abbildung L-3:	Bauwerksatlas – Statistik der Thw (links) und der Tnw (rechts)	338
Abbildung M-1:	Atlas der Überflutungsflächen – Startbildschirm	339
Abbildung M-2:	Atlas der Überflutungsflächen – Überflutung der Gemeinde Land Wursten	339
Abbildung M-3:	Atlas der Überflutungsflächen – Überflutung der Gemeinde Butjadingen	340
Abbildung M-4:	Atlas der Überflutungsflächen – Überflutung der Gemeinde Schweiburg	340
Abbildung M-5:	Atlas der Überflutungsflächen – Überflutung der Gemeinde Brake	341
Abbildung N-1:	Übersicht über die Vermögensverteilung in den Küstengemeinden Cappel und Cuxhaven	342
Abbildung N-2:	Übersicht über die Vermögensverteilung in den Küstengemeinden Dorum und Langen	342
Abbildung N-3:	Übersicht über die Vermögensverteilung in den Küstengemeinden Midlum und Misselwarden	342
Abbildung N-4:	Übersicht über die Vermögensverteilung in den Küstengemeinden Mulsum und Nordholz	343
Abbildung N-5:	Übersicht über die Vermögensverteilung in den Küstengemeinden Padingbüttel und Wremen	343
Abbildung O-1:	Landnutzungen in den Gemeinden Land Wursten, Nordholz und Cuxhaven [Datenbasis: ATKIS-Objektartenkatalog Basis-DLM, Quelle: LANDESVERMESSUNG UND GEOBASISINFORMATIONEN NIEDERSACHSEN LGN, ARBEITSGEMEINSCHAFT DER VERMESSUNGSVERWALTUNGEN ADV, 1997]	347

Abbildung O-2:	Vermögensanteile verschiedener Hinterlandnutzungen in den Küstengemeinden Cappel, Cuxhaven, Dorum, Langen und Midlum [in €/m ²]	349
Abbildung O-3:	Vermögensanteile verschiedener Hinterlandnutzungen in den Küstengemeinden Misselwarden, Mulsum, Nordholz, Padingbüttel und Wremen [in €/m ²]	350
Abbildung P-1:	Betroffene Hauptnutzungsanteile im Überflutungsgebiet der Gemeinde Cappel unter MThw bzw. unter MThw + 1 m (oben) sowie unter HHThw bzw. unter HHThw + 1 m (unten)	351
Abbildung P-2:	Betroffene Hauptnutzungsanteile im Überflutungsgebiet der Gemeinde Cuxhaven unter MThw bzw. unter MThw + 1 m (oben) sowie unter HHThw bzw. unter HHThw + 1 m (unten)	351
Abbildung P-3:	Betroffene Hauptnutzungsanteile im Überflutungsgebiet der Gemeinde Dorum unter MThw bzw. unter MThw + 1 m (oben) sowie unter HHThw bzw. unter HHThw + 1 m (unten)	352
Abbildung P-4:	Betroffene Hauptnutzungsanteile im Überflutungsgebiet der Gemeinde Langen unter MThw bzw. unter MThw + 1 m (oben) sowie unter HHThw bzw. unter HHThw + 1 m (unten)	352
Abbildung P-5:	Betroffene Hauptnutzungsanteile im Überflutungsgebiet der Gemeinde Midlum unter MThw bzw. unter MThw + 1 m (oben) sowie unter HHThw bzw. unter HHThw + 1 m (unten)	353
Abbildung P-6:	Betroffene Hauptnutzungsanteile im Überflutungsgebiet der Gemeinde Misselwarden unter MThw bzw. unter MThw + 1 m (oben) sowie unter HHThw bzw. unter HHThw + 1 m (unten)	353
Abbildung P-7:	Betroffene Hauptnutzungsanteile im Überflutungsgebiet der Gemeinde Mulsum unter MThw bzw. unter MThw + 1 m (oben) sowie unter HHThw bzw. unter HHThw + 1 m (unten)	354
Abbildung P-8:	Betroffene Hauptnutzungsanteile im Überflutungsgebiet der Gemeinde Nordholz unter MThw bzw. unter MThw + 1 m (oben) sowie unter HHThw bzw. unter HHThw + 1 m (unten)	354
Abbildung P-9:	Betroffene Hauptnutzungsanteile im Überflutungsgebiet der Gemeinde Padingbüttel unter MThw bzw. unter MThw + 1 m (oben) sowie unter HHThw bzw. unter HHThw + 1 m (unten)	355
Abbildung P-10:	Betroffene Hauptnutzungsanteile im Überflutungsgebiet der Gemeinde Wremen unter MThw bzw. unter MThw + 1 m (oben) sowie unter HHThw bzw. unter HHThw + 1 m (unten)	355

Abbildung P-11:	Höhenklassifizierung der bedeutendsten Hinterlandnutzungen im potentiellen Überflutungsgebiet der Gemeinde Cappel	356
Abbildung P-12:	Höhenklassifizierung der bedeutendsten Hinterlandnutzungen im potentiellen Überflutungsgebiet der Gemeinde Midlum	356
Abbildung P-13:	Höhenklassifizierung der bedeutendsten Hinterlandnutzungen im potentiellen Überflutungsgebiet der Gemeinde Cuxhaven	357
Abbildung P-14:	Höhenklassifizierung der bedeutendsten Hinterlandnutzungen im potentiellen Überflutungsgebiet der Gemeinde Dorum	358
Abbildung P-15:	Höhenklassifizierung der bedeutendsten Hinterlandnutzungen im potentiellen Überflutungsgebiet der Gemeinde Langen	359
Abbildung P-16:	Höhenklassifizierung der bedeutendsten Hinterlandnutzungen im potentiellen Überflutungsgebiet der Gemeinde Misselwarden	360
Abbildung P-17:	Höhenklassifizierung der bedeutendsten Hinterlandnutzungen im potentiellen Überflutungsgebiet der Gemeinde Mulsum	361
Abbildung P-18:	Höhenklassifizierung der bedeutendsten Hinterlandnutzungen im potentiellen Überflutungsgebiet der Gemeinde Nordholz	362
Abbildung P-19:	Höhenklassifizierung der bedeutendsten Hinterlandnutzungen im potentiellen Überflutungsgebiet der Gemeinde Padingbüttel	363
Abbildung P-20:	Höhenklassifizierung der bedeutendsten Hinterlandnutzungen im potentiellen Überflutungsgebiet der Gemeinde Wremen	364
Abbildung P-21:	Mittlerer Schädigungsgrad der Vermögensanteile der Hauptnutzungsarten im potentiellen Überflutungsgebiet der Gemeinde Cappel	365
Abbildung P-22:	Mittlerer Schädigungsgrad der Vermögensanteile der Hauptnutzungsarten im potentiellen Überflutungsgebiet der Gemeinde Cuxhaven	365
Abbildung P-23:	Mittlerer Schädigungsgrad der Vermögensanteile der Hauptnutzungsarten im potentiellen Überflutungsgebiet der Gemeinde Dorum	366
Abbildung P-24:	Mittlerer Schädigungsgrad der Vermögensanteile der Hauptnutzungsarten im potentiellen Überflutungsgebiet der Gemeinde Langen	367

Abbildung P-25:	Mittlerer Schädigungsgrad der Vermögensanteile der Hauptnutzungsarten im potentiellen Überflutungsgebiet der Gemeinde Midlum	367
Abbildung P-26:	Mittlerer Schädigungsgrad der Vermögensanteile der Hauptnutzungsarten im potentiellen Überflutungsgebiet der Gemeinde Misselwarden	368
Abbildung P-27:	Mittlerer Schädigungsgrad der Vermögensanteile der Hauptnutzungsarten im potentiellen Überflutungsgebiet der Gemeinde Mulsum	369
Abbildung P-28:	Mittlerer Schädigungsgrad der Vermögensanteile der Hauptnutzungsarten im potentiellen Überflutungsgebiet der Gemeinde Nordholz	370
Abbildung P-29:	Mittlerer Schädigungsgrad der Vermögensanteile der Hauptnutzungsarten im potentiellen Überflutungsgebiet der Gemeinde Paddingbüttel	371
Abbildung P-30:	Mittlerer Schädigungsgrad der Vermögensanteile der Hauptnutzungsarten im potentiellen Überflutungsgebiet der Gemeinde Wremen	372
Abbildung Q-1:	Klassifizierung der bedeutendsten Hinterlandnutzungen nach der maximalen Wassertiefe im Falle eines Deichbruchs bei Waddensersiel im gefährdeten Überflutungsgebiet (Sturmflut: 03.01.1976, Tiefe der Bruchlücke: -2 mGOK)	374
Abbildung Q-2:	Klassifizierung der bedeutendsten Hinterlandnutzungen nach der maximalen Wassertiefe im Falle eines Deichbruchs bei Waddensersiel im gefährdeten Überflutungsgebiet (Sturmflut: 03.01.1976, Tiefe der Bruchlücke: -1 mGOK)	374
Abbildung Q-3:	Klassifizierung der bedeutendsten Hinterlandnutzungen nach der maximalen Wassertiefe im Falle eines Deichbruchs bei Waddensersiel im gefährdeten Überflutungsgebiet (Sturmflut: 03.01.1976, Tiefe der Bruchlücke: 0 mGOK)	375
Abbildung Q-4:	Klassifizierung der bedeutendsten Hinterlandnutzungen nach der maximalen Wassertiefe im Falle eines Deichbruchs bei Waddensersiel im gefährdeten Überflutungsgebiet (Sturmflut: 03.01.1976, Tiefe der Bruchlücke: 1 mGOK)	375
Abbildung Q-5:	Klassifizierung der bedeutendsten Hinterlandnutzungen nach der maximalen Wassertiefe im Falle eines Deichbruchs bei Waddensersiel im gefährdeten Überflutungsgebiet (Sturmflut: 03.01.1976, Tiefe der Bruchlücke: 2 mGOK)	376

Abbildung Q-6:	Klassifizierung der bedeutendsten Hinterlandnutzungen nach der maximalen Wassertiefe im Falle eines Deichbruchs bei Waddensersiel im gefährdeten Überflutungsgebiet (Sturmflut: 03.01.1976, Tiefe/Breite der Bruchlücke: GOK/ 55 m)	376
Abbildung Q-7:	Klassifizierung der bedeutendsten Hinterlandnutzungen nach der maximalen Wassertiefe im Falle eines Deichbruchs bei Waddensersiel im gefährdeten Überflutungsgebiet (Sturmflut: 03.01.1976, Tiefe/Breite der Bruchlücke: GOK/ 115 m)	377
Abbildung Q-8:	Klassifizierung der bedeutendsten Hinterlandnutzungen nach der maximalen Wassertiefe im Falle eines Deichbruchs bei Waddensersiel im gefährdeten Überflutungsgebiet (Sturmflut: 03.01.1976, Tiefe/Breite der Bruchlücke: GOK/ 335 m)	377
Abbildung Q-9:	Klassifizierung der bedeutendsten Hinterlandnutzungen nach der maximalen Wassertiefe im Falle eines Deichbruchs bei Spieka-Neufeld im gefährdeten Überflutungsgebiet (Sturmflut: 03.01.1976; HThw: 5,05 m, Deich ohne Vorland und ohne Sommerdeich, Tiefe/Breite der Bruchlücke: GOK/ 100 m)	378
Abbildung Q-10:	Klassifizierung der bedeutendsten Hinterlandnutzungen nach der maximalen Wassertiefe im Falle eines Deichbruchs bei Spieka-Neufeld im gefährdeten Überflutungsgebiet (Sturmflut: 03.01.1976; HThw: 5,05 m, Deich ohne Vorland und ohne Sommerdeich, Tiefe/Breite der Bruchlücke: GOK/ 200 m)	378
Abbildung Q-11:	Klassifizierung der bedeutendsten Hinterlandnutzungen nach der maximalen Wassertiefe im Falle eines Deichbruchs nördlich von Cappel-Neufeld im gefährdeten Überflutungsgebiet (Sturmflut: 03.01.1976; HThw: 5,05 m, Deich mit Vorland und mit Sommerdeich, Tiefe/Breite der Bruchlücke: GOK/ 150 m)	379
Abbildung Q-12:	Klassifizierung der bedeutendsten Hinterlandnutzungen nach der maximalen Wassertiefe im Falle eines Deichbruchs nördlich von Cappel-Neufeld im gefährdeten Überflutungsgebiet (Sturmflut: 03.01.1976; HThw: 5,05 m, Deich ohne Vorland und ohne Sommerdeich, Tiefe/Breite der Bruchlücke: GOK/ 150 m)	379

- Abbildung Q-13: Klassifizierung der bedeutendsten Hinterlandnutzungen nach der maximalen Wassertiefe im Falle eines Deichbruchs nördlich von Cappel-Neufeld im gefährdeten Überflutungsgebiet (Sturmflut: 03.01.1976; HThw: 5,05 m, Deich mit Vorland und ohne Sommerdeich, Tiefe/Breite der Bruchlücke: GOK/ 150 m) 380
- Abbildung Q-14: Klassifizierung der bedeutendsten Hinterlandnutzungen nach der maximalen Wassertiefe im Falle eines Deichbruchs bei Spieka-Neufeld im gefährdeten Überflutungsgebiet (Sturmflut: 03.01.1976; HThw: 5,35 m, Deich ohne Vorland und ohne Sommerdeich, Tiefe/Breite der Bruchlücke: GOK/ 150 m) 380
- Abbildung Q-15: Klassifizierung der bedeutendsten Hinterlandnutzungen nach der maximalen Wassertiefe im Falle eines Deichbruchs bei Spieka-Neufeld im gefährdeten Überflutungsgebiet (Sturmflut: 03.01.1976; HThw: 5,55 m, Deich ohne Vorland und ohne Sommerdeich, Tiefe/Breite der Bruchlücke: GOK/ 150 m) 381
- Abbildung Q-16: Klassifizierung der bedeutendsten Hinterlandnutzungen nach der maximalen Wassertiefe im Falle eines Deichbruchs bei Spieka-Neufeld im gefährdeten Überflutungsgebiet (Sturmflut: 03.01.1976; HThw: 6,05 m, Deich ohne Vorland und ohne Sommerdeich, Tiefe/Breite der Bruchlücke: GOK/ 150 m) 381
- Abbildung Q-17: Klassifizierung der bedeutendsten Hinterlandnutzungen nach der maximalen Wassertiefe im Falle eines Deichbruchs bei Spieka-Neufeld im gefährdeten Überflutungsgebiet (Sturmflut: 03.01.1976; HThw: 5,05 m, Deich ohne Vorland und ohne Sommerdeich, Tiefe/Breite der Bruchlücke: GOK/ 150 m) 382
- Abbildung Q-18: Klassifizierung der bedeutendsten Hinterlandnutzungen nach der maximalen Wassertiefe im Falle eines Deichbruchs bei Spieka-Neufeld im gefährdeten Überflutungsgebiet (Sturmflut: 03.12.1999; HThw: 5,05 m, Deich ohne Vorland und ohne Sommerdeich, Tiefe/Breite der Bruchlücke: GOK/ 150 m) 382
- Abbildung Q-19: Klassifizierung der bedeutendsten Hinterlandnutzungen nach der maximalen Wassertiefe im Falle eines Deichbruchs bei Spieka-Neufeld im gefährdeten Überflutungsgebiet (Sturmflut: 16.02.1962; HThw: 5,05 m, Deich ohne Vorland und ohne Sommerdeich, Tiefe/Breite der Bruchlücke: GOK/ 150 m) 383

Abbildung Q-20:	Klassifizierung der bedeutendsten Hinterlandnutzungen nach der maximalen Wassertiefe im Falle eines Deichbruchs bei Dorum-Neufeld im gefährdeten Überflutungsgebiet (Sturmflut: 03.01.1976; HThw: 5,05 m, Deich ohne Vorland und ohne Sommerdeich, Tiefe/Breite der Bruchlücke: GOK/ 150 m)	383
Abbildung Q-21:	Klassifizierung der bedeutendsten Hinterlandnutzungen nach der maximalen Wassertiefe im Falle eines Deichbruchs bei Cappel-Neufeld im gefährdeten Überflutungsgebiet (Sturmflut: 03.01.1976; HThw: 5,05 m, Deich ohne Vorland und ohne Sommerdeich, Tiefe/Breite der Bruchlücke: GOK/ 150 m)	384
Abbildung R-1:	RISK – Startbildschirm	385
Abbildung R-2:	RISK – Seegangsinformationssystem	386
Abbildung R-3:	RISK – Informationssystem zu Tidewasserständen und -strömungen	386
Abbildung R-4:	RISK – Kataster der punktuellen Küstenschutzbauwerke	387
Abbildung R-5:	RISK – Kataster der Hauptdeiche	387
Abbildung R-6:	RISK – Kataster der Hinterlandnutzung	388
Abbildung R-7:	RISK – Wertkataster	388
Abbildung R-8:	RISK – Statische Ausweisung der Überflutungsflächen im Hinterland	389
Abbildung R-9:	RISK – Dynamische Ausweisung der Überflutungsflächen im Hinterland	389
Abbildung R-10:	RISK – Schadensberechnung für verschiedene Sätze von Schadensfunktionen	390
Abbildung R-11:	RISK – vereinfachte Risikoberechnung	390

TABELLENVERZEICHNIS

Tabelle 2-1:	Säkularer Anstieg des Tidehochwasserstands und zusätzliche klimabedingte Zunahme der 50 %- und 90 %-Quantile bis zum Jahr 2050 [nach JENSEN ET AL., 1992, VON STORCH ET AL., 1998(a) und SCHIRMER ET AL., 2001]	64
Tabelle 2-2:	Anstieg der mittleren Windgeschwindigkeit bis 2050 für das Szenario IS92a [nach VON STORCH ET AL., 1998(a)]	66
Tabelle 2-3:	Parameter der Windstatistik bei Helgoland – Projektion für das Jahr 2050	66
Tabelle 2-4:	Bedeutung einzelner Klimaparameter für die primären Klimawirkungen auf den Küstenschutz [nach COX UND HORTON, 1999]	71
Tabelle 3-1:	Übersicht über die Küstenschutzelemente und deren Klassifizierung	74
Tabelle 3-2:	Amplitude der Partialtide M2 sowie mittlerer und maximaler theoretischer Tidehub an der deutschen Nordseeküste – Astronomischer Anteil [SERVICE HYDROGRAPHIQUE ET OCEANOGRAPHIC DE LA MARINE, 1984, LANDESAMT FÜR NATUR UND UMWELT SCHLESWIG-HOLSTEIN, 2000]	78
Tabelle 3-3:	Mittlerer Tidehub (MThb) an deutschen Ästuaren [NIEDERSÄCHSISCHES LANDESAMT FÜR ÖKOLOGIE, 2000, FREIE UND HANSESTADT HAMBURG – WIRTSCHAFTSBEHÖRDE, STROM- UND HAFENBAU, 2000]	79
Tabelle 3-4:	Mittleres Tidehochwasser (MThw) an der deutschen Nordseeküste und ihren Ästuaren [NIEDERSÄCHSISCHES LANDESAMT FÜR ÖKOLOGIE, 2000, FREIE UND HANSESTADT HAMBURG – WIRTSCHAFTSBEHÖRDE, STROM- UND HAFENBAU, 2000, LANDESAMT FÜR NATUR UND UMWELT SCHLESWIG-HOLSTEIN, 2000]	80
Tabelle 3-5:	Tidehochwasserstände an der deutschen Nordseeküste – Höchster Tidehochwasserstand [NIEDERSÄCHSISCHES LANDESAMT FÜR ÖKOLOGIE, 2000, FREIE UND HANSESTADT HAMBURG – WIRTSCHAFTSBEHÖRDE, STROM- UND HAFENBAU, 2000, LANDESAMT FÜR NATUR UND UMWELT SCHLESWIG-HOLSTEIN, 2000]	85
Tabelle 3-6:	Bemessungswasserstände an der deutschen Nordseeküste [MINISTERIUM FÜR LÄNDLICHE RÄUME, LANDESPLANUNG, LANDWIRTSCHAFT UND TOURISMUS DES LANDES SCHLESWIG-HOLSTEIN, 2001, SIEFERT, 1998, BEZIRKSREGIERUNG WESER-EMS, 1997, NIEDERSÄCHSISCHER MINISTER FÜR ERNÄHRUNG, LANDWIRTSCHAFT UND FORSTEN, 1973, HANSESTADT BREMISCHES AMT, 1998]	86

Tabelle 3-7:	Extrapolierter Tidehochwasserstand bestimmter Jährlichkeit für Pegel in Wilhelmshaven, Bremerhaven und Cuxhaven bei Verwendung verschiedener Anpassungsfunktionen	88
Tabelle 3-8:	Extrapolierter Tidehochwasserstand bestimmter Jährlichkeit für den Pegel Cuxhaven bei Verwendung des Verfahrens „Stauzeit“ [JENSEN ET AL., 2003]	89
Tabelle 3-9:	Zulässige Wellenüberlaufmenge an Deichen unterschiedlichen Typs [nach VAN DER MEER UND JANSSEN, 1995 und FACHAUSSCHUß FÜR KÜSTENSCHUTZWERKE, 2002]	102
Tabelle 3-10:	Formparameter der Kronenmauern [nach POHL, 1998]	103
Tabelle 3-11:	Konfigurationsabhängige Parameter a_{HWS} und b_{HWS}	106
Tabelle 3-12:	Übersicht über die empfohlenen zulässigen Überlaufmengen an Hochwasserschutzwänden (HWS)	107
Tabelle 3-13:	Teilsicherheitsbeiwerte zur Ermittlung der Bemessungswellenhöhe [ARBEITSAUSSCHUß „UFEREINFASSUNGEN“, 1997]	111
Tabelle 3-14:	Festlegung der zulässigen Versagenswahrscheinlichkeiten der Küstenschutzsysteme durch Nordseeanrainerstaaten	116
Tabelle 3-15:	Stufen der Erhebung des durch Überflutung betroffenen Wertebestands [nach REESE UND MARKAU, 2002, sowie nach KLEEBERG ET AL., 1999]	122
Tabelle 4-1:	Gegenüberstellung der über die Log-Pearson-3-Verteilung ermittelten und der mittels Übertragung von langaufzeichnenden Pegeln ermittelten (in Klammern) Tidehochwasserstände an den Festlandspegeln des Jade-Weser-Ästuars	137
Tabelle 4-2:	Parameter der auf Helgoland gemessenen Windstatistik	142
Tabelle 4-3:	Parameter der bedingten Wahrscheinlichkeitsdichten von Windrichtung und Windgeschwindigkeit an der Station Helgoland bei Klassifizierung mit dem Tidehochwasserstand am Pegel Bremerhaven, Alter Leuchtturm	147
Tabelle 4-4:	Bedeutung zusätzlicher Küstenschutzelemente für die Überlaufsicherheit des Hauptdeichs	174
Tabelle 6-1:	Einwohner und Beschäftigte in Butjadingen und Land Wursten [Quelle: NIEDERSÄCHSISCHES LANDESAMT FÜR STATISTIK, 2000, nach MEYER, 2003]	205

Tabelle 6-2:	Bestand der Vermögenswerte in den Küstengemeinden [nach MEYER UND MAI, 2004]	206
Tabelle 6-3:	Bestand der Vermögenswerte in Butjadingen und Nordenham	208
Tabelle 6-4:	Hinterlandnutzung in den Küstengemeinden Butjadingen und Nordenham	209
Tabelle 6-5:	Nutzungsklassifizierte mittlere Überflutungswassertiefe in Butjadingen und in Land Wursten bei einem Überflutungswasserstand von MThw (bzw. MThw + 1 m)	214
Tabelle 6-6:	Nutzungsklassifizierte mittlere Überflutungswassertiefe in Butjadingen und in Land Wursten bei einem Überflutungswasserstand von HHThw (bzw. HHThw + 1 m)	215
Tabelle 6-7:	Mit den Vermögensanteilen gewichteter mittlerer Schädigungsgrad der Hauptnutzungsarten im unter MThw (bzw. MThw + 1 m) liegenden Überflutungsgebiet	216
Tabelle 6-8:	Mit den Vermögensanteilen gewichteter mittlerer Schädigungsgrad der Hauptnutzungsarten im unter HHThw (bzw. HHThw + 1 m) liegenden Überflutungsgebiet	217
Tabelle 7-1:	Einfluß gleichzeitigen Deichversagens auf den Überflutungsschaden	244
Tabelle 7-2:	Nach Vermögensart kategorisierter Überflutungsschaden bei Deichbruch nahe Cappel-Neufeld vor bzw. nach Anlage einer 2. Deichlinie (Sturmflut:03.01.1976, Bruchweite: 100 m, Bruchtiefe: GOK)	250
Tabelle 7-3:	Nach Vermögensart kategorisierter Überflutungsschaden bei Deichbruch nahe Wremertief vor bzw. nach Anlage einer 2. Deichlinie (Sturmflut:03.01.1976, Bruchweite: 100 m, Bruchtiefe: GOK)	251

TABELLENVERZEICHNIS DES ANHANGS

Tabelle D-1:	Zuordnung der Objektarten des ATKIS-DLM zu den Schadens- kategorien [MEYER UND MAI, 2003]	302
Tabelle F-1:	Parameter der Windstatistik in Bremerhaven und Cuxhaven	307
Tabelle G-1:	Parameter der bedingten Wahrscheinlichkeitsdichten von Windrichtung und Windgeschwindigkeit an der Station Helgoland bei Klassifizierung mit dem Tidehochwasserstand am Pegel Cuxhaven (Steubenhöft)	315
Tabelle G-2:	Parameter der bedingten Wahrscheinlichkeitsdichten von Windrichtung und Windgeschwindigkeit an der Station Helgoland bei Klassifizierung mit dem Tidehochwasserstand am Pegel Wilhelmshaven (Alter Vorhafen)	316
Tabelle N-1:	Bestand der Vermögenswerte in Cappel, Cuxhaven, Dorum und Langen nach Meyer [MAI ET AL., 2004]	344
Tabelle N-2:	Bestand der Vermögenswerte in Midlum, Misselwarden, Mulsum und Nordholz nach Meyer [MAI ET AL., 2004]	345
Tabelle N-3:	Bestand der Vermögenswerte in Padingbüttel und Wremen nach Meyer [MAI ET AL., 2004]	346
Tabelle O-1:	Landnutzung in den Gemeinden Cappel, Cuxhaven, Dorum, Langen und Midlum	348
Tabelle O-2:	Landnutzung in den Gemeinden Misselwarden, Mulsum, Nordholz, Padingbüttel und Wremen	348
Tabelle P-1:	Mittlere Überflutungswassertiefe in den Gemeinden nördlich der Stadt Bremerhaven unter Voraussetzung eines Überflutungswasserstands von MThw bzw. HHThw	357
Tabelle Q-1:	Übersicht über die in Abbildung Q-1 bis Abbildung Q-21 hinsichtlich der nutzungsspezifischen Überflutungswassertiefe analysierten Deichbruchszenarien	373

Symbolverzeichnis

Lateinische Formelzeichen

$A(\dots)$	windrichtungsabhängiger Parameter der Weibull-Verteilung der Windgeschwindigkeit	$[m\ s^{-1}]$
$A_{OA,k}$	Gesamtfläche der k-ten Objektart innerhalb einer Gemeinde	$[m^2]$
$A_{Phillips}$	Parameter des Windenergieeintrags in das Wellenfeld nach Phillips	$[J\ m^{-2}]$
$A_{Ü,i}$	durch Überflutung betroffene Fläche der i-ten Nutzungskategorie	$[m^2]$
$A_{Ü,OA,k}$	überflutete Fläche der k-ten Objektart innerhalb einer Gemeinde	$[m^2]$
$A_{Z<0}$	Kombination der Basisvariablen, die zu negativen Zuverlässigkeiten führen	$[-]$
a_{KM}	Formparameter der Kronenmauer	$[-]$
B	Länge der Berme	$[m]$
B_{Miles}	Parameter des Windenergieeintrags in das Wellenfeld nach Miles	$[s^{-1}]$
$BWst$	Bemessungswasserstand	$[mNN]$
b_{Bruch}	Breite der Lücke des Versagensbereiches des Küstenschutzsystems	$[m]$
b_{KM}	Formparameter der Kronenmauer	$[-]$
C_{bot}	Reibungskoeffizient an der Grenzschicht Meer und Boden	$[m^2\ s^{-3}]$
C_D	Reibungskoeffizient	$[-]$
C_{ds}	Miles-Parameter	$[-]$
C_{fw}	Collins-Parameter	$[-]$
C_{nl4}	Parameter der DIA nach Hasselmann	$[-]$
c	Phasengeschwindigkeit der Wellen	$[m\ s^{-1}]$
c_0	Wellenfortschrittgeschwindigkeit im Tiefwasser	$[m\ s^{-1}]$
c_{gr}	Gruppengeschwindigkeit der Wellen	$[m\ s^{-1}]$
$c_{g,\sigma}$	Gruppengeschwindigkeit von Wellen mit der Frequenz σ	$[m\ s^{-1}]$
$c_{g,0}$	Gruppengeschwindigkeit der Wellen im Tiefwasser	$[m\ s^{-1}]$
$C_{KP,LP}$	Übertragungsfaktor vom Langzeit-Pegel zum Kurzzeit-Pegel	$[-]$

c_x	Ausbreitungsgeschwindigkeit im geographischen Raum entlang der Rechtskoordinate	$[m\ s^{-1}]$
c_y	Ausbreitungsgeschwindigkeit im geographischen Raum entlang der Hochkoordinate	$[m\ s^{-1}]$
c_θ	Ausbreitungsgeschwindigkeit im spektralen Raum der Ausbreitungsrichtung	$[s^{-1}]$
c_σ	Ausbreitungsgeschwindigkeit im spektralen Raum der relativen Frequenz	$[s^{-2}]$
$c_{\sigma/2}$	Ausbreitungsgeschwindigkeit im spektralen Raum der Frequenz $\sigma/2$	$[s^{-2}]$
D_{tot}	Gesamtenergieverlust durch tiefeninduziertes Brechen	$[J\ m^{-2}\ s^{-1}]$
d	Wassertiefe	$[m]$
d_0	Wassertiefe im Tiefwasser	$[m]$
d_b	Wassertiefe in Bermenmitte	$[m]$
d_{Bruch}	Tiefe der Lücke im Versagensbereich des Küstenschutzsystems	$[m]$
$E(\sigma, \theta)$	Energiedichte des Seegangs (Richtungsspektrum)	$[Js\ m^{-2}]$
E_{tot}	Energieinhalt des Seegangsspektrums	$[J\ m^{-2}]$
F_Q	Fluktuation des Abflusses (DFA)	$[m^3\ s^{-1}]$
F_{Thw}	Fluktuation des Tidehochwassers (DFA)	$[m]$
$F_{Boden,x}$	Komponente der Bodenreibung entlang der Rechtskoordinate	$[N\ m^{-2}]$
$F_{Boden,y}$	Komponente der Bodenreibung entlang der Hochkoordinate	$[N\ m^{-2}]$
$F_{Turb,x}$	Komponente des turbulenten Impulsaustausches entlang der Rechtskoordinate	$[N\ m^{-2}]$
$F_{Turb,y}$	Komponente des turbulenten Impulsaustausches entlang der Hochkoordinate	$[N\ m^{-2}]$
$F_{Wind,x}$	Komponente des atmosphärischen Impulseintrages (Wind) entlang der Rechtskoordinate	$[N\ m^{-2}]$
$F_{Wind,y}$	Komponente des atmosphärischen Impulseintrages (Wind) entlang der Hochkoordinate	$[N\ m^{-2}]$
$f_{H_s}(\dots)$	Übertragungsfunktion zur Ermittlung der Wellenhöhe	$[m]$
$f_s(\dots)$	Übertragungsfunktion zur Ermittlung der Belastung aus den Basisvariablen	
$f_{T_m}(\dots)$	Übertragungsfunktion zur Ermittlung der mittleren Wellenperiode	$[s]$

$f_{\gamma_s}(\dots)$	Transferfunktion der Seegangrichtung	[-]
g	Erdbeschleunigung	[m s ⁻²]
H	Wellenhöhe	[m]
H_{Bem}	Bemessungswellenhöhe	[m]
h_D	Deichhöhe	[mNN]
H_m	mittlere Wellenhöhe	[m]
H_{max}	maximale Wellenhöhe	[m]
H_s	signifikante Wellenhöhe	[m]
H_0	Wellenhöhe im Tiefwasser	[m]
HHThw	höchster eingetretener Tidehochwasserstand	[mNN]
HHQ	höchster eingetretener Abfluß	[m ³ s ⁻¹]
$H(\sigma, \sigma_{\text{PM}}^*)$	Tolman-Filter	[-]
h_{KM}	Höhe der Kronenmauer	[m]
J	Wechselwirkungskoeffizient bei Triad-Interaction	[m ⁻²]
\bar{k}	zweidimensionaler Wellenzahlvektor	[m ⁻¹]
$k(\dots)$	windrichtungsabhängiger Parameter der Weibull-Verteilung der Windgeschwindigkeit	[-]
k	Wellenzahl	[m ⁻¹]
k_x	x-Komponente des Wellenzahlvektors	[m ⁻¹]
k_y	y-Komponente des Wellenzahlvektors	[m ⁻¹]
k_p	Peak-Wellenzahl	[m ⁻¹]
k_σ	Wellenzahl bei einer Frequenz σ	[m ⁻¹]
$k_{\sigma/2}$	Wellenzahl bei einer Frequenz $\sigma/2$	[m ⁻¹]
L	Wellenlänge	[m]
L_0	Wellenlänge im Tiefwasser	[m]
L_b	Länge der Böschung	[m]
M	Manning-Beiwert	[m ^{1/3} s ⁻¹]
MThb	mittlerer Tidehub	[m]
MTmw	mittlerer Tidemittelwasserstand	[mNN]
MThw	mittlerer Tidehochwasserstand	[mNN]

m	Raumkoordinate senkrecht zur Ausbreitungsrichtung	[m]
m_{Γ}	Parameter zur Beschreibung des Wellenbrechens bei Überschreitung der Grenzsteilheit (nach WAMDI)	[-]
$N(\sigma, \theta)$	Impulsdichte	[J s ² m ⁻²]
P	Energietransport durch Seegang	[N s ⁻²]
p_A	atmosphärischer Druck	[Pa]
$p_{b_{\text{Bruch}}}(\dots)$	Wahrscheinlichkeitsdichte der Breite der Lücke des Versagensbereiches	[1/m]
$p_{c_{\text{KP,LP}}}(\dots)$	Wahrscheinlichkeitsdichte des Übertragungsfaktors $c_{\text{KP,LP}}$	[-]
$p_{d_{\text{Bruch}}}(\dots)$	Wahrscheinlichkeitsdichte der Tiefe der Lücke des Versagensbereiches	[m ⁻¹]
$p_{H_s}(\dots)$	Wahrscheinlichkeitsdichte der signifikanten Wellenhöhe	[m ⁻¹]
$p_{h_D}(\dots)$	Wahrscheinlichkeitsdichte der vorhandenen Deichhöhe	[m ⁻¹]
$p_{q_{\text{zul}}}(\dots)$	Wahrscheinlichkeitsdichte der zulässigen Überlaufmenge	[l ⁻¹ m s]
$p_{R,S}(\dots)$	Wahrscheinlichkeitsdichte der Belastbarkeit und Belastung	
$p_R(\dots)$	Wahrscheinlichkeitsdichte der Belastbarkeit	
$p_S(\dots)$	Wahrscheinlichkeitsdichte der Belastung	
$p_{T_m}(\dots)$	Wahrscheinlichkeitsdichte der mittleren Wellenperiode	[s ⁻¹]
$P_{\text{Thw} > \text{BWst}}$	Überschreitungswahrscheinlichkeit des Bemessungswasserstands	[a ⁻¹]
$P_{\text{Thw}}^{\text{Stauzeit}}(\dots)$	Überschreitungswahrscheinlichkeit des Tidehochwasserstands nach dem Verfahren STAUZEIT	[a ⁻¹]
$P_{\text{Thw}}(\dots)$	Überschreitungswahrscheinlichkeit des Tidehochwasserstands	[a ⁻¹]
$P_{Z < 0}(\dots)$	Jährliche Versagenswahrscheinlichkeit	[-]
$P_{Z_1 < 0 \vee \dots \vee Z_n < 0}$	Jährliche Versagenswahrscheinlichkeit eines Schutzsegments entlang eines Küstenabschnitts	[-]
$P_{Z_n < 0 \wedge Z_1 > 0 \wedge \dots \wedge Z_{n-1} > 0}$	Jährliche Versagenswahrscheinlichkeit des n-ten Schutzsegments ohne gleichzeitiges Versagen der Schutzsegmente $i = 1 \dots n$	[-]
$p_{\text{Thw}}(\dots)$	Wahrscheinlichkeitsdichte des Tidehochwasserstands	[m ⁻¹]
$p_{\text{Thw}_{\text{KP}}}(\dots)$	Wahrscheinlichkeitsdichte des Thw am kurzzeitig registrierenden Pegel	[m ⁻¹]

$p_{Thw_{LP}}(\dots)$	Wahrscheinlichkeitsdichte des Thw am langfristig registrierenden Pegel	$[m^{-1}]$
$p_{Thw, u_W, \gamma_W}(\dots)$	gemeinsame Wahrscheinlichkeitsdichte des Tidehochwasserstands, der Windgeschwindigkeit und Windrichtung	$[s m^{-2}]$
$p_U(\dots)$	Wahrscheinlichkeitsdichte der Basisvariablen der Belastbarkeit	
$p_V(\dots)$	Wahrscheinlichkeitsdichte der Basisvariablen der Belastung	
$p_{u_W}(\dots)$	Wahrscheinlichkeitsdichte der Windgeschwindigkeit	$[m^{-1} s]$
$p_{u_W, \gamma_W}(\dots)$	gemeinsame Wahrscheinlichkeitsdichte der Windgeschwindigkeit und Windrichtung	$[m^{-1} s]$
$p_{u_W \gamma_W}(\dots)$	bedingte Wahrscheinlichkeitsdichte der Windgeschwindigkeit	$[m^{-1} s]$
$p_{u_W, \gamma_W Thw}(\dots)$	bedingte Wahrscheinlichkeitsdichte der Windgeschwindigkeit und Windrichtung	$[m^{-1} s]$
$p_{u_W \gamma_W Thw}(\dots)$	bedingte Wahrscheinlichkeitsdichte der Windgeschwindigkeit in Abhängigkeit von Windrichtung und Tidehochwasserstand	$[m^{-1} s]$
$P_{Windstau}(\dots)$	Überschreitungswahrscheinlichkeit des Windstaus	$[a^{-1}]$
$p_Z(\dots)$	Wahrscheinlichkeitsdichte der Zuverlässigkeit	
$p_{\Delta t}^{Windstau / Thw}(\dots)$	Wahrscheinlichkeit des zeitgleichen Eintretens von Windstau und Tidehochwasserstand	$[-]$
$p_{\gamma_s}(\dots)$	Wahrscheinlichkeitsdichte der Hauptseegangsrichtung	$[-]$
$p_{\gamma_W}(\dots)$	Wahrscheinlichkeitsdichte der Windrichtung	$[-]$
$p_{\gamma_W Thw}(\dots)$	bedingte Wahrscheinlichkeitsdichte der Windrichtung in Abhängigkeit vom Tidehochwasserstand	$[-]$
$pp_{GM,i}$	für die i-te Vermögensart maßgebende, für die Gemeinde ermittelte Personenanzahl (Einwohner und Beschäftigte)	$[-]$
$pp_{BL,i}$	für die Normierung der i-ten Vermögensart maßgebende, für das Bundesland ermittelte Personenanzahl (Einwohner und Beschäftigte)	$[-]$
$Q_{... \%}$	Quantile des Abflusses	$[m^3 d^{-1}]$
Q	Abfluß	$[m^3 d^{-1}]$
Q_0	dimensionslose Wellenüberlaufmenge	$[-]$
Q_b	Anteil der brechenden Wellen	$[-]$
q_{HWS}	mittlere Überlaufmenge an einer Hochwasserschutzwand	$[l m^{-1} s^{-1}]$

q_D	mittlere Wellenüberlaufmenge	$[l\ m^{-1}\ s^{-1}]$
q_{KM}	Überlaufmenge über die Kronenmauer	$[l\ m^{-1}\ s^{-1}]$
q_{zul}	zulässige mittlere Wellenüberlaufmenge	$[l\ m^{-1}\ s^{-1}]$
R	Belastbarkeit	
$R_{98\%}$	Wellenauflauf, der von 98% der Wellen nicht überschritten wird	$[m]$
R_c	relativer Freibord	$[m]$
R_d	Bemessungswert der zulässigen Belastbarkeit	
R_k	charakteristischer Wert der Belastbarkeit	
$R(\dots)$	Intensität der Quadruplet-Interaction	$[-]$
R_i	Risiko	$[\text{€}\ a^{-1}]$
$R_{i_{ges}}$	Gesamtrisiko eines Küstenabschnitts	$[\text{€}\ a^{-1}]$
r	Korrelationskoeffizient	$[-]$
S	Belastung	$[-]$
$S(\sigma, \theta)$	Summe aller Quellen und Senken von Impulsdichte	$[J\ m^{-2}]$
S_d	Bemessungswert der maximalen Belastung	
$S_{ds}(\sigma, \theta)$	Verlustrate von Impulsdichte durch Dissipation	$[J\ m^{-2}]$
$S_{ds,b}(\sigma, \theta)$	Verlustrate von Impulsdichte durch Dissipation infolge Bodenreibung	$[J\ m^{-2}]$
$S_{ds,br}(\sigma, \theta)$	Verlustrate von Impulsdichte durch Dissipation infolge tiefeninduziertem Brechen	$[J\ m^{-2}]$
$S_{ds,w}(\sigma, \theta)$	Verlustrate von Impulsdichte durch Dissipation infolge Schaumkronenbrechen	$[J\ m^{-2}]$
S_{ges}	bei Überflutung zu erwartender Schaden	$[\text{€}]$
$S_{ges}(\dots)$	bei Überflutung zu erwartende Versagensfolgen	$[\text{€}]$
$S_{ges,ref}(\dots)$	Folgeschaden bei Eintreten eines Versagens des Küstenschutzsystems mit Referenzabmessungen	$[\text{€}]$
S_i	bei Überflutung zu erwartender Schaden an der i-ten Nutzungskategorie	$[\text{€}]$
S_k	charakteristischer Wert der Belastung	
$S_{in}(\sigma, \theta)$	Gewinn an Impulsdichte durch Windenergieeintrag	$[J\ m^{-2}]$

$S_{nl}(\sigma, \theta)$	Änderung der Impulsdichte infolge nicht-linearer Welle-Welle-Wechselwirkungen	[J m ⁻²]
$S_{nl3}(\sigma, \theta)$	Änderung der Impulsdichte infolge Triad-Interaction	[J m ⁻²]
$S_{nl3}^+(\sigma, \theta)$	Anstieg der Impulsdichte infolge Triad-Interaction	[J m ⁻²]
$S_{nl3}^-(\sigma, \theta)$	Verlust an Impulsdichte infolge Triad-Interaction	[J m ⁻²]
$S_{nl4}(\sigma, \theta)$	Änderung der Impulsdichte infolge Quadruplet-Interaction	[J m ⁻²]
$S_{nl4}^*(\sigma, \theta)$	Impulstransport zum ersten Quadruplet	[J m ⁻²]
$S_{nl4}^{**}(\sigma, \theta)$	Impulstransport zum zweiten Quadruplet	[J m ⁻²]
$S_{P1}(f)$	spektrale Leistungsdichte des Seegangs bei P1	[m ² /Hz]
$S_{P2}(f)$	spektrale Leistungsdichte des Seegangs bei P2	[m ² /Hz]
\bar{S}	Mittelwert der Belastung	
s	Strecke	[m]
\bar{s}	mittlere Wellensteilheit	[-]
\bar{s}_{PM}	mittlere Wellensteilheit für ein Pierson-Moskowitz-Spektrum	[-]
$T_{1/2w}$	Tidehalbwasser	[mNN]
Thb	Tidehub	[m]
Thw	Tidehochwasserstand	[mNN]
Thw_{KP}	Tidehochwasserstand am kurzzeitig registrierenden Pegel	[mNN]
Thw_{LP}	Tidehochwasserstand am langfristig registrierenden Pegel	[mNN]
T_{M2}	Periode der M2-Gezeit	[h]
T_m	mittlere Wellenperiode	[s]
T_p	Peak-Periode des Seegangs	[s]
$Tw_{astro}(t)$	vorausberechneter (astronomischer) Tidewasserstand zum Zeitpunkt t	[mNN]
$Tw_{vorh}(t)$	eingetretener Tidewasserstand zum Zeitpunkt t	[mNN]
t	Zeit	[s]
$U(\sigma, \theta)$	Spektrale Komponente der Orbitalgeschwindigkeit am Boden	[m s ^{-0,5}]
$U_{1, \dots}$	Basisvariablen der Belastbarkeit	
Ur	Ursell-Zahl	[-]

U_{rms}	quadratisches Mittel der Orbitalgeschwindigkeit am Boden	$[m\ s^{-1}]$
\bar{u}	Vektor der horizontalen Strömungsgeschwindigkeit	$[m\ s^{-1}]$
u_{10}	Windgeschwindigkeit in 10 m Höhe über dem Wasserspiegel	$[m\ s^{-1}]$
u_*	Schubspannungsgeschwindigkeit des Windes	$[m\ s^{-1}]$
u_w	Windgeschwindigkeit	$[m\ s^{-1}]$
$u(z)$	Windgeschwindigkeit in der Höhe z	$[m\ s^{-1}]$
$V_{1,\dots}$	Basisvariablen der Belastung	
v_x	horizontale Komponente der Strömungsgeschwindigkeit entlang der Rechtskoordinate	$[m\ s^{-1}]$
v_y	horizontale Komponente der Strömungsgeschwindigkeit entlang der Hochkoordinate	$[m\ s^{-1}]$
$W_{BL,i}$	in einem Bundesland vorhandenes Vermögen der i-ten Vermögensart	$[€]$
$W_{GM,i}$	auf Gemeindeebene vorhandenes Vermögen der i-ten Vermögensart	$[€]$
W_i	Schadenspotential der i-ten Nutzungskategorie	$[€]$
$w_{OA,i}$	Wert der i-ten Vermögensart pro Einheitsfläche der zugehörigen Objektarten	$[€]$
$w_{pp,i}$	Vermögen pro Kopf (Einwohner bzw. Beschäftigter in der i-ten Vermögensart)	$[€]$
$x(...)$	windrichtungsabhängige Streichlänge (engl. fetch)	$[m]$
x	Rechtskoordinate	$[m]$
y	Hochkoordinate	$[m]$
Z	Zuverlässigkeit	
z_0	lokale Rauheitslänge	$[m]$
z_D	Zuverlässigkeitsfunktion von Deichen	$[m]$ bzw. $[m^3\ s^{-1}]$
z_{HWS}	Zuverlässigkeitsfunktion von Hochwasserschutzwänden	$[m^3\ s^{-1}]$
z_e	effektive Rauheitslänge	$[m]$

Griechische Formelzeichen

α	Beiwert nach Charnock	[-]
α	Wellenrichtung im Flachwasser	[-]
α_0	Wellenrichtung im Tiefwasser	[-]
α_{BJ}	Battjes-Janssen Parameter (Wellenbrechen)	[-]
α_{Bruch}	Parameter zur Übertragung des Folgeschadens bei Versagen mit Referenzabmessungen	[-]
$\alpha_{Bruch}(\dots)$	Funktion zur Berechnung des Parameters α_{Bruch} aus den Abmessungen der Deichbruchlücke	[-]
α_D	mittlere Deichneigung	[-]
α_{EB}	Eldeberky-Battjes Parameter (Triad-Interaction)	[-]
$\alpha_{f,1,\dots}$	Modellparameter in der probabilistischen Bemessung	
α_s	Strandneigung	[-]
α_{DFA}	Parameter zur Beschreibung von Langzeitkorrelationen (DFA)	[-]
α_{DTA}	Parameter zur Beschreibung des Anwendungsbereichs der DTA	[-]
β	Miles-Janssen Parameter	[-]
β_{DTA}	Parameter in der Discrete-Triad-Approximation DTA	[-]
Γ	Dämpfungsfaktor bei Schaumkronenbrechern	[-]
γ	Proportionalitätskonstante für tiefeninduziertes Brechen	[-]
γ_b	Beiwert zur Berücksichtigung einer Berme im Wellenauflauf	[-]
γ_f	Beiwert zur Berücksichtigung der Böschungsrauigkeit	[-]
γ_{geom}	Verminderungsfaktor zur Berücksichtigung von Wellenabweisern	[-]
γ_m	Teilsicherheitsbeiwert der Belastbarkeit	[-]
γ_{st}	Teilsicherheitsbeiwert der Belastung	[-]
γ_s	Hauptseegangsrichtung	[-]
γ_w	Windrichtung	[-]
$\gamma_{\beta\sigma}$	Verminderungsfaktor bei schrägem Wellenangriff	[-]
γ_θ	Beiwert zur Berücksichtigung des Wellenangriffswinkels	[-]
ΔR	Sicherheitszuschlag der Belastbarkeit	[-]
ΔS	Sicherheitszuschlag der Belastung	[-]

$\Delta Thw_{\text{säcular}}$	säkularer Anstieg des Tidehochwassers	[m]
$\Delta Tw_{\text{Seiches}}(t)$	Erhöhung des Tidewasserstands infolge von Seiches	[m]
$\Delta Thw_{\text{Spring}}$	maximale Erhöhung des Tidehochwassers bei Springtide	[m]
$\Delta Thw_{\text{Windstau}}$	maximale Erhöhung des Thw infolge Windstau	[m]
$\Delta Thw_{\text{Zuschlag}}$	Sicherheitszuschlag zum Tidehochwasserstand	[m]
$\Delta Tw_{\text{Fern}}(t)$	Erhöhung des Tidewasserstands infolge von Fernwellen	[m]
$\Delta Tw_{\text{p}}(t)$	Erhöhung des Tidewasserstands infolge von Luftdruckdifferenzen	[m]
$\Delta Tw_{\text{Q}}(t)$	Erhöhung des Tidewasserstands infolge des Oberwasserabflusses	[m]
$\Delta Tw_{\text{Wind}}(t)$	Erhöhung des Tidewasserstands infolge des Windschubs	[m]
$\Delta Tw_{\text{Windstau}}(t)$	Windstau	[m]
Δt	Zeitdifferenz	[s]
Δu_{W}	Anstieg der mittleren Windgeschwindigkeit	[m/s]
$\delta(\dots)$	Diracsche Deltafunktion	[-]
δ_{h_D}	Dirac-Peak bei h_D	[-]
$\delta_{q_{\text{zul}}}$	Dirac-Peak bei q_{zul}	[-]
ε	relatives Zeitintervall um den Zeitpunkt des Thw	[-]
ζ	Wasserspiegellage	[m]
η	Wasserspiegelauslenkung	[m]
θ	Wellenrichtung im Flachwasser	[-]
θ_0	Wellenrichtung im Tiefwasser	[-]
θ_w	Windrichtung	[-]
κ	von-Karman Konstante	[-]
λ	kritische Höhe	[m]
ξ	Brecherparameter	[-]
ξ_0	Brecherparameter im Tiefwasser	[-]
ρ_L	Dichte der Luft	[kg m ⁻³]
ρ_w	Dichte des Meerwassers	[kg m ⁻³]
σ	relative Frequenz	[s ⁻¹]

σ_p	Peak-Frequenz	$[s^{-1}]$
σ_{PM}^*	Pierson-Moskowitz-Frequenz	$[s^{-1}]$
σ_q	Standardabweichung der Überlaufmenge	$[l\ m^{-1}\ s^{-1}]$
$\sigma_{q_{zul}}$	Standardabweichung der zulässigen Überlaufmenge	$[l\ m^{-1}\ s^{-1}]$
σ_R	Standardabweichung der Belastbarkeit	
$\sigma_{R_{98\%}}$	Standardabweichung des Wellenaufbaus	$[m]$
σ_S	Standardabweichung der Belastung	
σ_{U_i}	Standardabweichung der Basisvariablen zur Beschreibung der Belastbarkeit	
σ_{V_i}	Standardabweichung der Basisvariablen zur Beschreibung der Belastung	
σ_Z	Standardabweichung der Zuverlässigkeit	$[-]$
τ	Schubspannung des Windes	$[N/m^2]$
τ_w	welleninduzierte Schubspannung	$[N/m^2]$
φ_i	mittlerer Schädigungsgrad für die i-te Nutzungskategorie	$[-]$
χ_{ik}	zur Vermögensverteilung herangezogener Flächenanteil einer Objektart	$[-]$
Ω	Coriolis-Parameter	$[s^{-1}]$
ω	absolute Frequenz	$[s^{-1}]$
ω_i	Winkelgeschwindigkeit	$[s^{-1}]$

1 Einleitung

Die Küstenzonen weisen gegenüber Klimaänderungen und dem damit einhergehenden Anstieg des Meeresspiegels eine große Vulnerabilität auf. Hierbei sind Flachküsten, wie die deutsche Nordseeküste, in besonderem Maße betroffen. Dies resultiert einerseits aus dem Anstieg der überflutungsgefährdeten Hinterlandfläche und andererseits aus der abnehmenden Sicherheit der vorhandenen Küstenschutzsysteme.

Zur Zeit sind z.B. im Land Niedersachsen etwa 7.130 km² Niederungsflächen mit Geländehöhen von weniger als NN + 5 m vorhanden, welche bei Sturmflut gefährdet sind [STERR UND SIMMERING, 1996]. Im Falle eines Meeresspiegelanstiegs, welcher auf dem derzeitigen Stand der Klimamodellierung bis zum Jahr 2050 bis zu 50 cm betragen wird [TRILATERAL WORKING GROUP ON COASTAL PROTECTION AND SEA LEVEL RISE, 2001], vergrößert sich diese Fläche um etwa 10 %. Während sich vorliegende Studien [STERR UND SIMMERING, 1996, BEHNEN, 2000] zur Klimafolgenanalyse für deutsche Küstengebiete überwiegend auf die Darstellung der Zunahme der Vulnerabilität, d.h. der von Überflutung bedrohten Bevölkerung, Sachwerte sowie Nutz- und Naturschutzflächen, beschränken, soll im Zentrum dieser Arbeit eine Methodik zur Beurteilung der Veränderung des durch den Küstenschutz erreichten Sicherheitsstandards dargestellt und für die Jade-Weser-Region angewendet werden. Da Deiche für die deutschen Küsten mit einer Länge von ca. 1100 km (davon ca. 425 km in Schleswig-Holstein und 600 km in Niedersachsen), aber auch für die Küsten der benachbarten Länder Dänemark und den Niederlanden mit einer Deichlänge von 115 km bzw. von 200 km, das bedeutendste Schutzelement darstellen [TRILATERAL WORKING GROUP ON COASTAL PROTECTION AND SEA LEVEL RISE, 2001], liegt ein besonderer Schwerpunkt dieser Arbeit in der Beurteilung der durch Deiche erreichten Sicherheit. Diese Beurteilung der Deichsicherheit stellt auf dem Hintergrund der bei einem Anstieg des Tidehochwassers zur Aufrechterhaltung des derzeitigen Sicherheitsniveaus nötigen Anpassung der Hauptdeiche ein wesentliches Entscheidungskriterium zur Festlegung einer Prioritätenliste und einer volkswirtschaftlich optimalen Anpassung des Küstenschutzes dar. Diese optimale Allokation der für den Küstenschutz bereitstehenden Finanzmittel ist um so wichtiger, da bei einem Wasserstandsanstieg von 50 cm mit einer erheblichen Steigerung der Küstenschutzausgaben infolge von um bis zu 75 % wachsenden Unterhaltungskosten zu rechnen ist [TRILATERAL WORKING GROUP ON COASTAL PROTECTION AND SEA LEVEL RISE, 2001].

Die Bestimmung des durch ein Küstenschutzsystem erreichten Sicherheitsstandards erfolgt durch Anwendung der probabilistischen Risikoanalyse, deren Grundlagen in den Niederlanden seit etwa 20 Jahren entwickelt werden [BAKKER UND VRIJLING, 1980] und deren Grundzüge bereits Eingang in ein gemeinsames technisches Regelwerk des CENTRE FOR CIVIL ENGINEERING RESEARCH AND CODES (CUR) und des TECHNICAL ADVISORY COMMITTEE ON WATER DEFENCES (TAW) [VERGEER, 1990] gefunden haben. In Deutschland befinden sich derzeit erste Teilaspekte einer probabilistischen Risikoanalyse im Land Schleswig-Holstein in der Umsetzung [PROBST, 2000]. Auch das Land Niedersachsen plant die Ablösung der bisherigen deterministischen Bemessungsregel durch ein Regelwerk zur probabilistischen Bemessung [TRILATERAL WORKING GROUP ON COASTAL PROTECTION AND SEA LEVEL RISE, 2001].

In der vorliegenden Arbeit wird das zur Zeit gültige deterministische Bemessungsverfahren durch Berücksichtigung der Statistik von Belastung und Belastbarkeit in ein Konzept der probabilistischen Risikoanalyse übertragen, um eine Analyse der Folgen des Klimawandels im Bezug auf die Sturmflutsicherheit des Küstenhinterlands zu ermöglichen.

Den Ausgangspunkt dieser Klimafolgenanalyse bilden die in Kapitel 2 dargestellten Prognosen zukünftiger Klimaentwicklung. Die Methodik der probabilistischen Risikoanalyse wird im Anschluß in Kapitel 3 ausgearbeitet. Es wird im einzelnen auf die Gefährdung der Küstenzone infolge Wasserstand und Seegang (Kapitel 3.3), das Versagen einzelner Küstenschutzanlagen (Kapitel 3.4), die Verfahren zur Berechnung der Versagenswahrscheinlichkeit (Kapitel 3.5) sowie die bei Versagen zu erwartenden Überflutungsschäden im Hinterland (Kapitel 3.6) eingegangen. In Kapitel 3.7 wird aus diesen Teilaspekten eine Methodik der probabilistische Risikoanalyse, welche auch auf der Grundlage der heute verfügbaren Datenbasis nutzbar ist, entwickelt. Die Anwendung dieser Methodik erfolgt schließlich in den Kapiteln 4 bis 7 zur Beurteilung der Folgen des Klimawandels für den Küstenschutz in der Jade-Weser-Region. Neben einer Beurteilung der Folgen des Klimawandels in Bezug auf die Sicherheit der Küstenschutzanlagen (Kapitel 4.3.1 und 4.3.2) und in Bezug auf das Überflutungsrisiko der Küstenregion (Kapitel 7.2) werden in den Kapiteln 4.3.3 und 7.3 Reaktionsstrategien zur Risikominderung vorgestellt.

2 Wirkung von Klimaänderungen auf Küstenregionen

2.1 Ursachen von Klimaänderungen

Das Klima der Erde wird bestimmt durch die Strahlungsbilanz der Atmosphäre und der Erdoberfläche sowie durch den Energietransport in atmosphärischer und ozeanischer Zirkulation. Wesentlichen Einfluß auf die Strahlungsbilanz der Atmosphäre hat ihre chemische Zusammensetzung. Besondere Bedeutung kommt in diesem Zusammenhang den sog. Treibhausgasen [WATSON ET AL., 1992], wie Kohlendioxid (CO_2), Methan (CH_4), Schwefeldioxid (SO_2) oder den Stickoxiden (NO_x) und Halogeniden, aber auch den anthropogenen Aerosolen, wie Ruß, zu. Eine Erhöhung der Konzentration der Treibhausgase bzw. anthropogenen Aerosole führt i.w. zu einer verminderten Energieabstrahlung der Erde und damit zu deren Erwärmung. Als Ursache der Erhöhung der Konzentration von Treibhausgasen [INTERGOVERNMENTAL PANEL ON CLIMATE CHANGE, WORKING GROUP I, 1990] ist, neben dem beschleunigten Wachstum der Weltbevölkerung, die Industrialisierung zu nennen, wie die Zunahme der Konzentration von CO_2 um 31 %, der von NO_2 um 17 %, der von CH_4 um 151 % seit 1750 zeigt.

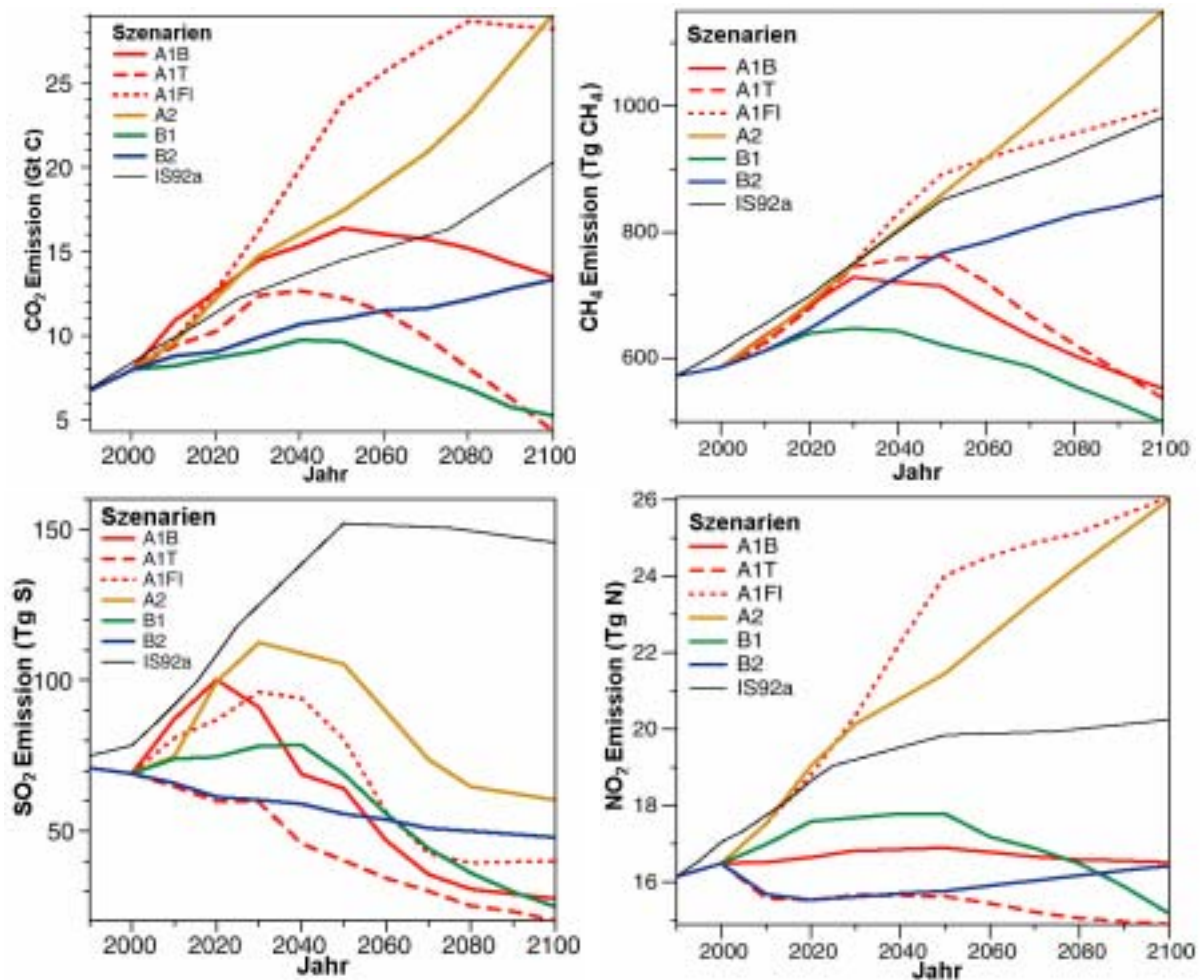


Abbildung 2-1: Szenarien der jährlichen Emissionsmenge der Treibhausgase Kohlendioxid (CO_2), Methan (CH_4), Schwefeldioxid (SO_2) und Stickstoffdioxid (NO_2)
[nach INTERGOVERNMENTAL PANEL ON CLIMATE CHANGE, WORKING GROUP I, 2001]

Dies hat zur Folge, daß auch in den kommenden Jahrzehnten mit einer Zunahme der Konzentration von Treibhausgasen zu rechnen ist. Dies ist auch den in Abbildung 2-1 dargestellten Emissionsszenarien für Treibhausgas des INTERGOVERNMENTAL PANEL FOR CLIMATE CHANGE, WORKING GROUP I, [2001] zu entnehmen. Die verschiedenen Emissionsszenarien repräsentieren in diesem Zusammenhang verschiedene mögliche Entwicklungen von Wirtschaft und Bevölkerung und sind im IPCC Special Report on Emission (SRES) [INTERGOVERNMENTAL PANEL ON CLIMATE CHANGE, 2000] näher erläutert. Als extreme Entwicklungspfade sind A1FI als Szenario einer schnell wachsenden Weltpopulation und Ökonomie bei überwiegender Nutzung fossiler Energieträger und B1 als Szenario einer gleichbleibenden Weltpopulation und einer stark veränderten, ressourcenschonenden Ökonomie zu nennen. Aus den Emissionsszenarien ergibt sich zum Beispiel die in Abbildung 2-2 dargestellte Veränderung der Konzentration des atmosphärischen Kohlendioxids, wobei Unsicherheiten z.B. im Bezug auf die CO₂-Senken, speziell in den Weltozeanen, bestehen. Während die CO₂-Konzentration bis 2100 etwa um 90 % bis 250 % zunimmt, weisen die weiteren Treibhausgasen einen moderateren Anstieg auf. So wird ein Anstieg der NO₂-Konzentration um 12 % bis 46 % und der CH₄-Konzentration um etwa 11 % erwartet.

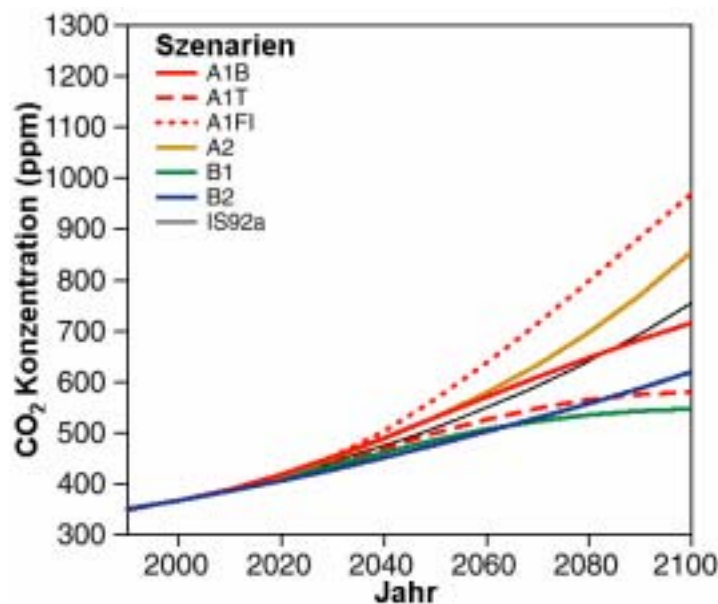


Abbildung 2-2: Konzentration des atmosphärischen Kohlendioxids für verschiedene Entwicklungsszenarien der globalen Sozioökonomie [nach INTERGOVERNMENTAL PANEL ON CLIMATE CHANGE, WORKING GROUP I, 2001]

Unter Voraussetzung einer sich aufgrund der in Abbildung 2-1 dargestellten Szenarien der Emissionen von Treibhausgasen verändernden chemischen Zusammensetzung der Erdatmosphäre ist eine Simulation des zukünftigen globalen Klimas mit Hilfe gekoppelter Zirkulationsmodelle von Ozean und Atmosphäre (engl. *Atmosphere-Ocean General Circulation Model*, AOGCM) möglich. Bekannte Beispiele dieser Modelle sind das HadCM2(3) [CULLEN, 1993, GORDON ET AL., 1999], das CGCM1(2) [BOER ET AL., 1984, MCFARLANE ET AL., 1992] sowie das ECHAM3(4) [ROECKNER ET AL., 1992, ROECKNER ET AL., 1996]. Ergebnisse dieser Klimamodelle werden in Bezug auf Lufttemperatur, Niederschlag und mittlere Wasserspiegellage in den folgenden Kapiteln kurz zusammengefaßt.

2.2 Klimaänderungen

2.2.1 Globale Wirkungen

2.2.1.1 Anstieg der Lufttemperatur und der Wassertemperatur

Während die global gemittelte Lufttemperatur im vergangenen 20. Jahrhundert um etwa $0,6^{\circ}\text{C} \pm 0,2^{\circ}\text{C}$ zugenommen hat [INTERGOVERNMENTAL PANEL ON CLIMATE CHANGE, WORKING GROUP I, 2001], prognostizieren Klimamodelle (AOGCM) eine Beschleunigung dieses Anstiegs, welcher je nach Szenario der Emission der Treibhausgase bis zum Jahr 2100 etwa $1,4^{\circ}\text{C}$ bis $5,8^{\circ}\text{C}$ beträgt. Die Abbildung 2-3 verdeutlicht die Bandbreite der vorhergesagten Temperaturerhöhung und zeigt deutlich die Streuungen der Berechnungen verschiedener Klimamodelle bei gleichem Emissionsszenario.

Der Anstieg der Temperatur der ozeanischen Deckschicht (bzw. der oberen 300 m der Ozeane) ist im Vergleich zum Anstieg der Lufttemperatur vergleichsweise gering. So nimmt seit 1950 die Wassertemperatur um etwa $0,04^{\circ}\text{C}$ pro Jahrzehnt zu [INTERGOVERNMENTAL PANEL ON CLIMATE CHANGE, WORKING GROUP I, 2001].

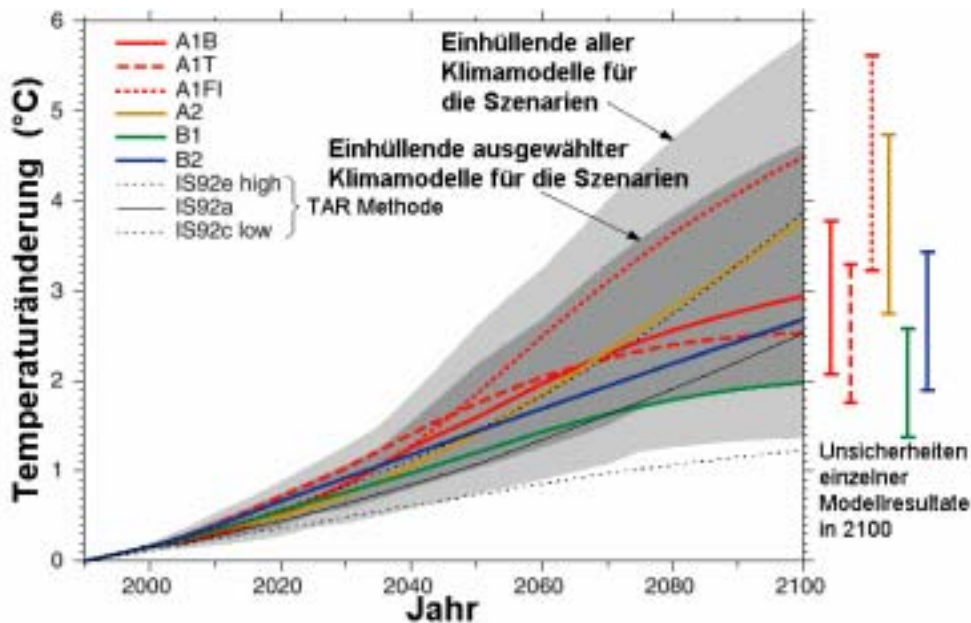


Abbildung 2-3: Änderung der global gemittelten Temperatur für verschiedene Szenarien der Emission von Treibhausgasen

[nach INTERGOVERNMENTAL PANEL ON CLIMATE CHANGE,
WORKING GROUP I, 2001]

2.2.1.2 Veränderung von Niederschlag und Abfluß

Die Niederschlagsmenge hat sich in den mittleren Breiten im 20. Jahrhundert um etwa 0,5 % bis 1 % pro Dekade erhöht. Die Häufigkeit von Starkniederschlägen ist im gleichen Zeitraum um 2 % bis 4 % pro Dekade angewachsen. Für die Entwicklung bis zum Jahr 2100 weisen die globalen Zirkulationsmodelle für die Region Nordeuropas unabhängig von dem Emissionsszenario der Treibhausgase einen Anstieg der Niederschlagsmenge in den

Wintermonaten (Dezember – Februar) von 5 % bis 20 % aus. In den Sommermonaten (Juni – August) ist mit einer Abnahme der Niederschlagsmenge um 5 % bis 20 % für das Szenario A2 (stark wachsende Emission von Kohlendioxid, Stickoxiden und Methan) zu rechnen. Für das Szenario B2 (moderat wachsende bzw. gleichbleibende Emission von Treibhausgasen) ergeben sich nur geringfügige Änderungen der sommerlichen Niederschlagsmenge um weniger als $\pm 5\%$ [INTERGOVERNMENTAL PANEL ON CLIMATE CHANGE, WORKING GROUP I, 2001]. Mit der Zunahme der mittleren Niederschlagsmenge ist nach IPCC die Zunahme der Wahrscheinlichkeit von Extremniederschlägen in den mittleren Breiten der nördlichen Hemisphäre zu erwarten.

Hinsichtlich des Niederschlagsabflusses ist zu erwarten, daß insbesondere die höhere Niederschlagsmenge im Winter, d.h. außerhalb der Vegetationsperiode, direkt abflußwirksam wird, so daß entsprechend bei unverändertem Abflußbeiwert für die Region Nordeuropas die Abflüsse um 5 % bis 20 % wachsen werden.

2.2.1.3 Anstieg des mittleren Meeresspiegels

Die Änderungen des mittleren Meeresspiegels lassen sich im wesentlichen auf scheinbare Änderungen aufgrund von Landhebungen und –senkungen sowie reale, sogenannte eustatische Änderungen zurückführen.

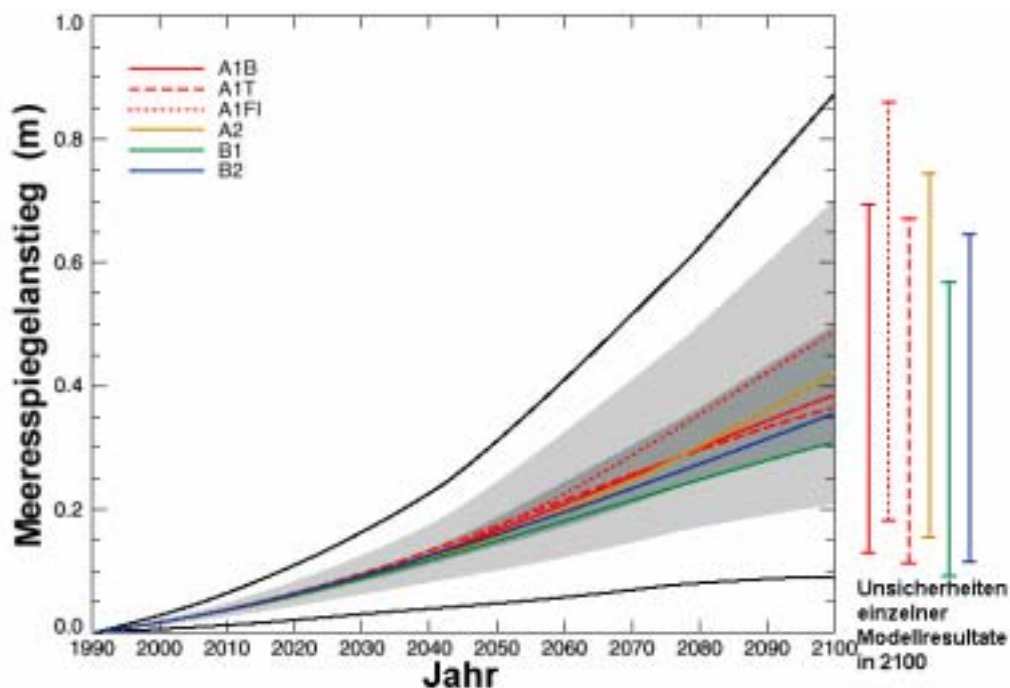


Abbildung 2-4: Änderung des mittleren Meeresspiegels (infolge eustatischer Einflüsse) für verschiedene Szenarien der Emission von Treibhausgasen [nach INTERGOVERNMENTAL PANEL ON CLIMATE CHANGE, WORKING GROUP I, 2001]

Während die Beschreibung der durch tektonische Bewegungen, Sedimentation und Rohstoffgewinnung verursachten Vertikalbewegungen nicht Teil globaler Klimamodellierung ist, ist die eustatische Änderung, welche durch eine Zunahme des Meerwasservolumens

infolge des Abschmelzens terrestrischer Eismassen, atmosphärische Druckunterschiede, Winde, Meeresströmungen und die i.w. temperaturabhängige Dichte des Meerwassers bedingt ist, in AOGCMs – wenn auch in schlechter räumlicher Auflösung – abgebildet [WARRICK UND OERLEMANS, 1990]. Im 20. Jahrhundert betrug der eustatische Anstieg des mittleren Meeresspiegels etwa 15 cm [BARNETT, 1983]. Bis 2100 ergibt sich in Abhängigkeit vom Emissionsszenario der Treibhausgase ein eustatischer Anstieg des Meeresspiegels um 0,09 m bis 0,88 m, bis 2050 ist mit einem Anstieg von 0,05 m bis 0,32 m zu rechnen. Abbildung 2-4 verdeutlicht neben dem zeitlichen Ablauf des Meeresspiegelanstiegs die Unterschiede der Vorhersagen der verschiedenen Klimamodelle und zeigt damit die Unsicherheit der Prognose.

2.2.2 Regionale Klimawirkungen im Gebiet der Nordsee

2.2.2.1 Methoden der Regionalisierung

Die in Kapitel 2.2.1 beschriebenen Folgen der in Kapitel 2.1 dargestellten Änderung der Konzentration von Treibhausgasen werden durch globale Klimamodelle nur mit geringer Auflösung berechnet. Die horizontale Auflösung globaler Zirkulationsmodelle AOGCMs beträgt typischerweise 250 km und die vertikale Auflösung etwa 1 km in der Atmosphäre und 200 m bis 400 m im Ozean [INTERGOVERNMENTAL PANEL ON CLIMATE CHANGE, WORKING GROUP I, 2001]. Dies hat zur Folge, daß kleinräumige Strukturen, wie Skagerak und Kattegat, nicht abgebildet werden und die Nordsee nur durch vier Gitterpunkte aufgelöst wird. Zur Analyse der Klimafolgen für den deutschen Küstenschutz, d.h. zunächst zur Analyse der veränderten Belastungen auf das Küstenschutzsystem, ist daher eine Regionalisierung der Ergebnisse der AOGCMs nötig. Die Regionalisierung globaler Klimamodelle kann mit Hilfe regionaler, in das AOGCM eingebetteter (engl. *nesting*) Klimamodelle sowie durch empirisch-statistisches oder statistisch-dynamisches Downscaling erfolgen [CUBASCH, 1998].

In den folgenden Kapiteln werden die mit Hilfe verschiedener Regionalisierungsmethoden für die Nordsee und angrenzende Seegebiete abgeleiteten Prognosen der klimabedingten Änderungen von Wasserstand, Wind und Seegang sowie der Meeresströmungen zusammengefaßt und den Veränderungen im 20. Jahrhundert gegenübergestellt.

2.2.2.2 Anstieg des Tidewasserstands

Der im Kapitel 2.2.1.3 für das 20. Jahrhundert dargestellte Anstieg des global gemittelten Wasserstands um 15 cm pro Jahrhundert entsprach etwa dem Anstieg des Tidehalbwassers (T1/2w) in der Deutschen Bucht [TÖPPE, 1994]. Jedoch nahm der für die Sicherheitsbeurteilung der Küstenschutzanlagen maßgebende Tidehochwasserstand (Thw) im Vergleich zum Tidehalbwasser stärker zu. So betrug zwischen 1855 – 1987 in Cuxhaven der Anstieg des mittleren Tidemittelwasserstands (MTmw) etwa 0,145 cm/a und der Anstieg des mittleren Tidehochwasserstands (MThw) etwa 0,185 cm/a [LASSEN UND SIEFERT, 1991]. Im Mittel betrug der Anstieg entlang der deutschen Nordseeküste etwa 23 cm pro Jahrhundert [TÖPPE UND BROCKMANN, 1992] und wird für die Jahre 1953 – 1991 von JENSEN ET AL. [1992] für Cuxhaven mit 0,35 cm/a, für Bremerhaven mit 0,27 cm/a und für Wilhelmshaven mit 0,30 cm/a angegeben. Während nach RHODE [1977] der Anstieg des Tidehochwassers in der

deutschen Bucht sich eher zu verlangsamen schien, wiesen JENSEN [1984, 1985] sowie TÖPPE UND BROCKMANN [1992] einen sich beschleunigenden Anstieg des Tidehochwassers für die Deutsche Bucht nach. So beträgt der Anstieg des mittleren Tidehochwassers derzeit 0,64 cm/a in Cuxhaven, 0,56 cm/a in Bremerhaven und 0,41 cm/a in Wilhelmshaven [JENSEN, 1984]. Neben dem Anstieg des mittleren Tidehochwassers ist außerdem eine Verstärkung extremer Tidehochwasser zu erkennen. Die Abbildung 2-5 verdeutlicht dies exemplarisch für das 10 %-Quantil und das 90 %-Quantil des Tidehochwassers am Pegel Cuxhaven. Während im 20. Jahrhundert dort das 50 %-Quantil des Thw einen mittleren Anstieg um 0,25 mm/a aufwies, zeigte sich für das 10 %-Quantil ein geringerer (0,24 mm/a) und für das 90 %-Quantil ein stärkerer Anstieg (0,33 mm/a). Für noch seltenere Ereignisse, wie z.B. das 100-jährige Tidehochwasser, steigt die Rate der Wasserstandszunahme noch an. So ergibt sich für Cuxhaven nach PLATE UND IHRINGER [1991] von 1980 bis 1990 ein Anstieg um 21 cm.

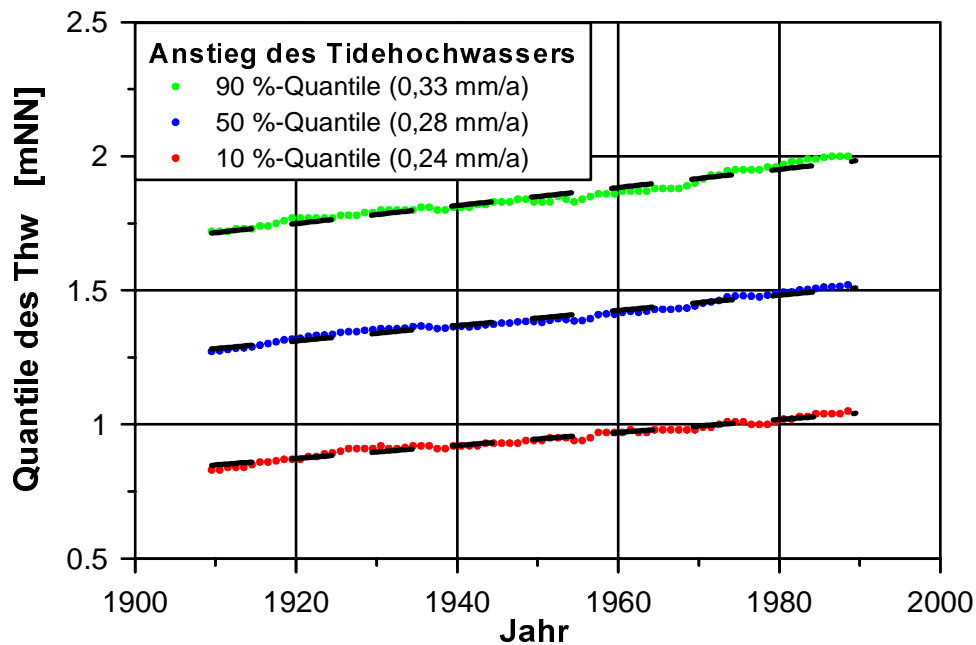


Abbildung 2-5: Anstieg des mittleren Tidehochwassers und seiner Extreme am Pegel Cuxhaven (1900 – 2000)

Datengrundlage: 19-jähriges Mittel von MThw, Thw_{90%} und Thw_{10%}

Für das 21. Jahrhundert ergibt die Regionalisierung der in Kapitel 2.2.1.3 dargestellten Szenarien des globalen Wasserstandsanstiegs in der Deutschen Bucht sowohl einen beschleunigten Anstieg des mittleren Tidehochwassers als auch ein verstärktes Auftreten von Extremwasserständen [VON STORCH ET AL., 1998(a)], während für die Ostsee derzeit neben dem eustatischen Wasserstandsanstieg kein verstärktes Auftreten von Extremwasserständen erwartet wird [HEYEN ET AL., 1996]. Der zusätzliche (d.h. neben dem derzeit vorliegenden säkularen Anstieg von rd. 0,3 cm/a auftretende) klimabedingte Anstieg des mittleren Tidehochwassers an der Festlandküste der Deutschen Bucht wird für das Szenario einer verdoppelten atmosphärischen Kohlendioxid-Konzentration (diese wird für das Emissionszenario A2 etwa in 2100 erreicht, siehe Abbildung 2-2) von LANGENBERG UND SÜNDERMANN [1997] mit 1,25 mm/a bis 2,5 mm/a, von VON STORCH UND REICHHARDT [1997] mit 3,0 mm/a bzw. von VON STORCH ET AL. [1998(b)] mit 1 mm/a bis 2 mm/a angegeben. Der zusätzliche

Anstieg des MThw ist nach KAUKER UND VON STORCH [2000] zu 40 % auf die thermische Ausdehnung des Wasserkörpers und zu 60 % auf einen veränderten atmosphärischen Antrieb der Zirkulation in Atlantik und Nordsee zurückzuführen.

Während nach VON STORCH UND REICHARDT [1997] keine zusätzliche Erhöhung der Extremwerte des Tidehochwasserstands, d.h. der 80 %- und 90 %-Quantile, im Vergleich zum mittleren Tidehochwasser bei verdoppeltem atmosphärischen Kohlendioxidgehalt zu erwarten ist, geben VON STORCH ET AL. [1997], wie Abbildung 2-6 verdeutlicht, für das Jahr 2050 unter der Voraussetzung des Emissionsszenarios IS92a (siehe Abbildung 2-1) durch statisches Downscaling von ECHAM4/T42-Simulationen einen zusätzlichen, klimabedingten Anstieg der 50 %-Quantile um 10 cm, der 90 %-Quantile um 13 cm und der 95 %-Quantile um 15 cm an.

Für weitere Standorte im Jade-Weser-Gebiet gibt die Tabelle 2-1 den säkularen Wasserstandsanstieg sowie die zusätzliche klimabedingte Zunahme der 50 %- und 95 %- Quantile des Tidehochwassers bis zum Jahr 2050 an.

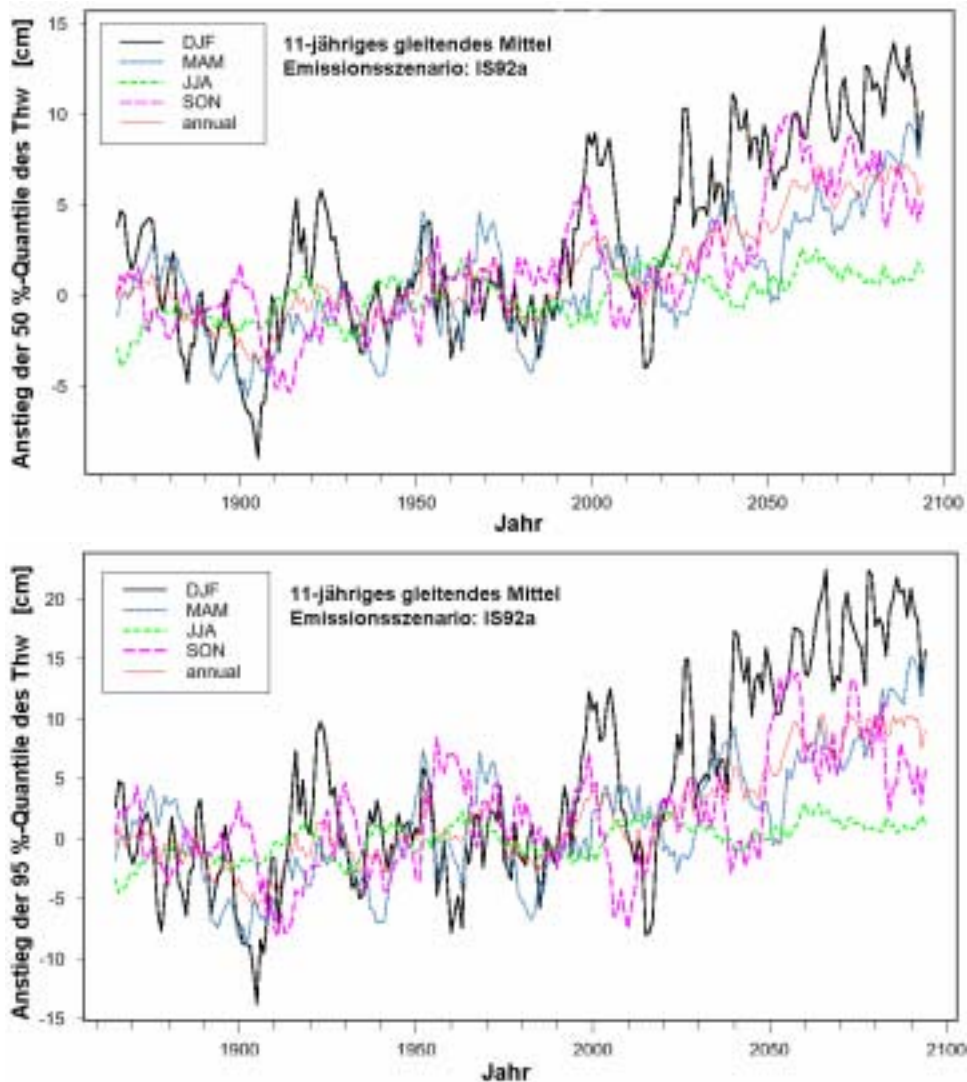


Abbildung 2-6: Anstieg der 50 %-Quantile (oben) und der 95 %-Quantile (unten) des Tidehochwassers in Cuxhaven für das Emissionsszenario IS92a [VON STORCH ET AL., 1998(a)]

Station	Säkularer Anstieg	Zusätzlicher Anstieg (50 %-Quantile)	Zusätzlicher Anstieg (95 %-Quantile)
[-]	[cm]	[cm]	[cm]
Bremerhaven	12	3	14
Cuxhaven	17	10	15
Helgoland	12	-	-
Wilhelmshaven	14	-	-

Tabelle 2-1: Säkularer Anstieg des Tidehochwasserstands und zusätzliche klimabedingte Zunahme der 50 %- und 90 %-Quantile bis zum Jahr 2050
 [nach JENSEN ET AL., 1992, VON STORCH ET AL., 1998(a) und SCHIRMER ET AL., 2001]

Auf dem Hintergrund des bis 2050 bzw. bis 2100 prognostizierten Wasserstandsanstiegs von 20 cm bis 80 cm werden für die Beurteilung der Klimasensitivität des Küstenschutzsystems die in Abbildung 2-7 beispielhaft für den Pegel Cuxhaven dargestellten Szenarien der Verteilung des Tidehochwassers gewählt.

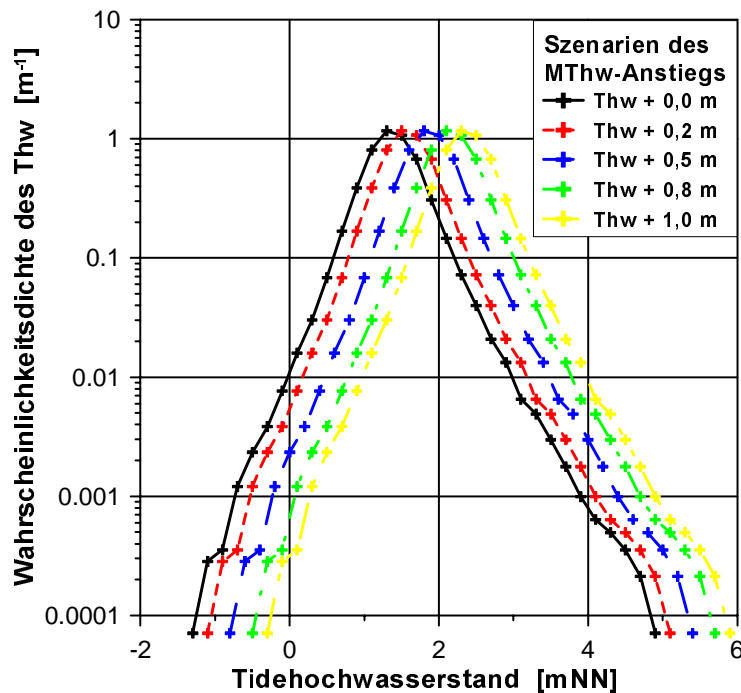


Abbildung 2-7: Szenarien der Wahrscheinlichkeitsdichte des Tidehochwasserstands im Jahr 2050 am Pegel Cuxhaven
 [weitere siehe MAI UND ZIMMERMANN, 2000(c)]

2.2.2.3 Intensivierung der Winde und des Seegangs

Während der in Kapitel 2.2.2.2 dargestellte Anstieg der Tidewasserstände im 20. Jahrhundert in der Fachwelt unbestritten ist, bestehen hinsichtlich der Entwicklung der Windsituation über der Nordsee in den letzten 100 Jahren unterschiedliche Auffassungen. Während DUPHORN [1976], LAMB UND WEISS [1979] und ERCHINGER [1995] aus Windmessungen für die Nordsee auf ein vermehrtes Auftreten von Starkwinden (Windstärke = 6 Bft – 7 Bft) und Stürmen (Windstärke > 7Bft) sowie auf eine erhöhte Häufigkeit von Nordwest- und Westwinden schließen, liegt im Bereich der Nordsee nach VON STORCH ET AL. [1998(b)] eine systematische Veränderung des Sturmklimas bzw. nach VON STORCH ET AL. [1993] eine Veränderung der Windstatistik in den letzten 100 Jahren nicht vor. Gleiches gilt für den Nordatlantik [WASA GROUP, 1998].

Für die Zukunft ergibt sich aus der Regionalisierung der Simulationen der globalen Klimamodelle eine Intensivierung und ein häufigeres Auftreten von Sturmweatherlagen [NIELINGER ET AL., 1995 und 1997]. So leiten BUSCH UND ROTH [1997] für die Wintermonate (Dezember – Februar) durch empirisch-statistisches Downscaling der unter der Voraussetzung einer Verdoppelung des atmosphärischen Kohlendioxids (diese wird für das Emissionsszenario A2 etwa in 2100 erreicht, siehe Abbildung 2-2) mit dem globalen Klimamodell ECHAM4/T42 berechneten Ergebnisse eine Zunahme der Sturmweatherlagen mit westlichen Winden um 25 % bei gleichzeitiger Abnahme der Sturmweatherlagen mit nördlichem Winden um 50 % her. Eine Erhöhung der extremen Windgeschwindigkeiten (d.h. der 1 %-Perzentile) tritt jedoch nach BUSCH [1998] nicht ein. Dem widersprechen die durch statisches Downscaling von ECHAM4/T42-Simulationen abgeleiteten Ergebnisse von VON STORCH ET AL. [1998(b)], welche einen Anstieg der 90 %-Perzentile der Windgeschwindigkeit an der deutschen Nordseeküste um 0 bis 0,6 m/s bei verdoppeltem atmosphärischem Kohlendioxidgehalt prognostizieren. Für die Unterweserregion wird, wie Abbildung 2-8 verdeutlicht, für das Jahr 2100 unter Voraussetzung des Emissionsszenarios IS92a (siehe Abbildung 2-1) die Zunahme der mittleren Windgeschwindigkeit im Winter mit 6,7 % bis 17 % angegeben [VON STORCH ET AL., 1998(a)].

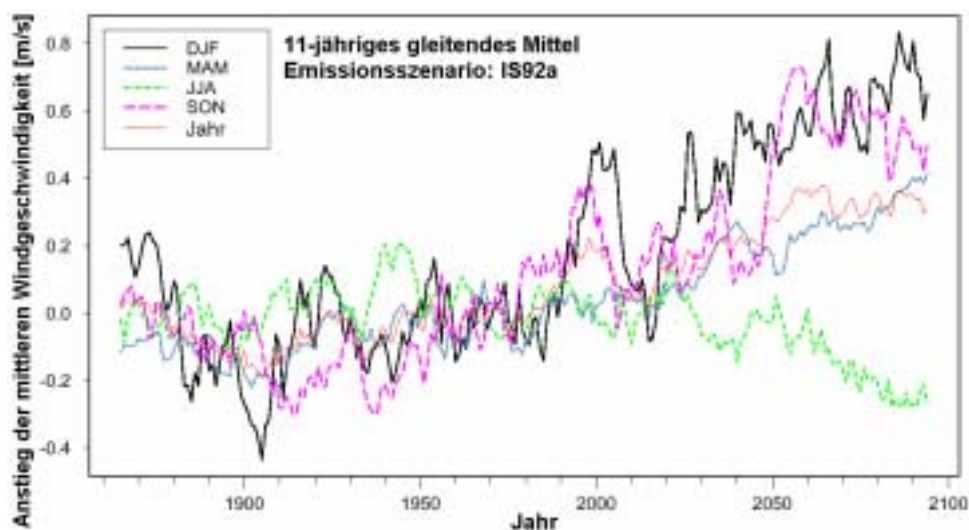


Abbildung 2-8: Änderung der mittleren Windgeschwindigkeit in Bremen für das Emissionsszenario IS92a [nach VON STORCH ET AL., 1998(a)]

Station	Anstieg der mittleren Geschwindigkeit (1990 – 2050)	
	Δu_w (absolut)	$\Delta u_w / u_w$ (relativ)
-	[m/s]	[-]
Bremen	0,17	3,8
Bremerhaven	0,19	3,6
Cuxhaven	0,05	0,9
Helgoland	0,21	2,9
Wangerooge	0,19	3,5
Wilhelmshaven	0,16	4,4

Tabelle 2-2: Anstieg der mittleren Windgeschwindigkeit bis 2050 für das Szenario IS92a
 [nach VON STORCH ET AL., 1998(a)]

Windrichtung	Szenario der Windstatistik				
	$p_{\gamma_w}(\gamma_w)$	$k(\gamma_w)$	$A(\gamma_w) + 0\%$	$A(\gamma_w) + 3\%$	$A(\gamma_w) + 10\%$
[°]	[-]	[-]	[m ⁻¹ s]	[m ⁻¹ s]	[m ⁻¹ s]
0	0,0137	2,15	6,0	6,18	6,60
30	0,0070	1,76	6,2	6,39	6,82
60	0,0124	1,94	7,9	8,14	8,69
90	0,0121	2,26	7,9	8,14	8,69
120	0,0131	2,34	8,0	8,24	8,80
150	0,0091	2,12	7,7	7,93	8,47
180	0,0121	2,00	8,4	8,65	9,24
210	0,0150	2,35	9,3	9,58	10,23
240	0,0202	2,55	9,4	9,68	10,34
270	0,0151	2,26	8,9	9,17	9,79
300	0,0177	2,17	8,2	8,45	9,02
330	0,0116	2,33	7,0	7,21	7,70

Tabelle 2-3: Parameter der Windstatistik bei Helgoland – Projektion für das Jahr 2050

Für weitere Standorte im Jade-Weser-Gebiet gibt die Tabelle 2-2 die Zunahme der mittleren Windgeschwindigkeit bis zum Jahr 2050 an. Diese läßt sich z.B. durch Änderung des Formparameters $A(\gamma_W)$ der Weibull-Verteilung auf die in Tabelle 4-2 aufgeführte Windstatistik übertragen. Die Parametrisierung der Windstatistik bei Helgoland ist unter Berücksichtigung der dreiprozentigen Erhöhung der mittleren Windgeschwindigkeit in Tabelle 2-3 aufgeführt und in Abbildung 2-9 beispielhaft für eine Windrichtung von 300° dargestellt. Als Extremszenario ist in Tabelle 2-3 sowie in Abbildung 2-9 außerdem eine zehnpromtente Erhöhung der Windgeschwindigkeit berücksichtigt, um die Sensitivität der Klimafolgenanalyse im Küstenschutz hinsichtlich möglicher Unsicherheiten der Prognose der Windstatistik durch Klimamodellierung einzugrenzen.

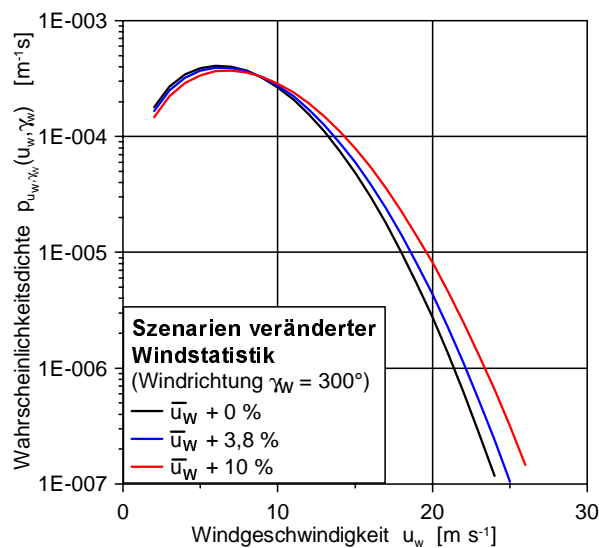


Abbildung 2-9: Szenarien der Wahrscheinlichkeitsdichte der Windgeschwindigkeit im Jahr 2050 an der Station Helgoland für die Windrichtung 300°
 [nach MAI UND VON LIEBERMAN, 2000(b)]

Während hinsichtlich einer Intensivierung der Windgeschwindigkeiten im vergangenen Jahrhundert durchaus konträre Auffassungen vertreten werden (s.o.), wird die Intensivierung des Seegangs im genannten Zeitraum als erwiesen anerkannt. Für den Nordatlantik beträgt der Anstieg der gemittelten signifikanten Wellenhöhe nach HOGBEN [1994] jährlich ca. 3 cm, was u.a. durch aktuelle Auswertungen fortlaufender Satellitenmessungen des Seegangs bestätigt wird [WITTHOEFT UND SADOWKI, 2002]. Die extremen Seegangereignisse im Nordatlantik weisen zudem größere Steigerungen auf, so gibt BOUWS ET AL. [1996] für die 90 %-Quantile der Wellenhöhe westlich Irlands einen jährlichen Anstieg von 3,8 cm/a an, und die WASA-GROUP [1998] leitet einen jährlichen Anstieg von 3,4 cm/a ab. Die Änderung des Seegangsklimas ist auch in der Nordsee [PFITZENMAYER UND VON STORCH, 2000], nicht jedoch in der Ostsee [MIETUS UND VON STORCH, 1997] erkennbar. Der Anstieg der signifikanten Wellenhöhe beträgt in der Nordsee etwa 0,3 % pro Jahr [LAMB UND WEISS, 1979]. Das 99 %-Quantil der signifikanten Wellenhöhe in der Deutschen Bucht erhöht sich seit 1958 um etwa 1,8 cm/a [WEISSE ET AL., 2003].

Aus der Regionalisierung der Ergebnisse der Klimamodelle für das Szenario einer verdoppelten atmosphärischen Kohlendioxid-Konzentration folgt ein Anstieg der 90 %-Quantile der signifikanten Wellenhöhe für Westwindlagen in der nördlichen Nordsee um 25 % [BAUER, 2000] und in der Deutschen Bucht um 0,25 cm [VON STORCH ET AL., 1998(b)].

2.2.2.4 Änderung der Niederschlagsmenge und des Abflusses

Die Änderung des Niederschlags in den Einzugsgebieten der deutschen Ästuar während der letzten 100 Jahre weist deutliche saisonale Unterschiede auf. Während die sommerliche Niederschlagsmenge sich in der Zeit von 1891 – 1991 im Mittel um 10 % verringerte, nahm die Niederschlagsmenge im Winter um 20 % zu (SCHÖNWIESE, 1996). Die Jahresniederschläge über den Einzugsgebieten von Elbe, Weser, Ems und Rhein erhöhten sich von 1891 bis 1990 um etwa 12,9 %, was sich auch in einem Anstieg der mittleren Mündungsabflüsse der Elbe, Weser, Ems und des Rheins von im Mittel 10,5 % widerspiegelt [ENGEL, 1996]. Die 90 %-Quantile des Abflusses weist im Vergleich zum mittleren Mündungsabfluß einen erhöhten Anstieg auf. Für die Elbe am Pegel Neu-Darchau stellt die Abbildung 2-10 die Zeitreihen der 10 %-, 50 %- und 90 %-Quantile des Abflusses sowie deren linearen Trend dar. Während die 90 %-Quantile des Abflusses deutlich mehr als doppelt so stark wächst wie die 50 %-Quantile, weist der jährliche Hochwasserabfluß (HQ) keinen linearen Trend auf [ENGEL, 1996].

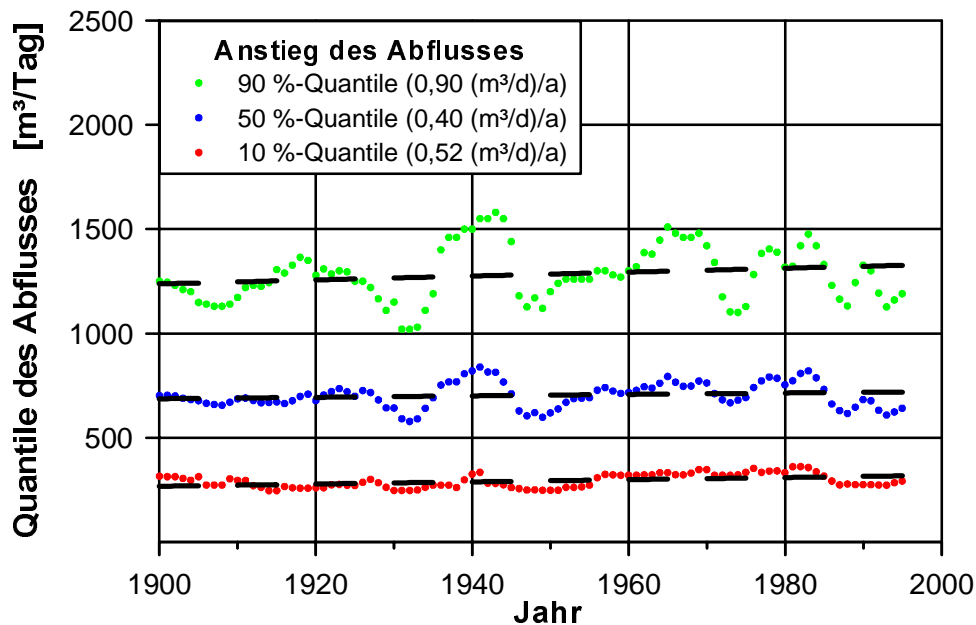


Abbildung 2-10: Anstieg des mittleren Abflusses und seiner Extreme am Pegel Neu Darchau (1900 – 2000)
 Datengrundlage: 10-jähriges Mittel von $Q_{90\%}$, $Q_{50\%}$ und $Q_{10\%}$

Bis zum Jahr 2050 ist mit einer weiteren Erhöhung der mittleren jährlichen Niederschlagsmenge um 10,5 % bis 12,5 % zu rechnen [VON STORCH ET AL., 1998(a)]. Abbildung 2-11 zeigt diesen bis zum Jahr 2100 mit Hilfe statistischen Downscalings der Ergebnisse des globalen Zirkulationsmodells ECHAM berechneten Anstieg der mittleren täglichen Niederschlagsmenge unter Voraussetzung des Emissionsszenarios IS92a. Im Gegensatz dazu ergab das statistische Downscaling von ECHAM-Simulationen durch BARDOSSY [1994] für das Lenne-Gebiet eine Verringerung der mittleren jährlichen Niederschlagsmenge um 5 %. Die Abnahme der Niederschlagsmenge geht auf eine Abnahme des Sommerniederschlags (-18 %) zurück, während im Herbst ein leichter Anstieg (+5 %) zu verzeichnen ist.

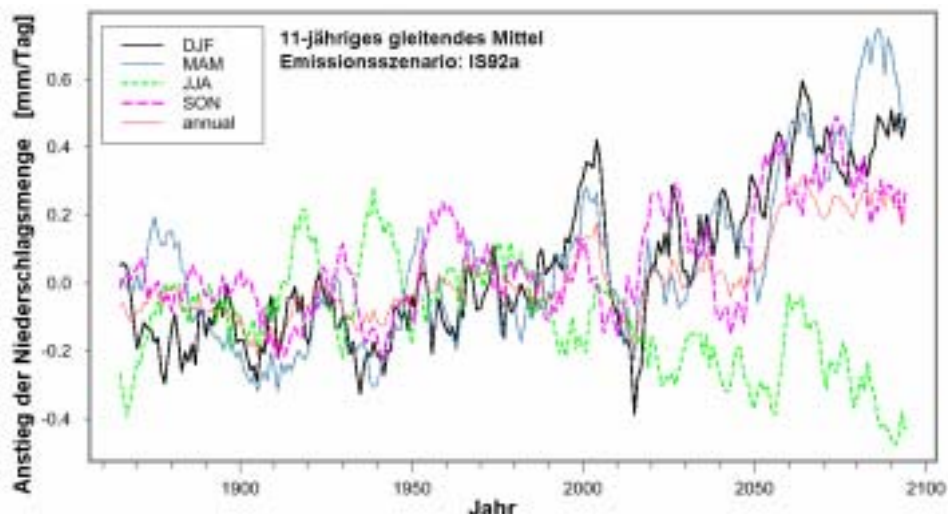


Abbildung 2-11: Änderung der mittleren Niederschlagsmenge in Bremen für das Emissionsszenario IS92a [nach VON STORCH ET AL., 1998(a)]

Der Anstieg der mittleren Niederschlagsmenge infolge von Klimaänderungen zieht, wie im 19. Jahrhundert (s.o.), einen Anstieg des mittleren Mündungsabflusses der deutschen Flüsse nach sich. Die Abbildung 2-12 weist Szenarien einer klimabedingt geänderten Abflußstatistik aus, welche durch einen um 10 % bzw. 12,5 % höheren Mittelwert charakterisiert werden.

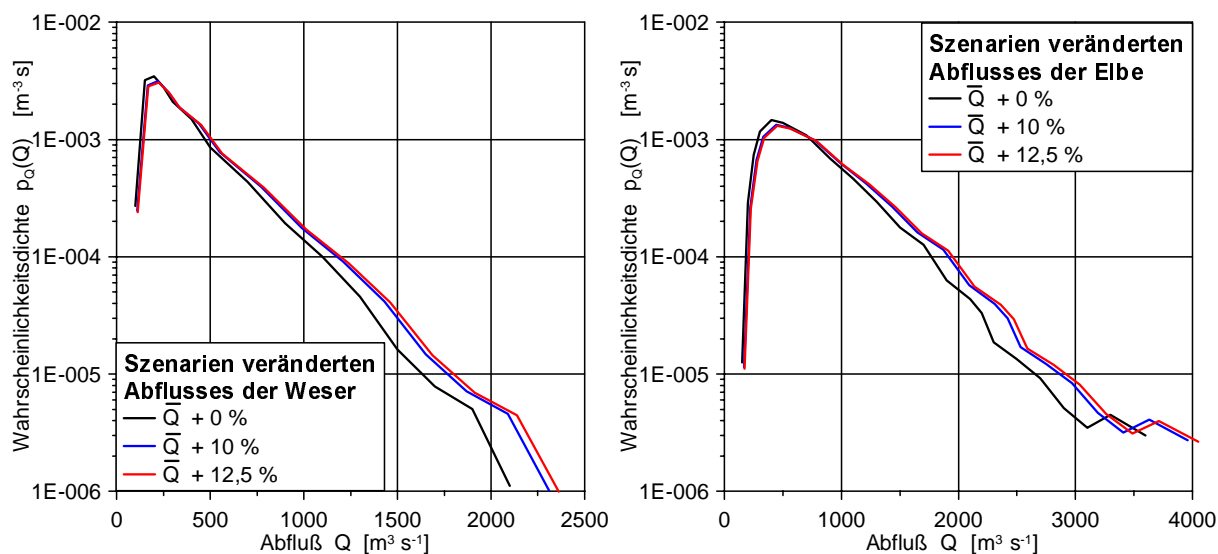


Abbildung 2-12: Szenarien der Wahrscheinlichkeitsdichte des Abflusses von Weser bei Intschede (links) und Elbe bei Neu Darchau (rechts) im Jahr 2050

2.2.2.5 Änderung der Tideströmungen

Der in Kapitel 2.2.2.2 dargestellte klimabedingte Anstieg des Tidehochwassers geht einher mit einer Veränderung der Tidewelle und -strömung. Während sich die Fortschrittsgeschwindigkeit der Tidewelle im Tiefwasser bei einem Wasserstandsanstieg nur wenig ändert, erhöht sich im Flachwasser die Fortschrittsgeschwindigkeit der Tidewelle deutlich [SÜNDERMANN, 1996]. So bedeutet ein Wasserstandsanstieg von 1 m bei 10 m Wassertiefe eine Änderung

der Geschwindigkeit der Tidewelle um 5 %, während bei 1 m Wassertiefe eine Änderung der Geschwindigkeit um 40 % zu erwarten ist. Dies führt speziell in den Ästuaren der Elbe und Weser mit den Großstädten Hamburg und Bremen wegen der Laufzeitverkürzung der Tidewelle zu einer Verkürzung der Vorwarnzeiten bei Sturmflut [DUWE, 2000], wengleich auch an der offenen Nordseeküste die Phasendifferenz der Tidescheitel reduziert wird [STENGEL UND ZIELKE, 1994]. Mit der bei einem (klimabedingt) erhöhten Wasserstand um 1 m vergrößerten Fortschrittsgeschwindigkeit der Tidewelle ist eine Verstärkung des Flutstroms verbunden. So wird von DUWE [2000] in der Deutschen Bucht eine um 12 % erhöhte Flutstromgeschwindigkeit und in der Elbe bei Brunsbüttel eine um 9 % erhöhte Geschwindigkeit vorausgesagt. Die Ebbstromgeschwindigkeiten weisen im Gegensatz dazu eine geringe Abnahme auf [STENGEL UND ZIELKE, 1994]. Aufgrund der Veränderung der Tideströmungen verschiebt sich die Brackwasserzone in den Tideflüssen Weser und Elbe bis zu 1 km stromauf [DUWE, 2000].

2.3 Klimawirkungen

2.3.1 Arten von Klimawirkungen

Die Auswirkungen von Klimaänderungen werden in primäre sowie sekundäre Klimafolgen bzw. -wirkungen unterteilt. Als primäre Klimafolgen werden Wirkungen von Klimaänderungen auf den Ist-Zustand der Küstenzone und seine Subsysteme ohne steuernden Eingriff der menschlichen Gesellschaft definiert. Sekundäre Klimafolgen bezeichnen hingegen die Aus- und Nebenwirkungen anthropogener Reaktionen auf die primären Klimawirkungen [KRUPP UND BLANK, 1995].

2.3.2 Primäre Klimawirkungen auf Küstenregionen

Eine der wesentlichen primären Klimawirkungen eines mit der Klimaänderung einhergehenden beschleunigten Anstiegs des Meeresspiegels ist die Zunahme der jährlich von Überschwemmung bedrohten Bevölkerung. So prognostizieren HOOZEMANS ET AL. [1992] im Falle eines Meeresspiegelanstiegs von 1 m eine Zunahme der weltweit pro Jahr von Überflutung betroffenen Bevölkerung von 40 Mio. Menschen auf 100 Mio. Menschen, während VAN DER WEIDE [1992] im Falle eines Meeresspiegelanstieg von 1 m eine Zunahme der von Überflutung betroffene Bevölkerung von derzeit 150 Mio. Menschen auf 220 Mio. Menschen erwartet. ITTEKOT [1996] schätzt die weltweit pro Jahr von Überflutung betroffene Bevölkerung auf 46 Mio. Menschen und sieht bei einem um 0,5 m erhöhten Tidehochwasser eine Verdoppelung der Betroffenen. Für die deutschen Küstengebiete erhöht sich die bei einer Extremsturmflut betroffene Fläche der überflutungsgefährdeten besiedelten Küstenzone und damit näherungsweise auch die betroffene Bevölkerung um etwa 10 % [abgeleitet aus STERR UND SIMMERING, 1996].

Für den Naturraum ergeben sich infolge eines klimabedingt beschleunigten Meeresspiegelanstiegs speziell Auswirkungen auf die Intertidalflächen [DE GROOT UND ORFORD, 2000] sowie auf die weltweit ca. 300.000 km² von Salzwiesen [HOOZEMANS ET AL., 1992]. Als Folge eines Anstiegs des Meeresspiegels um 1 m ist für Salzwiesen mit einem Flächenverlust von bis zu 40 % zu rechnen [VAN DER WEIDE, 1992]. Außerdem ist eine Verschiebung der Habitate zu erwarten. So ist mit einer leichten Abnahme der benthischen Organismen und

der Populationen von Watvögeln, Gänsen und Enten zu rechnen. Für die deutsche Nordseeküste beträgt die Abnahme der Intertidalfächen bei einem Anstieg des Tidehochwassers um 0,5 m etwa 15 % bei gleichzeitiger Verlängerung der Überflutungsdauer der verbleibenden Flächen um ca. 10 % [TRILATERAL WORKING GROUP ON COASTAL PROTECTION AND SEA LEVEL RISE, 2001]. Daneben ist an den Wattküsten der Nordsee mit einer Rückverlagerung der Barriereinseln um bis zu 1,5 m/Jahr, einem Anwachsen der Außensände sowie der Vertiefung der Seegaten zu rechnen [HOFSTEDE, 1994]. Ebenso erfolgt eine Rückverlagerung der unbefestigten Festlandküste. So ist mit einem Abbruch der Vorlandkanten von jährlich bis zu 2 m bei einem Anstieg des Meeresspiegels um 0,5 m zu rechnen [TRILATERAL WORKING GROUP ON COASTAL PROTECTION AND SEA LEVEL RISE, 2001].

Im Bereich der stark anthropogen geprägten Küstenlinie ist bei einem Meeresspiegelanstieg von 1 m die Sicherheit einerseits von Außendeichsgebieten, z.B. Hafenanlagen, und andererseits auch des bedachten Hinterlands aufgrund der wachsenden Beanspruchung der Küstenschutzanlagen um schätzungsweise 90 % reduziert [STERR UND SIMMERING, 1997]. Gleichzeitig wird sich die Länge der Küstenabschnitte mit Problemen des Sturmflutschutzes stark erhöhen [LOUISSE UND KUIK, 1990]. Eine Zuordnung der Bedeutung einzelner Klimaparameter für die primären Klimawirkungen auf den Küstenschutz ist nach COX UND HORTON [1999] in Tabelle 2-4 gegeben.

	Mittlerer Meeresspiegel	Meeresströmungen	Windstatistik	Seegangsklima	Niederschlag	Temperatur
Verminderung d. Vorstrandstabilität	+	-	+/-	+	+/-	+/-
Strandrückgang	+	-	+/-	+	+/-	+/-
Lastzunahme auf Schutzbauwerke	+	-	+	+	+	-
Zunahme der Überflutungsgefährdung	+	-	+	+	+/-	-

+ große Bedeutung +/- geringe Bedeutung - keine Bedeutung

Tabelle 2-4: Bedeutung einzelner Klimaparameter für die primären Klimawirkungen auf den Küstenschutz [nach COX UND HORTON, 1999]

2.3.3 Sekundäre Klimawirkungen auf Küstenregionen

Die sekundären Klimawirkungen gehen im wesentlichen auf die Küstenschutzmaßnahmen zurück, welche als Reaktion auf die mit einem Meeresspiegelanstieg einhergehende Verminderung der Sicherheit von Küstenschutzanlagen ergriffen werden. In diesem Zusammenhang werden nach LOUISSE UND KUIK [1990] bzw. PROBST [1994] die

Reaktionsstrategien „Rückzug (engl. *withdrawal*)“, „Anpassung (engl. *selective control*)“, „Verteidigung (engl. *full control*)“ und „Vordringen (engl. *expansion*)“ unterschieden. Abbildung 2-13 verdeutlicht die verschiedenen Strategien.

Für die Strategien des Rückzugs bzw. der Anpassung sind die sekundären Klimafolgen überwiegend im terrestrischen Teil der Küstenzone, z.B. als Einschränkung der landwirtschaftlichen bzw. gewerblich/industriellen Nutzung oder Verlust exklusiver Wohnlagen, zu erwarten. Die Strategien der Verteidigung bzw. des Vordringens beeinflussen hingegen eher den aquatischen Teil. Wirtschaftliche Konsequenzen werden bei der Strategie der Verteidigung und des Vordringens aufgrund der dann erforderlichen, auch als „Verfälschung der Küste“ bezeichneten, massiven Küstenschutzanlagen im Bereich des Tourismus zu erwarten sein, da die intakte Natur und Umwelt den wichtigsten Angebotsfaktor der Küste darstellt [FEIGE ET AL., 1999].

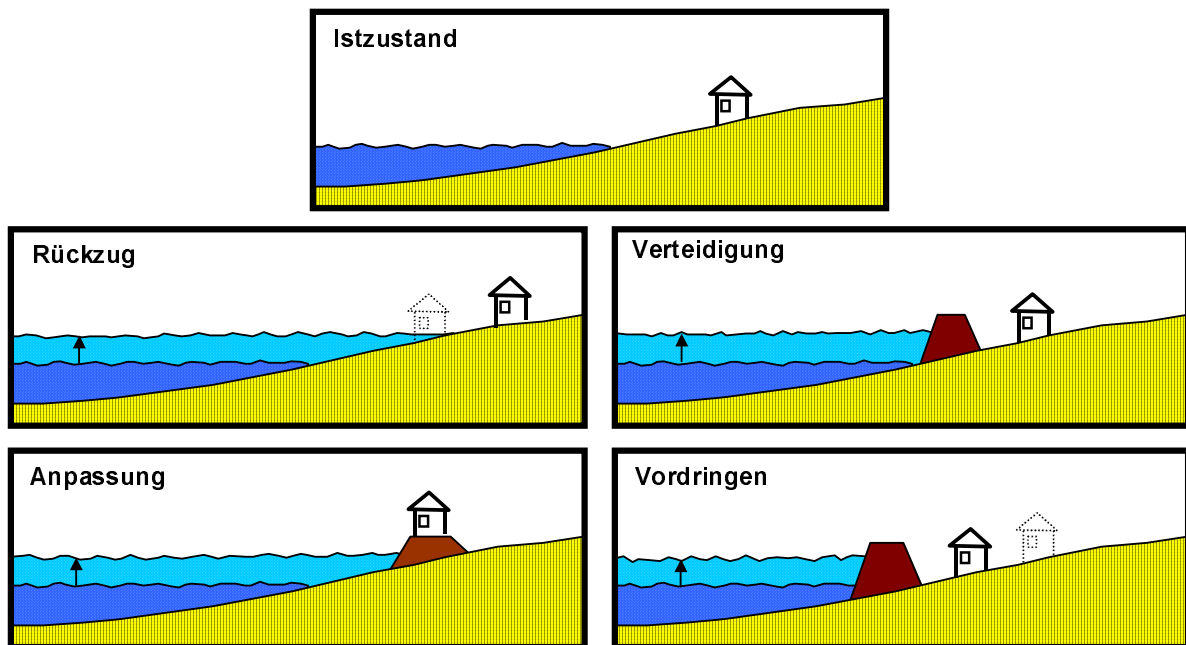


Abbildung 2-13: Küstenschutzstrategien als Reaktion auf einen Meeresspiegelanstieg
[nach PROBST, 1994]

Die derzeitige Strategie im deutschen Küstenschutz orientiert sich sehr stark an dem Prinzip der Verteidigung der überwiegend durch Deiche markierten Küstenlinien. Ein Strategiewechsel, welcher nach Klimaänderung bei Überschreiten eines kritischen Meeresspiegelanstiegs [RHODE, 1988] aus technischen (unzureichende Tragfähigkeit des Untergrunds bzw. zu enges Baufeld), soziologischen (mangelnde Akzeptanz) oder wirtschaftlichen (ungünstiges Kosten-Nutzen-Verhältnis) Gründen erforderlich wird, wird trotz beträchtlicher Widerstände in der Bevölkerung eher zum Prinzip der Anpassung bzw. des Rückzuges erfolgen, da ein Vordringen aufgrund der damit verbundenen Eingriffe in den Nationalpark Wattenmeer sehr unwahrscheinlich erscheint [PROBST, 1994]. Die zukünftigen Strategien werden somit nicht mehr den Schutz auf der gesamten Küstenlinie in gleichem Umfang gewährleisten, sondern mögliche Folgen von Sturmfluten durch ein effektives integriertes Küstenzonenmanagement (engl. *Integrated Coastal Zone Management*, ICZM), welches u.a.

die Anlage von rückwärtigen Deichen, Warften und hochwasserfreien Verkehrswegen, aber auch die Versicherung möglicher Sturmflutschäden beinhaltet, zu minimieren suchen [ITTEKOT, 1996].

Für die Entwicklung geeigneter zukünftiger Strategien zum Schutz deutscher Küstenregionen bildet die Analyse der, im Hinblick auf die Gefährdung durch Sturmfluten, mit den in Kapitel 2.2 dargestellten Klimaänderungen verbundenen Klimafolgen die entscheidende Grundlage. In diesem Zusammenhang sind die in Tabelle 2-4 gegebenen qualitativen Zusammenhänge zwischen Klimaparametern und Klimawirkungen zu quantifizieren. Die probabilistische Risikoanalyse eignet sich in besonderem Maße für diese Quantifizierung, da sich aus ihr (im Gegensatz zu einem deterministischen Vorgehen) sowohl die im Zuge eines Klimawandels zu erwartende Verminderung der Sicherheit des in Kapitel 3.1 näher erläuterten Küstenschutzsystems als auch die zu erwartende Zunahme der Versagensfolgen ergibt. Eine detaillierte Darstellung des Konzeptes der Risikoanalyse für die Küstenzone findet sich im Kapitel 3.

3 Risikoanalyse für die Küstenzone

3.1 Küstenschutzsysteme

Der Schutz einer Küste wird typischerweise durch ein System von Schutzelementen gewährleistet. An den deutschen Tideküsten der Nordsee ist der systemare Charakter des Küstenschutzes besonders ausgeprägt.

Küstenschutzelement	Räumliche Ausprägung			Funktion				Entstehung	
	flächig	linear	punktuell	Seegangs-dämpfung	Erosions-schutz	Hochwas-serschutz	Binnenent-wässerung	natürlich	künstlich
Außensand	X			X				X	
Riff / Riffbogen		X		X				X	
Buhne / Querwerk		X		X	X				X
Strand	X			X				X	
Deckwerk / Längswerk		X			X				X
Dünen		X				X		X	
Insel	X			X				X	
Hallig	X			X				X	
Wurt / Warft			X			X			X
Watt	X			X				X	
Lahnung	X			X	X				X
Vorland	X			X				X	
Sommerdeich		X		X					X
Deich		X				X			X
Hochwasserschutzwand		X				X			X
Sperrwerk			X			X			X
Schöpfwerk			X				X		X
Siel			X				X		X

Tabelle 3-1: Übersicht über die Küstenschutzelemente und deren Klassifizierung

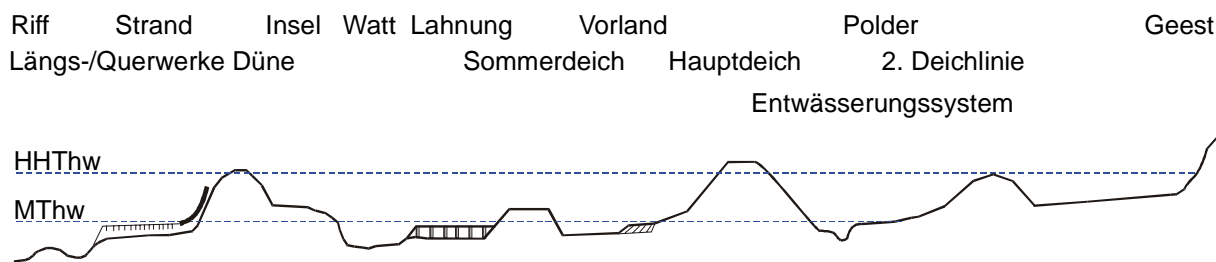


Abbildung 3-1: Aufbau des Küstenschutzsystems
 [MAI ET AL., 1996]

Abbildung 3-1 zeigt schematisch den Aufbau eines Küstenschutzsystems [ZIMMERMANN UND MAI, 1998] bzw. eines Hochwasser- und Küstenschutzsystems (HuKs) [KORTENHAUS UND OUMERACI, 2000]. Eine Klassifizierung der Küstenschutzelemente bzw. Hochwasser- und Küstenschutzelemente (HuKe) kann entsprechend ihrer räumlichen Ausprägung, ihrer Funktion [VON LIEBERMAN, 1999] sowie ihrer Entstehung (natürlich / künstlich) erfolgen. Hinsichtlich der räumlichen Ausprägung werden flächige, lineare und punktuelle Küstenschutzelemente unterschieden. Als Funktionen der Schutzelemente sind die Seegangsdämpfung, der Erosionsschutz, der Hochwasser- bzw. Sturmflutschutz sowie die Binnenentwässerung zu nennen. Eine Übersicht über die verschiedenen Küstenschutzelemente sowie deren Klassifizierung gibt Tabelle 3-1. Für den Hochwasserschutz sind die Schutzelemente Hauptdeich, Hochwasserschutzwand und Sperrwerk sowie das natürliche Schutzelement Düne von besonderer Bedeutung [VRIJLING, 1987, OUMERACI, 2001]. Die Belastung auf diese Elemente des Hochwasserschutzes und damit ihre Sicherheit wird stark durch die vorgelagerten Schutzelemente beeinflusst. Für den in Lee gelegenen Hauptdeich an offenen Festlandsküsten bringt z.B. das Vorhandensein von Sommerdeich [ERCHINGER, 1974] sowie breitem Vorland [MAI UND VON LIEBERMAN, 2001a] eine entscheidende Reduzierung der Belastung und damit einen erheblichen Sicherheitsgewinn. Eine Quantifizierung des Sicherheitsgewinns ist mit Hilfe der probabilistischen Bemessung möglich.

3.2 Methodik der probabilistischen Risikoanalyse

Die probabilistische Risikoanalyse (engl. *probabilistic risk analysis*, PRA) [KORTENHAUS UND OUMERACI, 2001] ist zentraler Bestandteil eines Risikomanagements für die Küstenzone, dessen Ablauf in Abbildung 3-2 verdeutlicht wird.

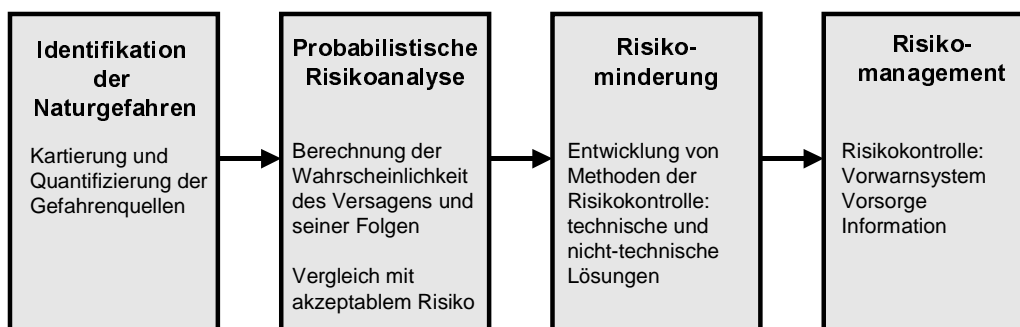


Abbildung 3-2: Bestandteile des Risikomanagements
 [nach PLATE, 1995]

Die Identifikation der Naturgefahren (engl. *hazard identification*) erfordert nach der KATASTROPHENSCHUTZORGANISATION DER VEREINTEN NATIONEN (engl. *UNITED NATIONS DISASTER RELIEF ORGANISATION*, UNDRO) einerseits eine qualitative Analyse der Naturgefahren, aber andererseits auch eine Quantifizierung ihrer Eintrittswahrscheinlichkeit. In der Analyse der Klimafolgen für die Sicherheit von Küstenschutzsystemen stellen Sturmfluten die wesentliche Gefahr dar. Die Quantifizierung der Sturmflutwahrscheinlichkeit und ihrer klimabedingten Änderung erfolgt über die Eintrittswahrscheinlichkeiten von Tidewasserständen und Seegang.

Die probabilistische Risikoanalyse als Teil des Küstenzonenmanagements ist in die in Abbildung 3-3 dargestellten Teilschritte untergliedert. Es lassen sich die Hauptteile „Berechnung der Versagenswahrscheinlichkeit“ und „Berechnung der Folgeschäden“ unterscheiden. Die Entwicklung der Methodik der Risikoanalyse geht auf Untersuchungen zur Sicherheit von Ingenieurbauwerken [siehe z.B. SCHUËLLER, 1981] zurück und hat für diese bereits im Jahr 1981 Eingang in die deutsche Normung [NORMENAUSSCHUß BAUWESEN NABAU, 1981] gefunden. In Deutschland hat – im Gegensatz zu den Niederlanden [VERGEER, 1990] – die Risikoanalyse als Teil des Küstenzonenmanagements noch keinen Eingang in Empfehlungen gefunden.

Die Grundlage der Berechnung der Versagenswahrscheinlichkeit von Küstenschutzsystemen ist die Analyse möglicher Versagensmechanismen, was zunächst eine Klassifizierung der Hochwasserschutzzelemente erfordert [MEADOWCROFT ET AL., 1994]. Die mathematische Beschreibung des Versagens erfolgt durch sogenannte Grenzzustandsgleichungen (engl. *limit state function*), welche als Differenz von Belastbarkeit und Belastung der Hochwasserschutzzelemente definiert sind. Die Wahrscheinlichkeit eines Überschreitens der Belastbarkeit von Hochwasserschutzzelementen bei Sturmfluten definiert so die Versagenswahrscheinlichkeit.



Abbildung 3-3: Arbeitsschritte einer Risikoanalyse für die Küstenzone
[ZIMMERMANN UND MAI, 1998, nach VERGEER, 1990]

Das Produkt der Versagenswahrscheinlichkeit des Küstenschutzsystems und der mit dem Versagen verbundenen Konsequenzen, z.B. infolge der Überflutung des Hinterlands, definieren schließlich das Risiko der Küstenzone¹.

Aufbauend auf den Ergebnissen der probabilistischen Risikoanalyse ist eine Entwicklung von Methoden und Maßnahmen zur Risikominderung möglich. Technische Maßnahmen zur Risikominderung sind z.B. Deicherhöhungen, Sturmflutentlastungspolder und Sperrwerke sowie zweite Deichlinien. Während die Deicherhöhungen, Sturmflutentlastungspolder und Sperrwerke auf eine Verminderung der Versagenswahrscheinlichkeit des Küstenschutzsystems abzielen, wird durch eine zweite Deichlinie die unmittelbar überflutungsgefährdete Fläche und damit der Folgeschaden reduziert (Abbildung 3-4). Als nicht-technische Maßnahmen zur Risikominderung sind der vollständige Rückzug aus den sturmflutgefährdeten Küstengebieten, also ein Wechsel der Küstenschutzstrategie, aber auch die Verbesserung der Vorwarnsysteme und des Katastrophenschutzes, z. B. durch Ausweisung von Fluchtwegen, [KOPPE ET AL., 1999] zu nennen. Die Auswahl der Handlungsalternativen zur Risikominderung stellt schließlich ein Mehrziel-Optimierungsproblem unter Unsicherheit dar [VRIJLING ET AL., 1990/1994].

Schließlich ist es Aufgabe des Risikomanagements, den Informationsfluß zur Gefährdung und Sicherheit der Küstenzone unter den verschiedenen Akteuren in der Küstenzone, d.h. den Ingenieuren, den Politikern und der Bevölkerung, zu gewährleisten, um so eine optimale Vorbereitung auf die Naturkatastrophe infolge einer Sturmflut zu gewährleisten [PLATE, 1995].

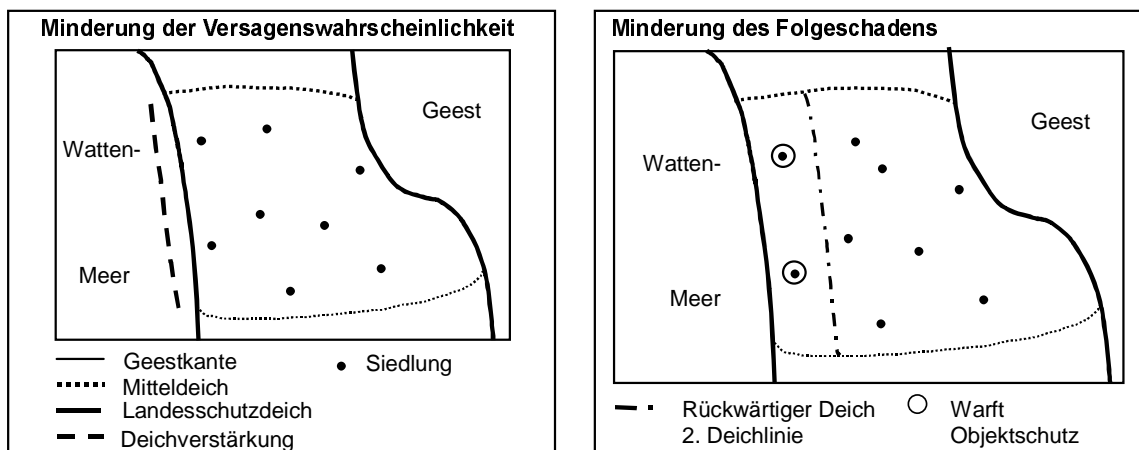


Abbildung 3-4: Risikominderung durch Reduzierung der Versagenswahrscheinlichkeit des Küstenschutzsystems (links) bzw. durch Reduzierung der unmittelbar überflutungsgefährdeten Fläche (rechts)
 [nach HOFSTEDE UND PROBST, 1999]

¹ Neben diesem objektiven, in den Natur- und Ingenieurwissenschaften sowie der Volkswirtschaftslehre akzeptierten Risikobegriff finden insbesondere in den Sozial- und Medienwissenschaften alternative Definitionen des Begriffs „Risiko“ Verwendung. Eine Übersicht über die Definition des Begriffs „Risiko“ in den an einem integrierten Küstenzonenmanagement beteiligten Fachdisziplinen wird durch SCHUCHARD UND SCHIRMER [2002] gegeben.

3.3 Gefährdung der Küstenzone

3.3.1 Gefährdungsbestandteile

Die Gefährdung der deutschen Küstenzonen ist im wesentlichen auf extreme Sturmfluten zurückzuführen. Die maßgebenden Belastungen auf das Küstenschutzsystem resultieren aus den um mehr als 3 m gegenüber der mittleren Tide erhöhten Wasserständen sowie aus starker Seegangsbelastung. Der Einfluß der Tideströmungen auf das Küstenschutzsystem ist erheblich geringer und beschränkt sich weitestgehend auf die den Hauptschutzelementen vorgelagerten Küstenschutzelemente, wie z.B. die Vorlandkante.

3.3.2 Tidewasserstand

Für die deutsche tidebeeinflusste Nordseeküste stellen die alternierenden Tidewasserstände den wesentlichen Belastungsparameter und damit auch den entscheidenden Parameter bei der Bemessung dar. Das Tidegeschehen in der Deutschen Bucht, wie in der gesamten Nordsee, ist geprägt durch das Einlaufen einer aus dem Atlantik kommenden Gezeitenwelle bei Schottland, welche die Nordsee aufgrund der Coriolis-Kraft entgegen dem Uhrzeigersinn durchläuft. Die wesentliche Partialtide stellt dabei die halbtägige Mondtide dar. Dementsprechend liegt in der Nordsee eine M2-Mitschwinggezeit vor [DEFANT, 1961 und 1973]. Die Amplitude der Partialtide M2 steigt für die deutsche Nordsee von 1,05 m bei Borkum auf 1,56 m bei Büsum an (siehe Tabelle 3-2). Der astronomisch bedingte Tidehub Th_b , d.h. die Differenz von Tidehochwasser (Thw) und Tideniedrigwasser (Tnw), beträgt im Mittel 2,16 m bis 3,17 m (siehe Tabelle 3-2). In den Ästuaren ergibt sich aufgrund der Superposition von einlaufender Tidewelle und reflektierter Tidewelle teilweise ein deutlich größerer, astronomisch bedingter Tidehub. So steigt in der Weser der mittlere Tidehub von etwa 3,77 m bei Bremerhaven (Alter Leuchtturm) auf etwa 4,08 m bei Bremen (Große Weserbrücke) an (siehe Tabelle 3-3).

Pegel	Amplitude der M2-Gezeit [m]	Mittlerer Tidehub (1989 - 1998) [m]	Max. theo. Tidehub (astronomisch) [m]
Borkum	1,05	2,39	4,03
Bremerhaven	1,52	3,70	5,53
Büsum	1,56	3,24	5,88
Cuxhaven	1,34	2,98	5,19
Helgoland	1,09	2,40	4,26
Wilhelmshaven	1,54	3,81	5,70

Tabelle 3-2: Amplitude der Partialtide M2 sowie mittlerer und maximaler theoretischer Tidehub an der deutschen Nordseeküste – Astronomischer Anteil [SERVICE HYDROGRAPHIQUE ET OCEANOGRAPHIC DE LA MARINE, 1984, LANDESAMT FÜR NATUR UND UMWELT SCHLESWIG-HOLSTEIN, 2000]

Untere Ems		Unterweser		Untere Elbe	
Pegel	MThb (1989 – 1998) [m]	Pegel	MThb (1989 – 1998) [m]	Pegel	MThb (1989 – 1998) [m]
Emden, Neue Seeschleuse	3,20	Fedderwardersiel	-	Cuxhaven, Steubenhöft	2,98
Leerort	3,21	Wremertief	-	Otterndorf	2,92
Papenburg	3,23	Bremerhaven, Alter LT	3,70	Glückstadt	2,82
Herbrum	2,64	Brake	3,85	Stadersand	3,02
		Farge	3,78	Hamburg, Blankenese	3,34
		Veegesack	3,87	Hamburg, Seemannshöft	3,45
		Bremen, Gr. Weserbrücke	4,08	Hamburg, St. Pauli	3,57
				Hamburg, Schöpfstelle	3,60
				Hamburg-Harburg	3,63
				Bunthaus	3,27
				Zollenspieker	2,60

Tabelle 3-3: Mittlerer Tidehub (MThb) an deutschen Ästuaren [NIEDERSÄCHSISCHES LANDESAMT FÜR ÖKOLOGIE, 2000, FREIE UND HANSESTADT HAMBURG – WIRTSCHAFTSBEHÖRDE, STROM- UND HAFENBAU, 2000]

Dieser Umstand wird durch den Ausbau der Tideflüsse, besonders der Unterweser und der Untere Elbe, zu immer leistungsfähigeren Wasserstraßen noch verschärft. Z.B. betrug im Jahre 1882 der Tidehub in Bremen 0,13 m, während er heute auf 4,18 m angestiegen ist [WETZEL, 1987]. Die für den Tidehub gemachten Aussagen gelten im Prinzip auch für den Tidehochwasserstand. So tritt bei Helgoland das mittlere Tidehochwasser (MThw) mit 0,86 mNN ein und nimmt von 1,12 mNN bei Borkum nach Osten auf 1,60 mNN bei Büsum zu. Auch das Tidehochwasser (Thw) ist, wie der Tidehub (Thb), in den Ästuaren der Ems, Jade, Weser und Elbe gegenüber dem der offenen Küste deutlich erhöht. So beträgt das Thw an der großen Weserbrücke bei Bremen 2,49 mNN. Einen Überblick über die mittleren Tidehochwasserstände an der deutschen Nordseeküste und seinen Ästuaren gibt Tabelle 3-4.

Während das Tidehochwasser astronomisch bedingt maximal Schwankungen von 50 % bis 80 % – also ca. 0,6 m bei Helgoland, ca. 0,9 m bei Bremerhaven und ca. 1,3 m bei Bremen – bzw. im Jahresmittel Spring-Nipp-Schwankungen von bis zu 15 % – also ca. 0,2 m bei Helgoland, ca. 0,25 m bei Bremerhaven und ca. 0,3 m bei Bremen – aufweist, ergeben sich z.B. bei Sturmfluten deutlich größere Abweichungen, was i.w. auf meteorologische Effekte zurückzuführen ist.

Pegel	MThw (1989–1998) [mNN]	Pegel	MThw (1989–1998) [mNN]	Pegel	MThw (1989–1998) [mNN]
Borkum, Fischerbalje	1,12	Husum	1,66	Bremerhaven, Alter LT	1,78
Norderney, Riffgatt	1,19	Pellworm	1,51	Brake	2,04
Bensersiel	1,41	Strucklah- nungshörn	1,52	Farge	2,18
Wilhelms- haven, A. V.	1,79	Hooge	1,33	Vegesack	2,33
Vareler Schleuse	1,82	Schlüttsiel	1,55	Bremen, Gr. Weserbrücke	2,49
Mellumplate	1,42	Wittdün	1,22	Cuxhaven, Steubenhöft	1,50
LT Alte Weser	1,38	Wyk	1,31	Otterndorf	1,50
Helgoland	0,86	Dagebüll	1,35	Glückstadt	1,56
LT Großer Vogelsand	1,48	Hörnum	0,96	Stadersand	1,72
Neuwerk	1,49	List	0,81	Hamburg, Blankenese	1,97
Friedrichskoog	1,58	Emden, Neue Seeschleuse	1,45	Hamburg, Seemannshöft	2,01
Blauort	1,49	Leerort	1,68	Hamburg, St. Pauli	2,09
Büsum	1,60	Papenburg	1,79	Hamburg, Schöpfstelle	2,17
Helmsander- koog	1,65	Herbrum	1,94	Hamburg- Harburg	2,15
Eidersperwerk	1,52	Fedderwarder- siel	1,66	Bunthaus	2,24
Everschopsiel	1,56	Wremertief	1,68	Zollenspieker	2,43

Tabelle 3-4: Mittleres Tidehochwasser (MThw) an der deutschen Nordseeküste und ihren Ästuaren [NIEDERSÄCHSISCHES LANDESAMT FÜR ÖKOLOGIE, 2000, FREIE UND HANSESTADT HAMBURG – WIRTSCHAFTSBEHÖRDE, STROM- UND HAFENBAU, 2000, LANDESAMT FÜR NATUR UND UMWELT SCHLESWIG-HOLSTEIN, 2000]

Im Einzelnen werden folgende Einflußfaktoren unterschieden [SIEFERT U. MURTY, 1991]:

Winderzeugter Anstau: An Flachmeerküsten führt die durch den Wind auf die Wasseroberfläche übertragene Schubspannung zu einem Wasserspiegelgradienten [DIETRICH ET. AL., 1975]. Im Gleichgewicht gilt

$$\frac{d\zeta}{ds} = \frac{\rho_L}{\rho_W} \cdot \frac{c_D \cdot u_W^2}{g \cdot d}$$

mit

ζ : Wasserspiegellage

ρ_L : Dichte der Luft ($\rho_L \approx 1,225 \text{ kg/m}^3$)

ρ_W : Dichte des Meerwassers ($\rho_W \approx 1030 \text{ kg/m}^3$)

c_D : Reibungskoeffizient ($c_D = (0,75 + \alpha_u u) 10^{-3}$ mit $\alpha_u = 0,067 \text{ m}^{-1}\text{s}$ [GARRATT, 1977])

d : Wassertiefe ($d \approx 15 \text{ m}$, Näherung für die Deutsche Bucht)

g : Erdbeschleunigung ($g = 9,81 \text{ m/s}^2$)

s : Strecke in Windrichtung

u_W : Windgeschwindigkeit ($u \approx 24 \text{ m/s}$, typisch für Sturmfluten an der Nordsee)

Der winderzeugte Anstau ist in der Deutschen Bucht bei langanhaltendem NW-Wind maximal. Dieser wird i.d.R. von einem kalten Tiefdruckgebiet mit relativ schwachem Druckgradienten erzeugt, das langsam auf einer Zugbahn weit nördlich des offenen Randes der Nordsee verläuft [HUBER, 2000]. Die Dauer kann bei Vorliegen dieses sog. „Tiefs vom Windstautyp“ bis zu 36 Stunden bei Windgeschwindigkeiten von etwa 9 Bft ($\approx 20,8 \text{ m/s}$ bis $24,4 \text{ m/s}$ [DIETRICH ET AL., 1975]) betragen. Für typische Windstreichlängen von $s \approx 300 \text{ km}$ ergibt sich dann gemäß der dargestellten Abschätzung eine winderzeugte Anhebung des Wasserspiegels an der deutschen Küste von etwa 3,2 m. Da die Anhebung umgekehrt proportional zur Wassertiefe ist, ergibt sich bei Tideniedrigwasser ein höherer windbedingter Anstau als bei Tidehochwasser und an den Festlandküsten der Nordsee ein höherer Anstau als an den Inseln.

Fernwellen: Sie gehen auf Tiefwasser-Sturmfluten (engl. *deep water surges*), d.h. durch meteorologische Effekte (Luftdruckänderung, Windschub) hervorgerufene Wasserstandsänderungen auf den Ozeanen außerhalb der Schelfgebiete, zurück. Diese Tiefwasser-Sturmfluten breiten sich in die Gebiete der Schelfe und Randmeere aus. An den deutschen Küsten entstehen sie als Folge eines nördlich von Schottland langsam nach Osten ziehenden, ausgedehnten, kalten Tiefdruckgebiets mit relativ schwachem Druckgradienten, was einen Wassermassentransport erzeugt [HUBER, 2000]. Dieser Druckgradient ruft an der schottischen Küste eine Randwelle hervor, deren Amplitude aufgrund des Aufsteilens an der Schelfkante zur Küste zunimmt. Die so entstandene Randwelle breitet sich entlang der Küste Großbritanniens nach Süden aus und erreicht über die niederländische Küste nach etwa 12 bis 15 Stunden die Deutsche Bucht. Die Amplitude wird von HUBER [2000] mit maximal 0,8 m, vom AUSSCHUß FÜR KÜSTENSCHUTZWERKE [1993] mit bis zu 1 m, von GÖNNERT [2000] mit bis zu 1,1 m und von KOOPMANN [1962] mit bis zu 0,95 m bei Tidehochwasser bzw. mit bis zu 1,2 m bei Tideniedrigwasser angegeben. Die Dauer der Fernwellen beträgt typischerweise 8 bis 36 Stunden, bzw. maximal 91 Stunden.

Beckenschwingungen (Seiches): Die Anregung von abgegrenzten Meeresteilen zu Eigenschwingungen (Seiches) erfolgt durch Luftdruckänderungen, deren Periode in Resonanz zur Eigenperiode des Meeresbeckens ist, bzw. durch den windbedingten Anstau des Wassers an einer Berandung des Meeresgebietes [DIETRICH ET AL., 1975] und das anschließende plötzliche Abflauen des Windes (sog. *return surges* [AUSSCHUß FÜR KÜSTENSCHUTZWERKE, 1993]). Während für die Ostsee Seiches die Extremwasserstände wesentlich beeinflussen, ist an den Küsten der Nordsee wegen des weiten, offenen nördlichen Randes nur eine geringer Einfluß festzustellen [HUBER, 2000].

Druckgefälle: Luftdruckunterschiede über Meeresgebieten führen zu Unterschieden in der Wasserspiegellage. Im Gleichgewicht gilt

$$\frac{d\zeta}{ds} = \frac{1}{\rho_w \cdot g} \cdot \frac{dp_a}{ds}$$

mit

ζ : Wasserspiegellage

ρ_w : Dichte des Meerwassers ($\rho_w \approx 1030 \text{ kg/m}^3$)

g : Erdbeschleunigung ($g = 9,81 \text{ m}^2/\text{s}$)

p_a : atmosphärischer Druck

s : Strecke entlang des Druckgradienten

Liegt die Küste im Zentrum eines Tiefdruckgebiets, so ist der Luftdruck gegenüber Normaldruck um bis zu 50 hPa reduziert, was eine Erhöhung des Wasserstands in Küstennähe um bis zu 0,5 m zur Folge hat. Für die Extremwasserstände bei Sturmflut hat ein Druckgefälle (in Nord-Süd-Richtung) nur geringe Bedeutung, da die Zugbahn der Tiefdruckgebiete i. d. R. weit nördlich der deutschen Nordseeküsten verläuft. In diesem Zusammenhang werden drei charakteristische Arten von Sturmtiefs unterschieden, nämlich der schwere kurze Sturmfluten verursachende Jütland-Typ mit Zugbahnen zwischen 55°N und 57°N, der schwere langandauernde Sturmfluten verursachende Skandinavien-Typ mit Zugbahnen zwischen 60°N und 65°N und die Zwischenform des Skagarrak-Typs mit Zugbahnen zwischen 57°N und 60°N, [SIEFERT U. MURTY, 1991]. Ihre Entstehungsgeschichte wird durch RODEWALD [1965] eingehend diskutiert.

Oberwasserabfluß: Im oberen Tidebereich der Ästuarie der Nordsee, wo die Oberwassermenge groß im Vergleich zu der Tidewassermenge ist, beeinflusst der Oberwasserabfluß die Tidewasserstände maßgeblich [AUSSCHUß FÜR KÜSTENSCHUTZWERKE, 1993]. So beträgt z.B. der maximale tidebedingte Durchfluß bei Robbensüdsteert in der Außenweser bis zu 40.000 m³/s [RUDOLPH, 2004], während er in Bremen bis zu 5.000 m³/s ausmacht. Der Oberwasserabfluß beträgt im Vergleich dazu bis zu 3.500 m³/s, d.h. in Robbensüdsteert etwa 9 % des tidebedingten Durchflusses und in Bremen etwa 70 %. Durch den Oberwasserabfluß wird in der Weser bei Bremen eine Erhöhung des Tidehochwasserstands von bis zu 1,4 m angegeben [RUDOLPH, 2004]. In der Elbe bei Hamburg ist eine oberwasserbedingte Erhöhung der Tidehochwasser von 0,38 m (St.

Pauli) bis 0,95 m (Zollenspieker) im Falle des höchsten Abflusses (HHQ) von 3.840 m³/s [KRAUSE ET AL., 1988] und in der Ems bei Papenburg (ohne Berücksichtigung des im Bau befindlichen Sperrwerks bei Gandersum) von 0,6 m anzusetzen [RUDOLPH, 2004].

An der Ostseeküste ist im Gegensatz zur Nordsee der Oberwasserzufluß unbedeutend und ohne Einfluß auf die Sturmflutwasserstände.

Zur Vereinfachung der Analyse der Tidehochwasserstände werden die genannten Einflußfaktoren i. d. R. nicht getrennt behandelt, sondern unter dem Begriff Windstau zusammengefaßt. Der Windstau ergibt sich dementsprechend als Differenz von eingetretener und (ungestörter) astronomisch vorhergesagter Tide, d. h.

$$\begin{aligned}\Delta Tw_{\text{Windstau}}(t) &= Tw_{\text{vorh}}(t) - Tw_{\text{astro}}(t) \\ &= \Delta Tw_{\text{Wind}}(t) + \Delta Tw_{\text{Fern}}(t) + \Delta Tw_{\text{Seiches}}(t) + \Delta Tw_p(t) + \Delta Tw_Q(t)\end{aligned}$$

mit

- $Tw_{\text{vorh}}(t)$: eingetretener Tidewasserstand zum Zeitpunkt t
- $Tw_{\text{astro}}(t)$: vorausberechneter (astronomischer) Tidewasserstand zum Zeitpunkt t
- $\Delta Tw_{\text{Windstau}}(t)$: Windstau
- $\Delta Tw_{\text{Wind}}(t)$: Erhöhung des Tidewasserstands infolge des Windschubs
- $\Delta Tw_{\text{Fern}}(t)$: Erhöhung des Tidewasserstands infolge von Fernwellen
- $\Delta Tw_{\text{Seiches}}(t)$: Erhöhung des Tidewasserstands infolge von Seiches
- $\Delta Tw_p(t)$: Erhöhung des Tidewasserstands infolge von Luftdruckdifferenzen
- $\Delta Tw_Q(t)$: Erhöhung des Tidewasserstands infolge des Oberwasserabflusses

Für die deutsche Nordsee ergaben sich aufgrund der genannten Einflußfaktoren bisher Tidehochwasserstände von bis zu 3,60 mNN bei Helgoland, 4,10 mNN am Leuchtturm Alte Weser, 5,10 mNN bei Cuxhaven und von 6,53 mNN in der Norderelbe in Hamburg. Die Tabelle 3-5 weist die bisher gemessenen maximalen Sturmflutwasserstände aus und ordnet ihnen das Eintrittsjahr zu.

Die Auslegung des Küstenschutzes erfolgt jedoch derzeit nicht direkt unter Annahme des höchsten eingetretenen Tidehochwassers (HHThw), sondern i.d.R. auf der Grundlage von Bemessungswasserständen (BWst), welche nach dem Einzelwert-Verfahren, dem Vergleichswert-Verfahren, dem statistischen Verfahren oder durch Kombination der genannten Verfahren ermittelt werden. In Niedersachsen erfolgt die Festlegung nach dem Einzelwert-Verfahren (auch a-b-c-d-Verfahren), welches den Bemessungswasserstand folgendermaßen definiert [AUSSCHUß FÜR KÜSTENSCHUTZWERKE, 1993]:

$$BWst = MThw + \Delta Thw_{\text{Spring}} + \Delta Thw_{\text{Windstau}} + \Delta Thw_{\text{säkular}}$$

mit

- $\Delta Thw_{\text{Spring}}$: maximale Springerhöhung des Tidehochwassers
- $\Delta Thw_{\text{Windstau}}$: maximale Erhöhung des Tidehochwassers durch Windstau
- $\Delta Thw_{\text{säkular}}$: säkularer Anstieg des Tidehochwassers (i.d.R. angesetzt mit 0,30 m)

Die Absicherung des nach dem Einzelwertverfahren festgelegten Bemessungswasserstands erfolgt mit Hilfe des Vergleichswert-Verfahrens, welches den Bemessungswasserstand aus

dem höchsten Tidehochwasserstand (HHThw) ermittelt [BEZIRKSREGIERUNG WESER-EMS, 1997]:

$$BWst = HHThw + \Delta Thw_{Zuschlag}$$

mit

$\Delta Thw_{Zuschlag}$: Sicherheitszuschlag zum Tidehochwasserstand (i.d.R. angesetzt mit 0,50 m)

In Schleswig-Holstein kommt neben dem Einzelwertverfahren und dem Vergleichswertverfahren zusätzlich ein statistisches Verfahren zur Anwendung [MINISTERIUM FÜR LÄNDLICHE RÄUME, LANDESPANUNG, LANDWIRTSCHAFT UND TOURISMUS DES LANDES SCHLESWIG-HOLSTEIN, 2001]. Dieses fordert, daß der Bemessungswasserstand eine Überschreitungswahrscheinlichkeit von weniger als 0,01 pro Jahr hat, d.h.

$$P_{Thw > BWst} = \int_{BWst}^{\infty} p_{Thw}(Thw) dThw$$

mit

$P_{Thw > BWst}$: Überschreitungswahrscheinlichkeit des Bemessungswasserstands

$p_{Thw}(\dots)$: Wahrscheinlichkeitsdichte des Tidehochwasserstands

Für die Ästuare Elbe, Weser und Ems erfolgt die Festlegung der Bemessungswasserstände aufgrund des starken Einflusses strombaulicher Maßnahmen [SIEFERT, 1994] i.d.R. durch physikalische bzw. numerische Simulation unter Festlegung einer Bemessungstide an der Mündung und eines Bemessungsabflusses an der Tidegrenze der Ästuare [KRAUSE ET AL., 1988]. Für die Unterelbe wird der Bemessungsabfluß zu $Q = 2.200 \text{ m}^3/\text{s}$, was etwa 58 % des höchsten Abflusses $HHQ = 3.840 \text{ m}^3/\text{s}$ entspricht, gesetzt und die Bemessungstide als Summe der mittleren Tidekurve, deren Tideniedrigwasser unverändert und deren Tidehochwasser um 30 cm erhöht angenommen wird, und der um etwa 0,25 m erhöhten Windstaukurve der Sturmflut vom 03.01.1976 definiert [SIEFERT, 1998].

Eine Zusammenstellung der nach den o.g. genannten Verfahren ermittelten Bemessungswasserstände findet sich in Tabelle 3-6. Problematisch an der Festlegung der Bemessungswasserstände, speziell durch Vergleichswert- bzw. Einzelwertverfahren, ist die Tatsache, daß die Wahrscheinlichkeit der Überschreitung des Bemessungswasserstands nicht ermittelt wird. Dies führt nicht nur zu einem trügerischen Gefühl der Sicherheit bei der im Schutz der Deiche lebenden Bevölkerung, sondern erschwert außerdem die Abschätzung des Einflusses eines klimaänderungsbedingt beschleunigten Meeresspiegelanstiegs. Daneben bleiben die Unsicherheiten bei der Festlegung des Bemessungswasserstands – es wird kein Standardfehler angegeben – und mögliche Korrelationen, z.B. zwischen Springerhöhung und Windstau bzw. zwischen Windstau und Abfluß, unberücksichtigt. Abbildung 3-5 zeigt exemplarisch die Korrelation von Springerhöhung und Windstau für die Pegel Cuxhaven (Steubenhöft), Wilhelmshaven (Alter Vorhafen) und Bremerhaven (Alter Leuchtturm) sowie die Korrelation von Abfluß und Windstau für die Ems, Weser und Elbe. Eine detailliertere Analyse der Korrelation von Abfluß und Windstau für die Elbe findet sich bei SIEFERT [1991], SIEFERT UND MURTY [1991] sowie MANIAK [1993].

Bei den genannten Untersuchungen fand sich jedoch nur eine schwache Abhängigkeit von Abfluß und Windstau, so betrug nach MANIAK [1993] das Mittel der für die Winterhalbjahre 1970 bis 1982 berechneten Korrelationskoeffizienten von Tidehochwasserstand und Abfluß

0,13, wobei der minimale Korrelationskoeffizient mit $-0,35$ und der maximale mit $0,56$ eintrat. Eine ähnlich schwache Korrelation von Tidehochwasserstand und Abfluß ergibt sich auch in der Unterweser [GRABEMANN ET AL., 2001, GRABEMANN ET AL., 2000].

Pegel	HHThw [mNN]	Pegel	HHThw [mNN]	Pegel	HHThw [mNN]
Borkum, Fischerbalje	4,04 (13.03.1906)	Husum	5,61 (03.01.1976)	Bremerhaven, Alter LT	5,37 (16.02.1962)
Norderney, Riffgatt	4,09 (16.02.1962)	Pellworm	4,74 (03.01.1976)	Brake	5,31 (17.02.1962)
Bensersiel	4,77 (16.03.1906)	Strucklah- nungshörn	5,06 (03.01.1976)	Farge	5,31 (03.01.1976)
Wilhelms- haven, A. V.	5,23 (16.02.1962)	Hooge	4,40 (17.02.1962)	Veogesack	5,33 (28.01.1994)
Vareler Schleuse	5,61 (13.03.1906)	Schlüttsiel	4,80 (26.01.1990)	Bremen, Gr. Weserbrücke	7,82 (13.03.1881)
Mellumplate	4,30 (16.02.1962)	Wittdün	4,14 (17.02.1962)	Cuxhaven, Steubenhöft	5,10 (03.01.1976)
LT Alte Weser	4,10 (03.01.1976)	Wyk	4,52 (24.11.1981)	Otterndorf	5,42 (03.01.1976)
Helgoland	3,60 (16.02.1962)	Dagebüll	4,72 (24.11.1981)	Glückstadt	5,83 (03.01.1976)
LT Großer Vogelsand	4,53 (03.01.1976)	Hörnum	4,05 (24.11.1981)	Stadersand	6,05 (03.01.1976)
Neuwerk	4,92 (03.01.1976)	List	4,05 (24.11.1981)	Hamburg, Blankenese	6,33 (03.01.1976)
Friedrichskoog	5,28 (03.01.1976)	Emden, Neue Seeschleuse	5,18 (13.03.1906)	Hamburg, Seemannshöft	6,39 (03.01.1976)
Blauort	4,38 (24.11.1981)	Leerort	5,05 (16.02.1962)	Hamburg, St. Pauli	6,45 (03.01.1976)
Büsum	5,15 (03.01.1976)	Papenburg	4,56 (28.10.1994)	Hamburg, Schöpfstelle	6,53 (03.01.1976)
Helmsander- koog	5,00 (24.11.1981)	Herbrum	4,18 (28.01.1994)	Hamburg- Harburg	6,43 (03.01.1976)
Eidersperrwerk	5,02 (03.01.1976)	Fedderwarder- siel	5,22 (16.02.1962)	Bunthaus	6,43 (03.01.1976)
Everschopsiel	5,14 (03.01.1976)	Wremertief	5,45 (16.02.1962)	Zollenspieker	6,35 (03.01.1976)

Tabelle 3-5: Tidehochwasserstände an der deutschen Nordseeküste – Höchster Tidehochwasserstand [NIEDERSÄCHSISCHES LANDESAMT FÜR ÖKOLOGIE, 2000, FREIE UND HANSESTADT HAMBURG – WIRTSCHAFTSBEHÖRDE, STROM- UND HAFENBAU, 2000, LANDESAMT FÜR NATUR UND UMWELT SCHLESWIG-HOLSTEIN, 2000]

In der Klimafolgenanalyse wird als Alternative zur traditionellen Festlegung von Bemessungswasserständen eine statistische Analyse der Tidehochwasserstände durchgeführt. Da für die Bemessung im Küsteningenieurwesen i.d.R. Ereignisse geringer

Jährlichkeit maßgebend sind, erfordert die statistische Analyse häufig die Extrapolation gemessener Wahrscheinlichkeitsverteilungen. So liegen erste lückenlose Zeitreihen von Pegelmessungen für die deutsche Nordseeküste erst seit Anfang des 19. Jahrhunderts – z.B. für Bensorsiel seit 1853 und für Cuxhaven seit 1843 – vor [TÖPPE U. BROCKMANN, 1992]. Durch Veränderungen des Pegelstandortes und der Bathymetrie, welche nicht zuletzt in den Tideflüssen unter dem anthropogenen Einfluß erheblich sind, sind jedoch auch diese in Bezug auf ihre Homogenität kritisch zu werten. Daneben wirkt sich die Instationarität infolge des Wasserspiegelanstiegs verfälschend auf die Ableitung der aktuellen Tidehochwasserstatistik aus langjährigen Datensätzen aus.

Pegel	BWst [mNN]	Pegel	BWst [mNN]	Pegel	BWst [mNN]
Borkum, Fischerbalje	4,90	Hooge	(5,20)	Bremerhaven, Alter LT	6,30
Norderney, Riffgatt	5,0	Schlüttsiel	5,60	Brake	6,20
Bensorsiel	5,50	Wittdün	(5,00)	Cuxhaven, Steubenhöft	5,65
Wilhelms- haven, A. V.	6,10	Wyk	5,30	Otterndorf	6,00
Vareler Schleuse	6,30	Dagebüll	5,50	Glückstadt	6,50
Friedrichskoog	5,60	Hörnum	(5,00)	Stadersand	6,80
Blauort	-	List	(5,00)	Hamburg, Blankenese	7,10
Büsum	5,60	Emden, Neue Seeschleuse	5,80	Hamburg, Seemannshöft	7,20
Helmsander- koog	5,80	Leerort	6,00	Hamburg, St. Pauli	7,30
Eidersperrwerk	5,80	Papenburg	5,40	Hamburg, Schöpfstelle	7,40
Everschopsiel	5,70	Herbrum	5,39	Hamburg-Harburg	7,30
Husum	6,10	Fedderwardersiel	6,20	Bunthaus	7,50
Pellworm	5,50	Wremertief	5,95	Zollenspieker	7,70
Strucklah- nungshörn	5,60				

Tabelle 3-6: Bemessungswasserstände an der deutschen Nordseeküste [MINISTERIUM FÜR LÄNDLICHE RÄUME, LANDESPLANUNG, LANDWIRTSCHAFT UND TOURISMUS DES LANDES SCHLESWIG-HOLSTEIN, 2001, SIEFERT, 1998, BEZIRKSREGIERUNG WESER-EMS, 1997, NIEDERSÄCHSISCHER MINISTER FÜR ERNÄHRUNG, LANDWIRTSCHAFT UND FORSTEN, 1973, HANSESTADT BREMISCHES AMT, 1998]

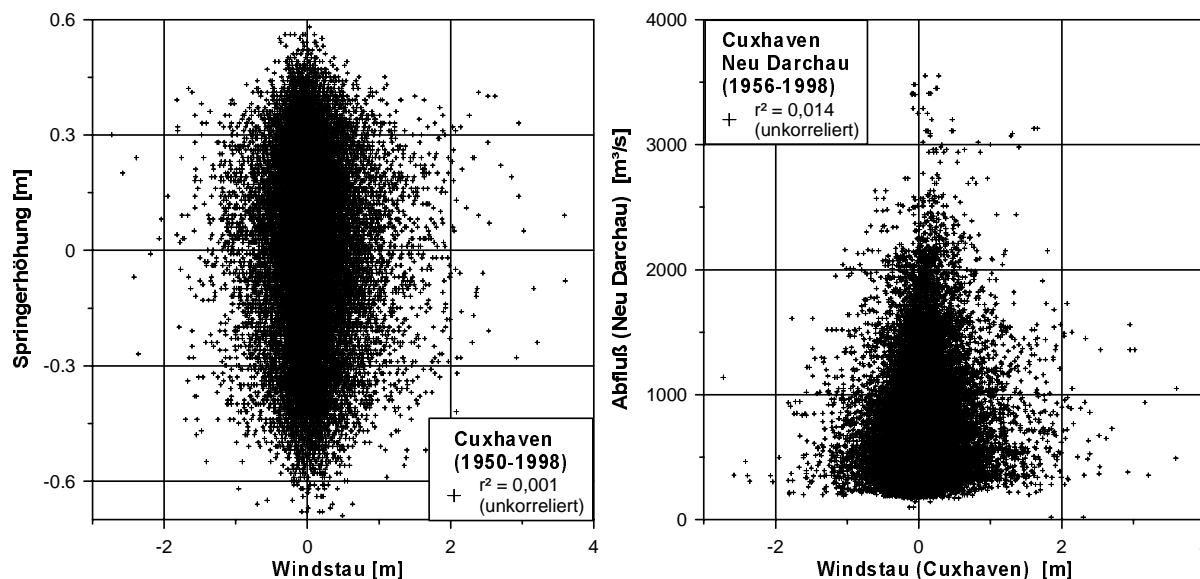


Abbildung 3-5: Korrelation von Springerhöhung und Windstau (am Beispiel des Pegels Cuxhaven) sowie von Abfluß und Windstau (für die Elbe)

Für die Pegel Wilhelmshaven, Cuxhaven und Bremerhaven ist beispielhaft in Abbildung 3-6 auf der Grundlage von Datensätzen der letzten 50 Jahre (tabelliert in den Gewässerkundlichen Jahrbüchern) die Wahrscheinlichkeitsdichte der Tidehochwasserstände dargestellt. Die vorhandenen Aufzeichnungen des Tidehochwasserstands lassen dabei ohne Extrapolation die Angabe des Thw mit einer Jährlichkeit von etwa 50 Jahren bzw. 150 Jahren zu. Für Bemessungsaufgaben im Küstenschutz bzw. den Sicherheitsnachweis küstennaher Ingenieurbauwerke finden jedoch Extremwasserstände mit Jährlichkeiten von mehr als 1000 Jahren Verwendung. So wird z.B. in den Niederlanden bei der Bemessung der Seedeiche eine Jährlichkeit von 250 Jahren bis zu 10.000 Jahren zugrundegelegt [JORISSEN, 2000]. In Deutschland ist zur Zeit geplant, beim Nachweis des Hochwasserschutzes für kerntechnische Anlagen, wie das Kernkraftwerk Unterweser in Esensham bzw. die Kernkraftwerke Brokdorf und Brunsbüttel an der Unterelbe, den Bemessungswasserstand als Ereignis mit einer Jährlichkeiten von 10.000 Jahren nach KTA 2207 [BUNDESAMT FÜR STRAHLENSCHUTZ, 2001] staatlich zu fordern. Auch im Binnenwasserbau, z.B. beim Hochwasserbemessungskonzept für Talsperren [SIEBER, 2001], wird zukünftig das Bemessungsereignis mit einer Jährlichkeit von 1.000 Jahren bzw. 10.000 Jahren festgelegt. Die Extrapolation zu großen Jährlichkeiten erfordert Annahmen zum funktionalen Verlauf der Wahrscheinlichkeitsverteilung. Typische Anpassungsfunktionen für Extremwertstatistiken sind Log-Normal-Verteilung, Log-Pearson-III-, Gumbel-, Weibull- und Exponential-Verteilung [PLATE, 1993, siehe auch Anhang A]. Neben diesen findet bei der Analyse der Tidehochwasserstatistik die Jenkinson-Verteilung Verwendung [FÜHRBÖTER ET AL., 1988]. In Abbildung 3-6 ist die Statistik der Tidehochwasserstände auf der Basis der genannten Anpassungsfunktionen extrapoliert [siehe Anhang B]. Die Datengrundlage bilden Pegelmessungen in Wilhelmshaven (Alter Vorhafen), Bremerhaven (Alter Leuchtturm) und Cuxhaven (Steubenhöft) für einen Zeitraum von 1948 bis 1998. Die Verwendung der unterschiedlichen Verteilungen verursacht starke Abweichungen der extrapolierten Wahrscheinlichkeitsdichte [siehe auch JENSEN, 2000 (a)]. Dieses spiegelt sich, wie in Tabelle 3-7 für eine Jährlichkeit von 100, 1.000 und 10.000 Jahren dargestellt, auch in den

extrapolierten Tidehochwasserständen wider. Es zeigen sich beim 100-jährigen Tidehochwasser Abweichungen bis zu 0,6 m, beim 1.000-jährigen bis zu 1,4 m und beim 10.000-jährigen bis zu 2,2 m [siehe auch FÜHRBÖTER ET AL., 1988].

Pegel	Extrapolationsverfahren	Wasserstand einer Jährlichkeit von		
		100 a	1.000 a	10.000 a
Wilhelmshaven, Alter Vorhafen	Log-Normal	5,30	5,84	6,31
	Log-Pearson-III	5,58	6,41	7,34
	Gumbel	5,66	6,66	7,65
	Exponential	5,95	7,22	8,50
Bremerhaven, Alter Leuchtturm	Log-Normal	5,27	5,81	6,28
	Log-Pearson-III	5,49	6,28	7,08
	Gumbel	5,60	6,58	7,56
	Exponential	5,86	7,11	7,94
Cuxhaven, Steubenhöft	Log-Normal	5,01	5,55	6,03
	Log-Pearson-III	5,15	5,88	6,60
	Gumbel	5,31	6,25	7,18
	Exponential	5,55	6,74	8,35

Tabelle 3-7: Extrapolierter Tidehochwasserstand bestimmter Jährlichkeit für Pegel in Wilhelmshaven, Bremerhaven und Cuxhaven bei Verwendung verschiedener Anpassungsfunktionen

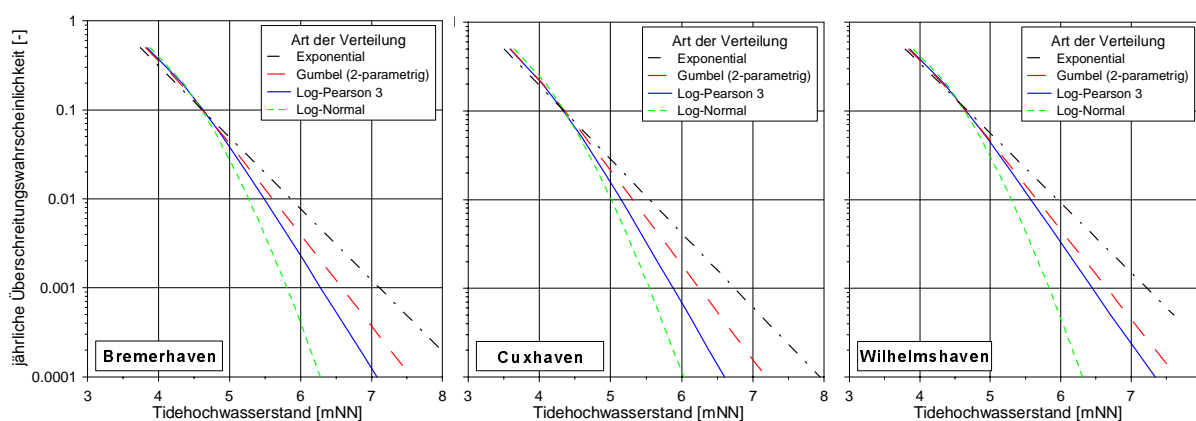


Abbildung 3-6: Wahrscheinlichkeitsdichte des Thw am Pegel Bremerhaven (links), Cuxhaven (Mitte) und Wilhelmshaven (rechts) unter Voraussetzung typischer Verteilungsfunktionen

Zur Verminderung des Fehlerintervalls einzelner Extrapolationen sowie des Unterschieds der Ergebnisse werden von JENSEN [2000 (b)] die Separation der Einflußfaktoren auf das

Tidehochwasser und von BUNDE UND KANTELHARDT [2001] die Berücksichtigung von Langzeitkorrelationen vorgeschlagen.

Als erste Näherung für die Separation der Einflußfaktoren auf das Tidehochwasser schlägt JENSEN [2000 (b)] das Verfahren „Stauzeit“ vor. Dieses behandelt die Überschreitungswahrscheinlichkeit eines Scheitelwasserstands als Produkt der Überschreitungswahrscheinlichkeit für Windstau einer bestimmten Höhe und der Wahrscheinlichkeit, daß der Windstau nahezu zeitgleich, d.h. eine Stunde vor bzw. nach dem Tidehochwasserstand, eintritt:

$$P_{Thw}(Thw) \approx P_{Thw}^{Stauzeit}(Thw) = P_{Windstau}(Thw - MThw) \cdot P_{\Delta t}^{Windstau / Thw} (-\varepsilon/2 < \Delta t / T_{M2} < \varepsilon/2)$$

mit

- $P_{Thw}(\dots)$: Überschreitungswahrscheinlichkeit des Tidehochwasserstands
- $P_{Thw}^{Stauzeit}(\dots)$: Überschreitungswahrscheinlichkeit des Thw nach „Stauzeit“
- $P_{Windstau}(\dots)$: Überschreitungswahrscheinlichkeit des Windstaus
- $P_{\Delta t}^{Windstau / Thw}(\dots)$: Wahrscheinlichkeit des Auftretens des maximalen Windstaus in einem Zeitintervall um das Thw
- T_{M2} : Periode der M2-Gezeit
- Δt : Zeitdifferenz zwischen Eintreten des max. Windstaus und des Thw
- ε : relatives Zeitintervall um den Zeitpunkt des Thw

Das Auftreten des Windstaus einer bestimmten Wahrscheinlichkeit wird bei diesem Verfahren als unabhängig von der Tidephase angenommen, wobei das Verhältnis der Windstaumaxima bei Thw und Tnw mit dem Faktor 0,9 Berücksichtigung findet. JENSEN erwartet durch das Verfahren „Stauzeit“ eine Verringerung der Streubreite der extrapolierten Extremwasserstände.

Pegel	Wasserstand einer Jährlichkeit von		
	100 a	1000 a	10000 a
Cuxhaven, Steubenhöft	≈ 4,76 mNN	≈ 5,58 mNN	6,36 mNN

Tabelle 3-8: Extrapolierter Tidehochwasserstand bestimmter Jährlichkeit für den Pegel Cuxhaven bei Verwendung des Verfahrens „Stauzeit“ [JENSEN ET AL., 2003]

Eine Quantifizierung der Verringerung des Fehlerbereichs erscheint jedoch wegen der Unsicherheiten in der Festlegung der Wahrscheinlichkeit $P_{\Delta t}^{Windstau / Thw}$, die von JENSEN mit $P_{\Delta t}^{Windstau / Thw} = 0,05$ angesetzt wird, schwierig. Tabelle 3-8 gibt zum Vergleich die nach „Stauzeit“ berechneten Tidehochwasserstände bestimmter Jährlichkeit am Pegel Cuxhaven.

Die Untersuchung von Langzeitkorrelationen ist z.B. mit der trendbereinigten Fluktuationsanalyse (engl. *detrended fluctuation analysis*, DFA) möglich [siehe Anhang C]. Die Abbildung 3-7 zeigt exemplarisch das Ergebnis einer DFA für den Tidehochwasserstand an den Pegeln in Bremerhaven und Cuxhaven bzw. für den Tagesabfluß der Ems bei Versen, der Weser bei Intschede und der Elbe bei Neu Darchau auf der Basis 50-jähriger Datensätze. Die Steigung der DFA-Fluktuationsfunktion beträgt etwa $\alpha_{DFA} = 0,549$ für die

Ems, $\alpha_{DFA} = 0,639$ für die Weser und $\alpha_{DFA} = 0,732$ für die Elbe und weicht damit nur gering von $\alpha_{DFA} = 0,5$, der für unkorrelierte Daten erwarteten Steigung, ab.

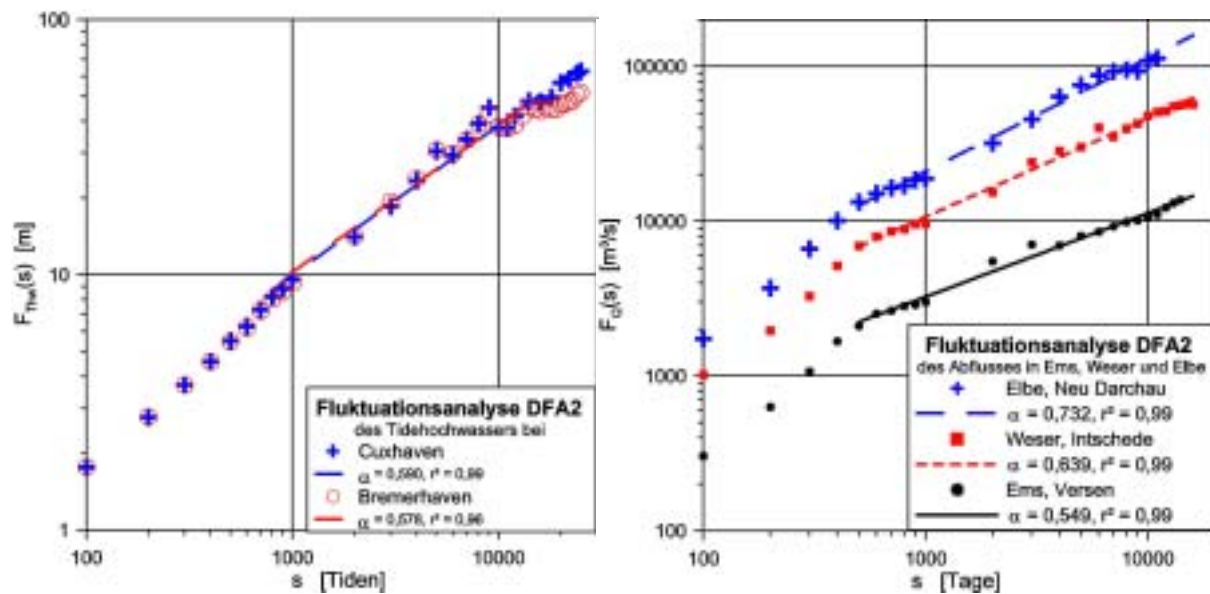


Abbildung 3-7: Autokorrelationsanalyse von Tidehochwasserständen (links) und Tagesabflüssen (rechts)

3.3.3 Seegang

Neben den langperiodischen tidebedingten Wasserstandsvariationen sind kurzperiodische Änderungen der Wasserspiegellage infolge von Seegang mit für die Nordseeküste typischen Perioden von 2 s bis 12 s bei der Beurteilung der Sicherheit des Küstenschutzes bzw. bei der Bemessung von Bauwerken des Küstenschutzes zu berücksichtigen. Typischerweise weist er keine regelmäßige Struktur auf, sondern ist unregelmäßig, d.h. er setzt sich aus Einzelwellen unterschiedlicher Amplitude und Richtung zusammen [SCHADE, 1991]. Die quantitative Beschreibung erfolgt daher im Zeitbereich mit Hilfe von Verteilungen der Wellenhöhen und Wellenperioden bzw. im Frequenzbereich mit Hilfe von Amplituden- bzw. Leistungsspektren [KÖHLHASE, 1983]. Als wesentliche Seegangsbestandteile werden Dünung (engl. *swell*) und Windsee (engl. *wind sea*) unterschieden. Durch verschiedene wassertiefenabhängige Teilprozesse, welche in Abbildung 3-8 verdeutlicht sind, erfährt der Seegang Veränderungen.

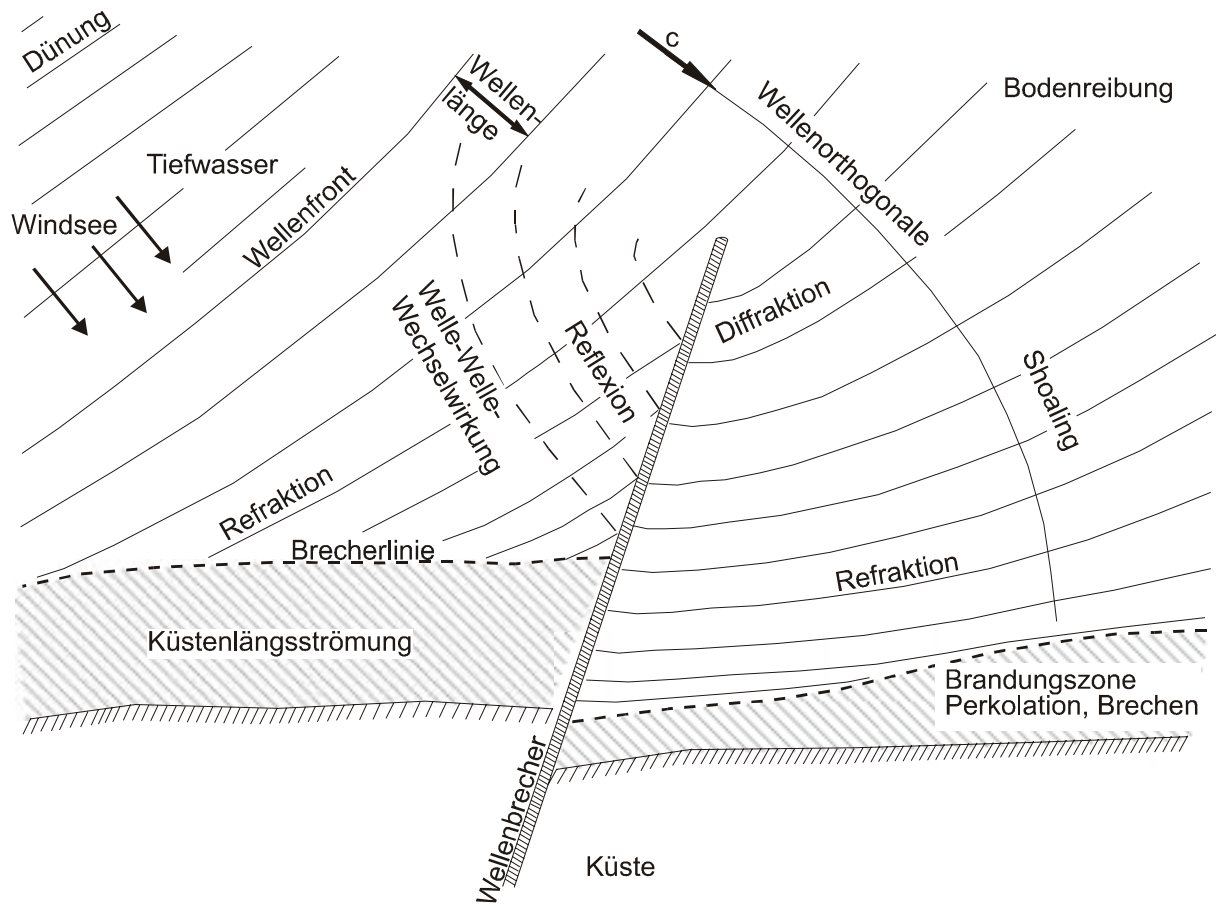


Abbildung 3-8: Seegangsbeflussende Prozesse in Tief- und Flachwasser
 [nach SVENDSEN UND JONSSON, 1976]

Im Tiefwasser ist insbesondere folgender Teilprozess zu berücksichtigen:

Brechen infolge des Überschreitens der Grenzsteilheit: Das Brechen der Wellen im Tiefwasser beginnt, sobald die Wellensteilheit H_0/L_0 einen Grenzwert, die sogenannte Grenzsteilheit, überschreitet [CERC, 1984]. Es gilt:

$$\frac{H_0}{L_0} \leq \frac{1}{7} \quad (3-1)$$

mit

H_0 : Wellenhöhe im Tiefwasser

L_0 : Wellenlänge im Tiefwasser

Das Brechen beginnt bei Überschreiten der Grenzsteilheit, da die Orbitalgeschwindigkeit der Wellen an der Oberfläche die Gruppengeschwindigkeit der Welle überschreitet und die Wellen so instabil werden [MICHELL, 1893]. Bei der auftretenden Brecherform handelt es sich um Schaumkronenbrecher (engl. *white capping*) [AUSSCHUSS FÜR KÜSTENSCHUTZWERKE, 1993]. Weitere Erläuterungen zu diesem Prozess finden sich im Anhang H.3 in den Gleichungen H-25 bis H-29.

Im Flachwasser werden daneben die nachgenannten Prozesse wirksam:

Shoaling: Beim strandnormalen Einlaufen der Wellen in flaches Wasser vermindert sich, wie z.B. aus der linearen Wellentheorie herleitbar, u.a. die Gruppengeschwindigkeit c_{gr} der Wellen (dies gilt für $d/L_0 < 0,06$). Damit ist eine gleichzeitige Erhöhung der Wellenhöhe H verbunden, so daß der Energietransport $P \propto H^2 \cdot c_{gr}$ konstant bleibt [CERC, 1984]. Es gilt:

$$\frac{H}{H_0} = \sqrt{\frac{c_{gr,0}}{c_{gr}}} \quad (3-2)$$

mit

- c_{gr} : Gruppengeschwindigkeit
- $c_{gr,0}$: Gruppengeschwindigkeit im Tiefwasser
- H : Wellenhöhe
- H_0 : Wellenhöhe im Tiefwasser

Im Anhang H.1, Gleichungen H-1 bzw. H-8, sind einzelne Parameter dieses Prozesses näher erläutert.

Refraktion: Beim nicht-strandnormalen Einlaufen von Wellen in flaches Wasser tritt neben dem Prozeß des Shoaling auch eine Richtungsänderung des Seegangs ein. Diese sogenannte Refraktion erfolgt in Richtung der Strandnormalen. Die Ursache der Refraktion ist die Abnahme der Wellenfortschrittsgeschwindigkeit bei abnehmender Wassertiefe. Es gilt das Snellsche Gesetz [AUSSCHUß FÜR KÜSTENSCHUTZWERKE, 1993]:

$$\frac{\sin(\theta)}{\sin(\theta_0)} = \frac{c}{c_0} = \frac{\tanh(2 \cdot \pi \cdot d/L)}{\tanh(2 \cdot \pi \cdot d_0/L_0)} \quad (3-3)$$

mit

- α : Wellenrichtung im Flachwasser
- α_0 : Wellenrichtung im Tiefwasser
- c : Wellenfortschrittsgeschwindigkeit im Flachwasser
- c_0 : Wellenfortschrittsgeschwindigkeit im Tiefwasser
- d : Wassertiefe im Flachwasser
- d_0 : Wassertiefe im Tiefwasser
- L : Wellenlänge im Flachwasser
- L_0 : Wellenlänge im Tiefwasser

Neben der Richtungsänderung tritt bei Refraktion auch eine geringe Verminderung der durch Shoaling erhöhten Wellenhöhen auf.

Brechen infolge des Unterschreitens der Grenzwassertiefe: Das Brechen der Wellen im Flachwasser beginnt, sobald die wassertiefenbezogene Wellenhöhe H/d einen Grenzwert überschreitet. Für den Grenzwert gilt [CERC, 1984]:

$$\frac{H}{d} = \frac{1}{1,28} = 0,78 \quad (3-4)$$

mit

- H : Wellenhöhe
- d : Wassertiefe

In Abhängigkeit vom Brecherparameter $\xi = \tan(\alpha_S)/(H/L_0)^{0,5}$ ergeben sich Schwallbrecher (engl. *spilling breaker*, $\xi \leq 0,5$), Sturzbrecher (engl. *plunging breaker*, $0,5 < \xi \leq 3,0$ bzw. *collapsing breaker*, $3,0 < \xi \leq 3,3$) und Reflexionsbrecher (engl. *surging breaker*, $3,3 < \xi$) [PILARCZYK, 2000]. Weitere Erläuterungen finden sich im Anhang H.3 in den Gleichungen H–30 bis H–33.

Bodenreibung: Im Flachwasser ist die Orbitalgeschwindigkeit der Wellen am Meeresboden im Vergleich zur Tiefwassersituation hoch, so daß es zu einer erheblichen Dissipation von Energie infolge von Reibung kommt [SVENDSEN UND JONSSON, 1976]. Die Reibungskraft wird üblicherweise proportional zum Quadrat der Orbitalgeschwindigkeit am Boden angesetzt [YU UND ISOBE, 2000]. Die mathematische Formulierung ist im Anhang H.3 in den Gleichungen H–34 und H–37 gegeben.

Perkolation: Diese bezeichnet Sickerströmungen im Untergrund, welche induziert durch Seegang im Flachwasser dissipativ wirken. Im Vergleich zur Bodenreibung ist der Einfluß der Perkolation jedoch gering [AUSSCHUß FÜR KÜSTENSCHUTZWERKE, 1993].

Unabhängig von der Wassertiefe treten außerdem folgende Prozesse auf:

Welle-Welle-Wechselwirkung: Der natürliche unregelmäßige Seegang zeichnet sich durch eine charakteristische Form des Richtungsspektrums aus. Bei Abweichungen von dieser Form führen sogenannte nicht-lineare Welle-Welle-Wechselwirkungen zu einer Energieumverteilung innerhalb des Seegangsspektrums. Im Anhang H.4 findet sich einerseits eine schematische Darstellung der Wechselwirkungen [siehe Abbildung H-1] und andererseits ihre mathematische Formulierung als *Quadruplet-Interactions* im Tiefwasser [siehe Gleichungen H–43 bis H–47] und *Triad-Interactions* im Flachwasser [siehe Gleichungen H–48 bis H–53].

Diffraktion: Neben dem Energietransport parallel zur Anlaufrichtung des Seegangs findet im Seegangslee von Hindernissen, wie Wellenbrechern oder ähnlichem, ein Energietransport quer zur Anlaufrichtung statt. Mathematische Formulierungen des diesem Prozeß zugrundeliegenden Huygensschen Prinzips sind z.B. durch WIEGEL [1962] für regelmäßigen Seegang und durch GODA [2000] für unregelmäßigen Seegang entwickelt und in Nomogramme umgesetzt worden.

Reflexion: An Hindernissen, wie Wellenbrechern, aber auch Lahnungen, Sommerdeichen und Stränden, wird ein Teil der Seegangsenergie reflektiert. Der Reflexionsgrad wird entscheidend vom Böschungswinkel des Hindernisses beeinflusst und wird maximal für senkrechte Strukturen.

Transmission: An Hindernissen, die permeabel (durchlässig) sind (z.B. Lahnungen), bzw. deren Kronenhöhe unter dem Wasserspiegel liegt (z.B. Sommerdeich), findet nur eine Teilreflexion statt, so daß ein Teil der Seegangsenergie in das Seegangslee des Hindernisses transportiert wird. Typische Parametrisierungen des Transmissionskoeffizienten finden sich für Lahnungen z.B. bei VON LIEBERMAN ET AL. [1998] und für Sommerdeiche bei MAI ET AL. [1998].

Im Gegensatz zu den Tidewasserständen, deren Statistik aus jahrzehntelangen Messungen abgeleitet werden kann (vgl. Kap. 3.3.2), stehen für die Beschreibung des Seegangs derzeit keine Messungen ausreichender Dauer zur Verfügung. Die längste an der deutschen Nordseeküste nahezu unterbrechungsfrei zur Verfügung stehende Zeitreihe küstennaher Seegangsmessungen liegt seit 1986 [SCHADE, 1991] für eine Position westlich Westerland vor. Flächenhaft stehen seit 1985 satellitengestützte Radars zur kontinuierlichen Seegangsbeobachtung zur Verfügung [WOOLF UND CHALLENGER, 2001]. Letztere sind jedoch wegen der geringen räumlichen Auflösung im unmittelbaren Küstenvorfeld nur begrenzt anwendbar, was den Einsatz auch in der Zukunft einschränkt. Aktuelle Neuentwicklungen von Verfahren zur Seegangsmessung, wie der Einsatz schneller Radar-Wasserstandspegel [MAI, 2001] bzw. die Nutzung von Seegangsradars [REICHERT ET AL., 1999], lassen hoffen, daß zukünftig an den deutschen Küsten eine ausreichende Datenbasis für die Ermittlung des Seegangsklimas zur Verfügung steht. Im Moment bietet sich eine Abschätzung der Seegangsstatistik mit Hilfe numerischer Seegangssimulationen unter Vorgabe des Windes an [HOLTHUIJSEN UND BOOIJ, 1990]. Als Datengrundlage stehen dazu kontinuierliche Windmessungen, z.B. an Meßstationen in Bremerhaven seit 1884 oder auf Helgoland seit 1873, zur Verfügung².

Zur Ableitung der Seegangsstatistik eignen sich einerseits Langzeit-Seegangssimulationen, d.h. die Seegangsstatistik wird aus instationären Seegangssimulationen für eine langjährige Zeitreihe von Wasserstands- und Windmessungen abgeleitet, und andererseits Simulationen einzelner Seegangseignisse, d.h. nach Ermittlung von Seegangparametern für einzelne Situationen von Wasserstand und Wind wird dem Seegangereignis die Eintrittswahrscheinlichkeit der zugehörigen Wasserstands- und Windbedingungen zugeordnet.

Für die südliche Nordsee wurde durch das GKSS FORSCHUNGSZENTRUM GEESTHACHT mit Hilfe einer Langzeitsimulation (1955 bis 1994 bzw. 1958 bis 2001) mit einer räumlichen Auflösung von 5 km x 5 km die Seegangsklimatologie abgeleitet [VIERFUSS, 2001, WEISSE ET AL., 2003]. Aufgrund der geringen räumlichen Auflösung eignet sich die so abgeleitete Seegangsstatistik jedoch nicht für den Nahbereich der Küsten und muß dort z.B. mit Hilfe von einzelnen Simulationen ergänzt werden. Der Ablauf der Ermittlung der Seegangsstatistik mit Hilfe numerischer Einzelsimulationen ist in Abbildung 3-9 schematisch dargestellt. Das Verfahren basiert auf der gemeinsamen Wahrscheinlichkeitsdichte $p_{Thw, u_w, \gamma_w}(Thw, u_w, \gamma_w)$ der Parameter Wasserstand (Thw) sowie Windgeschwindigkeit (u_w) und -richtung (γ_w). Im Rahmen einer Parameterstudie werden für diese Randbedingungen die Seegangsverhältnisse, d.h. im besonderen signifikante Wellenhöhe (H_s), mittlere Wellenperiode (T_m) und Hauptseegangsrichtung (γ_s), berechnet. Jedem Satz von Randbedingungen werden so Seegangparameter entlang der Küste zugeordnet [MAI ET AL., 1997(a)]:

$$H_s = f_{H_s}(Thw, u_w, \gamma_w) \quad (3-5)$$

$$T_m = f_{T_m}(Thw, u_w, \gamma_w) \quad (3-6)$$

$$\gamma_s = f_{\gamma_s}(Thw, u_w, \gamma_w) \quad (3-7)$$

² Mündliche Mitteilung aus den nicht-öffentlichen Chroniken der Wetterstationen Bremerhaven und Helgoland

mit

$f_{H_s}(Thw, u_W, \gamma_W)$: Übertragungsfunktion zur Berechnung der signifikanten Wellenhöhe

$f_{T_m}(Thw, u_W, \gamma_W)$: Übertragungsfunktion zur Berechnung der mittleren Wellenperiode

$f_{\gamma_s}(Thw, u_W, \gamma_W)$: Übertragungsfunktion zur Berechnung der Hauptseegangsrichtung

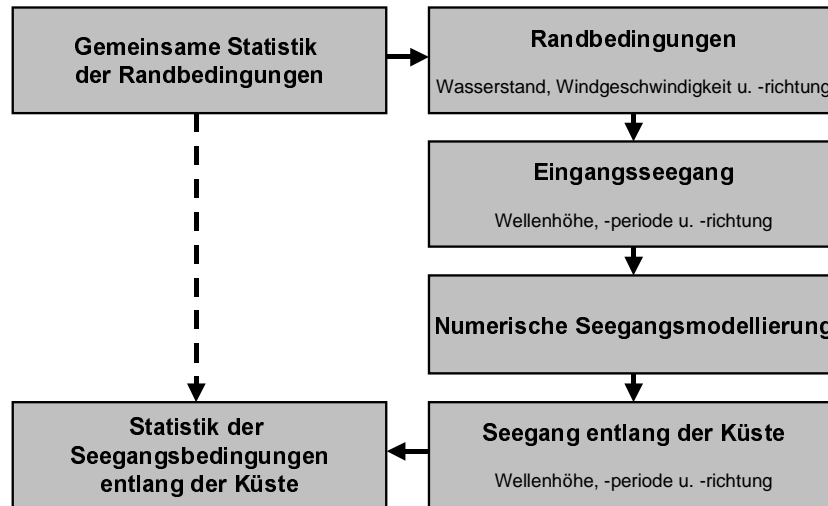


Abbildung 3-9: Schema zur Ermittlung der küstennahen Seegangsstatistik aus Einzelsimulationen

Aus der gemeinsamen Eintrittswahrscheinlichkeit der Randbedingungen sowie den Übertragungsfunktionen folgt schließlich die Wahrscheinlichkeitsdichte einzelner Seegangsparameter [MAI ET AL., 1997(b)]

$$p_{H_s}(H_s) = \iiint p_{Thw, u_W, \gamma_W}(Thw, u_W, \gamma_W) \delta(H_s - f_{H_s}(Thw, u_W, \gamma_W)) dThw du_W d\gamma_W \quad (3-8)$$

$$p_{T_m}(T_m) = \iiint p_{Thw, u_W, \gamma_W}(Thw, u_W, \gamma_W) \delta(T_m - f_{T_m}(Thw, u_W, \gamma_W)) dThw du_W d\gamma_W \quad (3-9)$$

$$p_{\gamma_s}(\gamma_s) = \iiint p_{Thw, u_W, \gamma_W}(Thw, u_W, \gamma_W) \delta(\gamma_s - f_{\gamma_s}(Thw, u_W, \gamma_W)) dThw du_W d\gamma_W \quad (3-10)$$

mit

$p_{H_s}(H_s)$: Wahrscheinlichkeitsdichte der signifikanten Wellenhöhe

$p_{T_m}(T_m)$: Wahrscheinlichkeitsdichte der mittleren Wellenperiode

$p_{\gamma_s}(\gamma_s)$: Wahrscheinlichkeitsdichte der Hauptseegangsrichtung

$\delta(\dots)$: Diracsche Deltafunktion

Zur Verbesserung der Anschaulichkeit ist eine Faktorisierung der gemeinsamen Wahrscheinlichkeitsdichte von Wasserstand und Wind in Wahrscheinlichkeitsdichte des Tidehochwasserstands sowie bedingte Wahrscheinlichkeitsdichte der Windgeschwindigkeit und –richtung möglich [MAI UND ZIMMERMANN, 2003(a)]:

$$p_{Thw, u_W, \gamma_W}(Thw, u_W, \gamma_W) = p_{Thw}(Thw) \cdot p_{u_W, \gamma_W | Thw}(u_W, \gamma_W | Thw) \quad (3-11)$$

mit

$p_{u_W, \gamma_W | Thw}(u_W, \gamma_W | Thw)$: bedingte Wahrscheinlichkeitsdichte von Windgeschwindigkeit und -richtung

3.4 Versagen von Küstenschutzanlagen

3.4.1 Einführung

Eine qualitative Analyse des Versagens von Küstenschutzanlagen erfordert die Identifikation der maßgebenden Versagensmechanismen und deren Zusammenstellung in einem Ereignis- oder Fehlerbaum (Abbildung 3-10). Für Küstenschutzanlagen stellen Überströmen, Wellenüberlauf und Versagen des Bauwerksfußes die Hauptursachen eines Versagens dar [MADRELL ET AL., 1999]. Neben diesen technischen Versagensformen, welche im folgenden behandelt werden, werden außerdem drei weitere Kategorien von Versagensursachen unterschieden. Dies sind menschliches Versagen bzw. Managementfehler, Sabotage sowie höhere Gewalt [BAKKER UND VRIJLING, 1980].

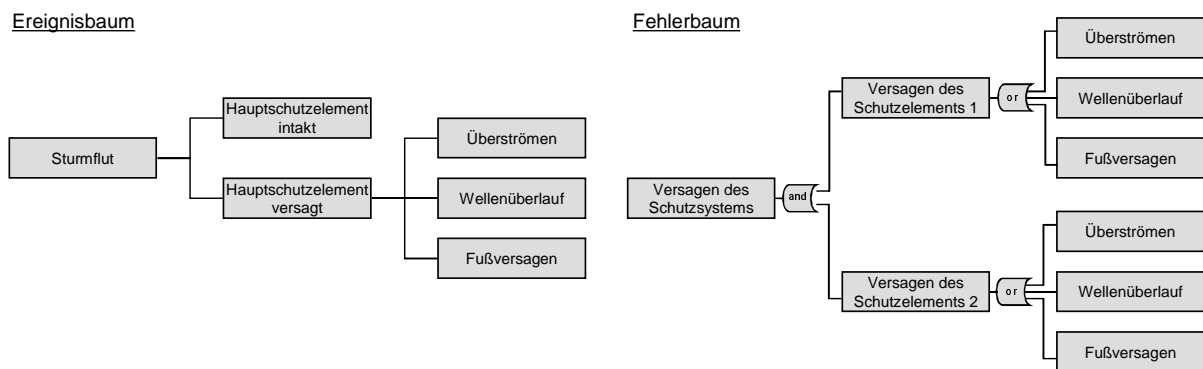


Abbildung 3-10: Schema eines Ereignisbaums (links) und eines Fehlerbaums (rechts) für Küstenschutzsysteme

Die quantitative Analyse erfolgt für jeden Versagensmechanismus durch Definition der Zuverlässigkeitsfunktion (Z) (engl. *reliability function*) bzw. Grenzzustandsgleichung (engl. *limit state function*) als Differenz von Belastbarkeit (R) (engl. *resistance*) und Belastung (S) (engl. *stress*):

$$Z = R - S \quad (3-12)$$

Die Voraussetzung für diese Analyse des Grenzzustands ist die Existenz und die mathematische Handhabbarkeit von Transferfunktionen, welche die Belastungen als Funktionen der die Naturgefahren charakterisierenden Parameter beschreiben, und von theoretischen Modellen, welche die Belastbarkeit aus den Eigenschaften der Küstenschutzbauwerke ableiten [VRIJLING, 1987].

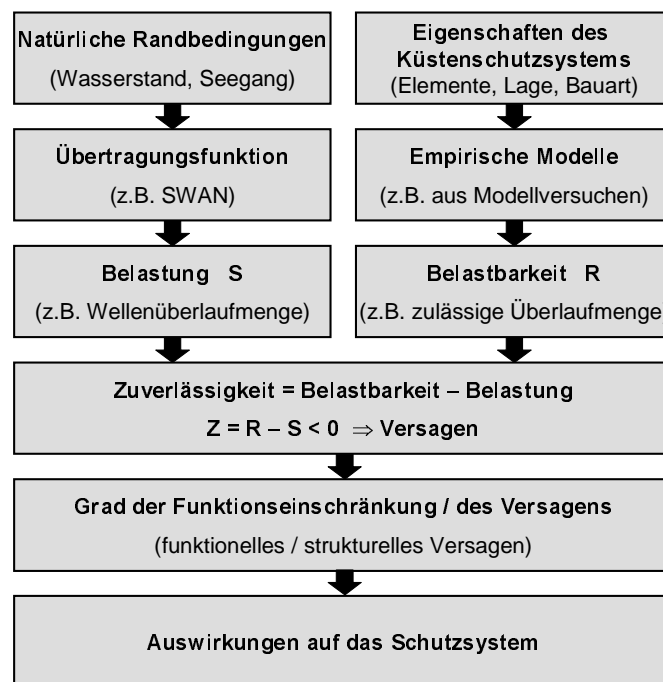


Abbildung 3-11: Zuverlässigkeitsanalyse von Küstenschutzelementen

Wird die Zuverlässigkeitsfunktion negativ, d.h. überschreitet die Belastung die Belastbarkeit, so liegt ein Versagen des Küstenschutzsystems vor. Je größer der Betrag der negativen Zuverlässigkeit, um so größer ist der Grad der Funktionseinschränkung bzw. des Versagens. Insbesondere wird funktionelles und strukturelles Versagen unterschieden [VOORTMAN ET AL., 1998].

Zusammenfassend ist der Ablauf der Zuverlässigkeitsanalyse in Abbildung 3-11 dargestellt. In den folgenden Kapiteln werden die wesentlichen Versagensmechanismen der Küstenschutzelemente Hauptdeich und Hochwasserschutzwand diskutiert.

3.4.2 Versagensmechanismen von Hauptdeichen

Für das Küstenschutzelement Hauptdeich können als Hauptursache eines Deichversagens die Mechanismen „Überströmen / Wellenüberlauf“, „Gleiten“, „Erosion / Böschungsbruch der Außenböschung“, „Erosion / Böschungsbruch der Binnenböschung“, „Durchsickerung / rückschreitende Erosion“ unterschieden werden [PILARCZYK, 2000].

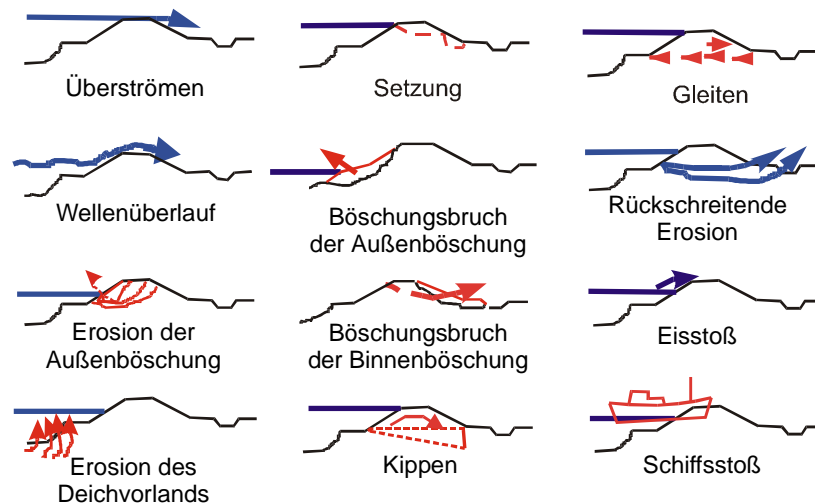


Abbildung 3-12: Überblick über die Versagensmechanismen von Deichen [nach PILARCZYK, 1987]

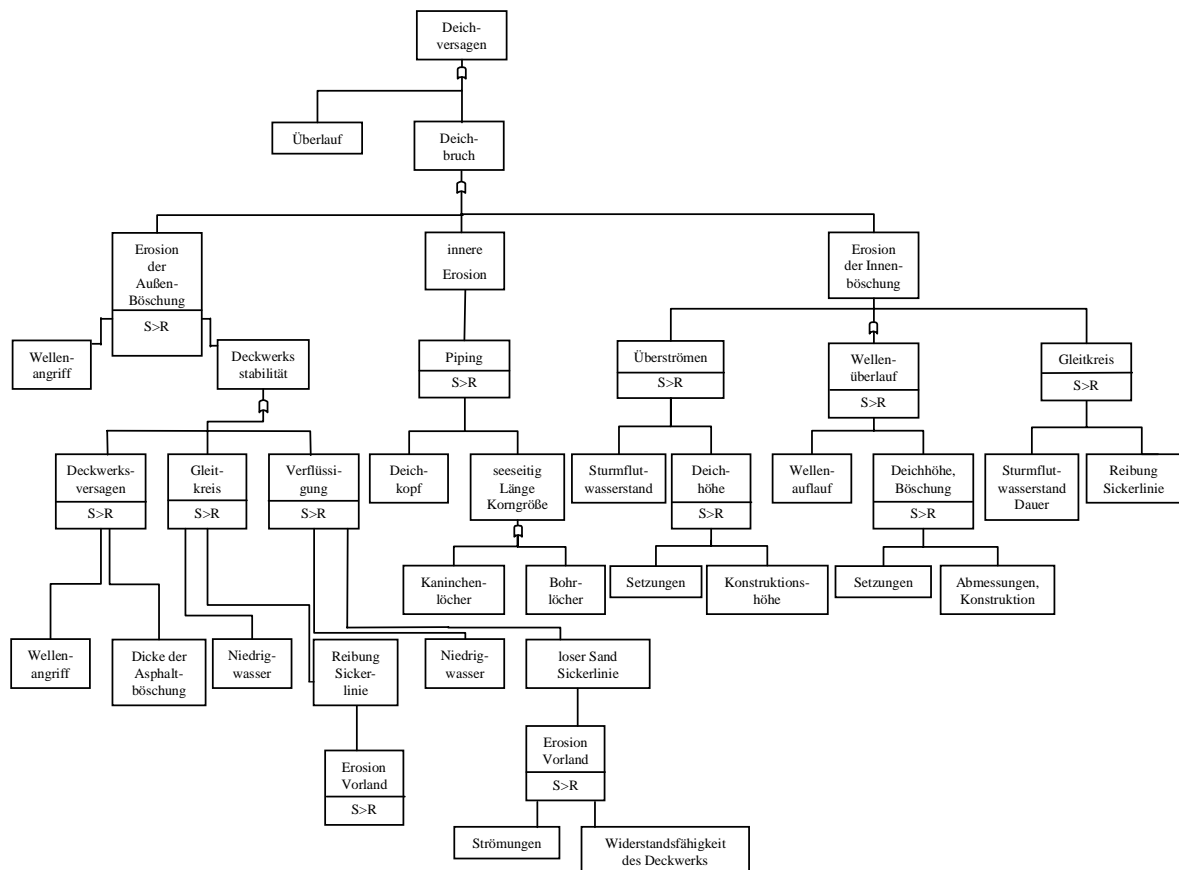


Abbildung 3-13: Vereinfachter Fehlerbaum des Versagens von Hauptdeichen [nach VRIJLNG, 1987]

Weitere Versagensmechanismen sind im Überblick in Abbildung 3-12 gegeben. Die Integration der Hauptursachen des Deichversagens zeigt der vereinfachte Fehlerbaum in Abbildung 3-13.

Eine Analyse historischer Ereignisse des Deichversagens bei Sturmfluten zeigt, daß einem Totalversagen, d.h. einem Deichbruch, typischerweiser Überströmen oder Wellenüberlauf an

den Deichen vorausgeht. Dies ergab sich sowohl für die niederländische Küste während der Holland-Sturmflut im Jahr 1953 [ROELSE UND BAKKAR, 1986] als auch während der Sturmfluten in den Jahren 1962 und 1976 für die niedersächsische [KRAMER ET AL., 1962, HEINSOHN ET AL., 1979], für die bremische [TRAEGER, 1962] und für die schleswig-holsteinische Küste [ZITSCHER ET AL., 1979]. Die Abbildung 3-14 zeigt die Stadien eines Deichbruchs nach vorausgehender Erosion der Binnenböschung infolge von Wellenüberlauf.



Abbildung 3-14: Erosion der Binnenböschung (mitte) und Deichbruch (rechts) infolge von Wellenüberlauf (links)

[aus HUSUM-VERLAGSGESLLSCHAFT, 1993, KRAMER, 1967, WIELAND, 1990]

Zur mathematischen Formulierung des Grenzzustands (engl. *ultimate limit state*, ULS) des Versagensmechanismus „Überströmen / Wellenüberlauf“ eignen sich einerseits die theoretische Höhe des Wellenaufbaus und andererseits die Überlaufmenge am Deich.

Die Formulierung der Grenzzustandsgleichung über die theoretische Höhe des Wellenaufbaus am Hauptdeich erfolgt als Vergleich der Deichhöhe (h_D) mit der Summe aus Tidehochwasserstand (Thw) und Wellenaufbau (R). Eine schematisierte Darstellung der Parameter zeigt Abbildung 3-15. Die Zuverlässigkeitsfunktion (Z_D) lautet:

$$Z_D = h_D - \text{Thw} - R \quad (3-13)$$

Diese Definition des Grenzzustands liegt auch den derzeit gültigen Bemessungsrichtlinien für Hauptdeiche zugrunde [AUSSCHUß FÜR KÜSTENSCHUTZWERKE, 1993].

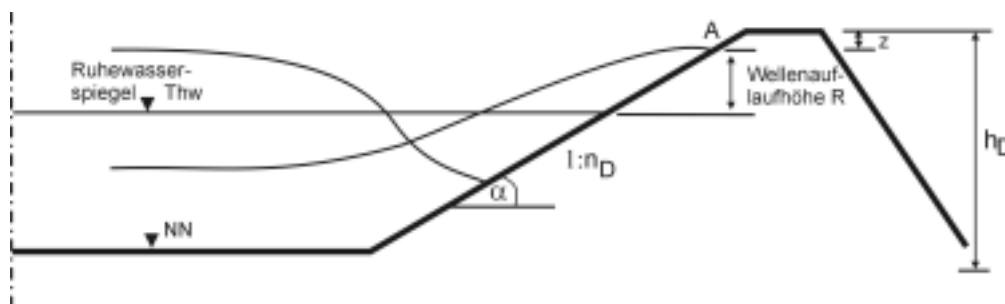


Abbildung 3-15: Versagensmechanismus „Überströmen und Wellenüberlauf“
 [MAI UND ZIMMERMANN, 2000(c)]

Die Ermittlung des Wellenaufbaus erfolgt in diesem Zusammenhang in der Regel nicht direkt durch Messung sondern durch Berechnung aus den Seegangsbedingungen am Deichfuß unter Berücksichtigung der Bauwerkseigenschaften, insbesondere der Deichneigung und der

Rauhigkeit. Der Wellenauflauf ($R_{98\%}$), welcher von 98 % der Wellen nicht überschritten wird, berechnet sich nach DE WAAL UND VAN DER MEER [1992]

$$R_{98\%} = \gamma_f \cdot \gamma_b \cdot \gamma_\theta \cdot 1,5 \cdot \sqrt{\frac{g}{2 \cdot \pi}} \cdot \sqrt{H_s} \cdot T_p \cdot \tan(\alpha_D) \quad (3-14)$$

wobei $R_{98\%} \leq 3,0 \cdot \gamma_f \cdot \gamma_b \cdot \gamma_\theta \cdot H_s$ und $\gamma_f \cdot \gamma_b \cdot \gamma_\theta \geq 0,5$

mit

- g: Erdbeschleunigung
- H_s : signifikante Wellenhöhe
- T_p : Peak-Wellenperiode
- α_D : mittlere Deichneigung ($\tan(\alpha_D)=1:n_D$)
- γ_f : Beiwert zur Berücksichtigung der Böschungsrauhigkeit
- γ_b : Beiwert zur Berücksichtigung einer Berme
- γ_θ : Beiwert zur Berücksichtigung des Wellenangriffswinkels

Die mittlere Deichneigung berechnet sich nach SCHÜTTRUMPF UND OUMERACI [2000] gemäß

$$\tan(\alpha_D) = \frac{3 \cdot H_s}{L_b - B} \quad (3-15)$$

mit

- L_b : Länge der Böschung (siehe Abbildung 3-16)
- B: Länge der Berme (siehe Abbildung 3-16)

Für die Beiwerte γ_f , γ_b , γ_θ gilt:

$$\gamma_f = \begin{cases} 1,0 & \text{Asphaltbeton} \\ 0,9 & \text{Grasdecke} \\ 0,9 & \text{Basaltdeckwerk} \\ 1,0 & \text{geschlossene, glatte Pflasterung} \end{cases} \quad (3-16)$$

$$\gamma_\theta = 1 - 0,0022 \cdot \theta \quad (3-17)$$

$$\gamma_b = 1 - \frac{B}{L_b} \cdot \left(1 - 0,5 \cdot \left(\frac{d_b}{H_s} \right)^2 \right) \quad (3-18)$$

mit

- d_b : Wassertiefe in Bermenmitte (siehe Abbildung 3-16)
- θ : Wellenangriffswinkel in Grad (siehe Abbildung 3-16)

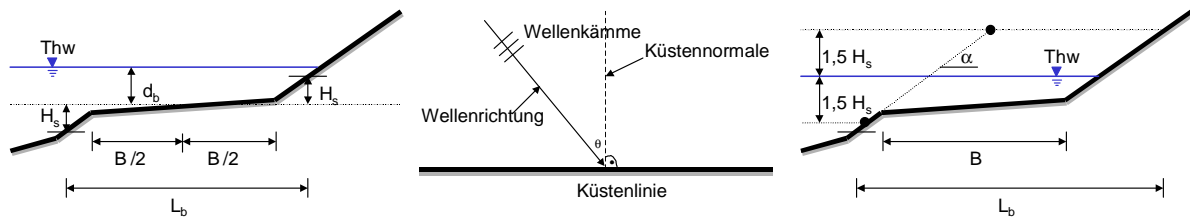


Abbildung 3-16: Einflußfaktoren auf die empirischen Beiwerte γ_b und γ_θ
 [SCHÜTTRUMPF UND OUMERACI, 2000]

Zur Abschätzung der Genauigkeit der in (3-14) gegebenen Beziehung geben DE WAAL UND VAN DER MEER [1992] als relative Standardabweichung

$$\sigma_{R_{98\%}} / R_{98\%} = (1,6 - 1,5) / 1,5 = 0,067 \quad (3-19)$$

an.

Alternativ ist auch die Formulierung der Grenzzustandsgleichung über die Überlaufmenge durch einen Vergleich mit einer zulässigen mittleren Menge des Wellenüberlaufs möglich. Die Zuverlässigkeitsfunktion lautet dann [REEVE, 1998]:

$$Z_D = q_{zul} - q_D \quad (3-20)$$

mit

q_{zul} : zulässige mittlere Wellenüberlaufmenge
 q_D : mittlere Wellenüberlaufmenge

Die Parametrisierung der Wellenüberlaufmenge (q_D) erfolgt nach DE WAAL UND VAN DER MEER [1992]:

$$q_D = 8 \cdot 10^{-5} \cdot \sqrt{g \cdot H_s^3} \cdot \exp\left(3,1 \cdot \frac{R_{98\%} - R_c}{H_s}\right) \quad (3-21)$$

mit

R_c : Freibordhöhe des Deichs $R_c = h_D - Thw$

oder nach SCHÜTTRUMPF UND OUMERACI [2001] mit

$$q_D = 0,06 \cdot \sqrt{2 \cdot g \cdot H_s^3} \cdot Q_0 \cdot \exp\left(-1,833 \cdot \frac{R_c}{H_s \cdot \tanh(0,65 \cdot \xi)}\right) \quad (3-22)$$

$$Q_0 = \begin{cases} 0,038 \cdot \xi & \text{für } \xi < 2,0 \\ \left(0,096 - \frac{0,160}{\xi^3}\right) & \text{für } \xi \geq 2,0 \end{cases} \quad (3-23)$$

mit

Q_0 : dimensionslose Wellenüberlaufmenge

ξ : Brecherparameter $\xi_D = \tan(\alpha_D) / \sqrt{2 \cdot \pi \cdot H_s / g \cdot T_m^2}$

Die Genauigkeit des Berechnungsverfahrens des Wellenüberlaufs gibt SCHÜTTRUMPF UND OUMERACI [2001] mit

$$\sigma_q / q_D = 0,23 \quad (3-24)$$

an, während DE WAAL UND VAN DER MEER [1992] als Maß für die Genauigkeit das 90 %-Konfidenz-Intervall mit

$$\left. \begin{array}{l} 0,12 \\ 0,18 \\ 0,28 \end{array} \right\} \leq (q_D \pm 2 \cdot \sigma_q) / q \leq \begin{cases} 8,3 & \text{für } q \leq 0,1 \text{ l/m/s} \\ 5,5 & \text{für } 0,1 \text{ l/m/s} < q \leq 1,0 \text{ l/m/s} \\ 3,6 & \text{für } 1,0 \text{ l/m/s} < q \end{cases} \quad (3-25)$$

abschätzen.

Neben der analytischen Berechnung des Wellenüberlaufs mit dem in (3-21) und (3-22) gegebenen Formelsystem kommen auch numerische Verfahren, wie sie im Programm ODIFLOCS [VAN GENT, 1992] realisiert sind, zum Einsatz [NIEMEYER, 1997].

Als zulässige Wellenüberlaufmenge pro lfd. m Deichlänge werden von VAN DER MEER UND JANSSEN [1995] bzw. durch den FACHAUSSCHUß FÜR KÜSTENSCHUTZWERKE [2002] je nach Ausführung und Aufbau des Deiches 0,1 l/s/m bis 10 l/s/m angegeben. Eine Zusammenstellung ist in Tabelle 3-9 gegeben.

Deichbaumaterial	Autoren	zul. Überlaufmenge [l/m/s]
Sand mit magerer Kleidecke	VAN DER MEER U. JANSSEN	0,1
Toniger Boden mit guter Grasdecke	VAN DER MEER U. JANSSEN	1,0
Sand mit besodeter, fetter Kleidecke oder Deckwerk	VAN DER MEER U. JANSSEN	10,0
Grasdeich	FACHAUSSCHUß FÜR KÜSTENSCHUTZWERKE	1,0 bis 10,0

Tabelle 3-9: Zulässige Wellenüberlaufmenge an Deichen unterschiedlichen Typs
 [nach VAN DER MEER UND JANSSEN, 1995 und FACHAUSSCHUß FÜR KÜSTENSCHUTZWERKE, 2002]

Die über den Wellenaufbau bzw. über die Wellenüberlaufmenge definierten Grenzzustände des Versagensmechanismus „Überströmen und Wellenüberlauf“ sind für Grasdeiche äquivalent, da nach TAUTENHAIN [1981] die bei $Z_D = 0$ durch die Wellen, welche höher als $R_{98\%}$ auflaufen, verursachte Überlaufmenge etwa 0,85 l/m/s beträgt.

Sind auf der Deichkrone zusätzliche Kronenmauern bzw. -spundwände vorhanden, erfolgt die Definition des Grenzzustands über die Überlaufmenge. Für typische Formen (siehe Abbildung 3-17) von Kronenmauern ergibt sich nach POHL [1998], allerdings für sehr steile Außenböschungen der Neigung 1:3, die Abminderung der mittleren Wellenüberlaufmenge q_{KM}/q zu

$$\frac{q_{KM}}{q_D} = \begin{cases} \left(1 - \frac{(1 - a_{KM} / 0,65) \cdot 8 \cdot h_{KM}}{\sqrt{\frac{g}{2 \cdot \pi}} \cdot H_m \cdot T_m^2} \right) \cdot \left(1 - \frac{R_{98\%}}{R_c} \cdot \frac{(1 - b_{KM}) \cdot 8 \cdot h_{KM}}{\sqrt{\frac{g}{2 \cdot \pi}} \cdot H_m \cdot T_m^2} \right) & \text{für } \frac{R_c}{R_{98\%}} < \frac{1 - (1 - b_{KM}) \cdot 8 \cdot h_{KM}}{\sqrt{\frac{g}{2 \cdot \pi}} \cdot H_m \cdot T_m^2} \\ 0 & \text{für } \frac{R_c}{R_{98\%}} \geq \frac{1 - (1 - b_{KM}) \cdot 8 \cdot h_{KM}}{\sqrt{\frac{g}{2 \cdot \pi}} \cdot H_m \cdot T_m^2} \end{cases} \quad (3-26)$$

mit
 H_m : mittlerer Wellenhöhe
 T_m : mittlerer Wellenperiode
 h_{KM} : Höhe der Kronenmauer
 a_{KM}, b_{KM} : Formparameter der Kronenmauer (siehe Tabelle 3-10)

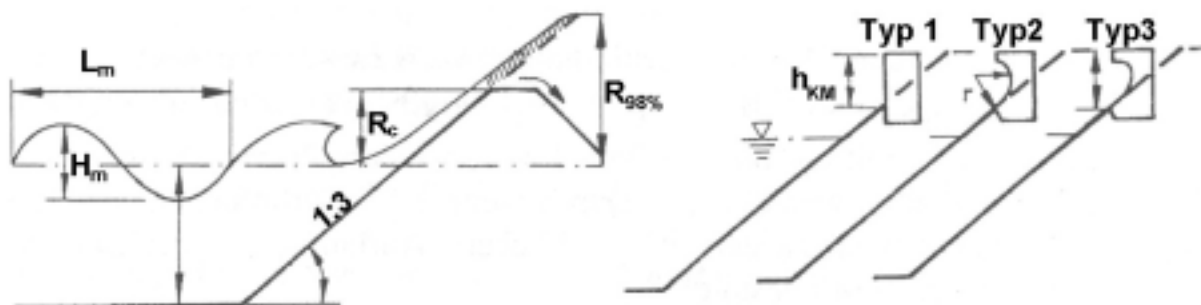


Abbildung 3-17: Typische Kronenmauern auf Deichen und Dämmen
 [nach POHL, 1997]

Typ	Kronenelement	a_{KM}	b_{KM}
1	Senkrechte Wand	0,21	0,98
2	Umlenker mit elliptisch(oben)-kreisförmiger(unten) Ausrundung	1,15	0,71
3	Umlenker mit Ausrundung entsprechend logarithmischer Spirale	1,30	0,56

Tabelle 3-10: Formparameter der Kronenmauern
 [nach POHL, 1998]

Weitere Ansätze zur Berechnung der Wellenüberlaufmenge bei Deichen mit Kronenmauern finden sich bei AHRENS ET AL. [1988].

Der mit dem Versagen eines Hauptdeichs, also bei $Z_D < 0$, verbundene Deichbruch erfolgt, wie historische Deichbruchereignisse an Ems [KIRCHHOFF, 1990] und Elbe [ZITSCHER, 1978, KRAMER ET AL., 1962] zeigen, auf einer Länge von 60 m bis 200 m. Unmittelbar in der Deichbruchstelle entstehen Kolke, deren Tiefe bei vergangenen Deichbruchereignissen bis zu 12 m betragen hat. Die genannten Abmessungen von Deichbruchlücken werden in ihrer Größenordnung auch durch numerische Simulationen des Bruchvorgangs von VISSER [1988 und 1998] bestätigt. Diese Simulationen zeigen außerdem, daß der Endzustand des Deichbruchs etwa 30 Minuten nach Überschreiten des Grenzzustandes des Deiches einsetzt.

3.4.3 Hochwasserschutzwände

Die Versagensmechanismen von Hochwasserschutzwänden ähneln den Versagensmechanismen von Wellenbrechern. Die Hauptversagensformen lassen sich in hydraulische, geotechnische sowie strukturelle untergliedern (Abbildung 3-18).



Abbildung 3-18: Hauptversagensmechanismen von Hochwasserschutzwänden [vgl. OUMERACI ET AL., 2001].

Während für den Hauptdeich das hydraulische Versagen, auch auf der Grundlage vergangener Sturmflutereignisse, eindeutig der maßgebende Versagensmechanismus ist, hat das Versagen von Hochwasserschutzwänden neben hydraulischen Ursachen häufig auch geotechnische Ursachen, wie Erfahrungen nach der Sturmflut von 1976 zeigen [KÜBLER, 1979]. Bei ausreichend tief gegründeten Hochwasserschutzwänden, wie sie nach der Sturmflut von 1976 ausgeführt werden, treten diese geotechnischen Ursachen des Versagens, welche hauptsächlich auf Unterläufigkeiten zurückzuführen sind, jedoch in den Hintergrund. Das hydraulische Versagen wird, wie für den Hauptdeich, wesentlich durch Überströmen bzw. Wellenüberlauf verursacht.

Zur mathematischen Formulierung des Grenzzustands der Funktionsfähigkeit (engl. *ultimate limit state*, ULS) bzw. der Gebrauchstauglichkeit (engl. *serviceability limit state*, SLS) des Versagensmechanismus „Überströmen / Wellenüberlauf“ eignet sich, in Analogie zum Hauptdeich, die Überlaufmenge an der Hochwasserschutzwand.

Die Zuverlässigkeitsfunktion (Z_{HWS}) von Hochwasserschutzwänden lautet daher

$$Z_{HWS} = q_{zul} - q_{HWS} \quad (3-27)$$

mit

q_{zul} : zulässige mittlere Überlaufmenge an der Hochwasserschutzwand
 q_{HWS} : mittlere Überlaufmenge an der Hochwasserschutzwand

Zur Bestimmung der Überlaufmenge werden die in Abbildung 3-19 dargestellten Konfigurationen von Hochwasserschutzwänden in Abhängigkeit von Böschungsneigung und Bermbreite vor der Schutzwand unterschieden.

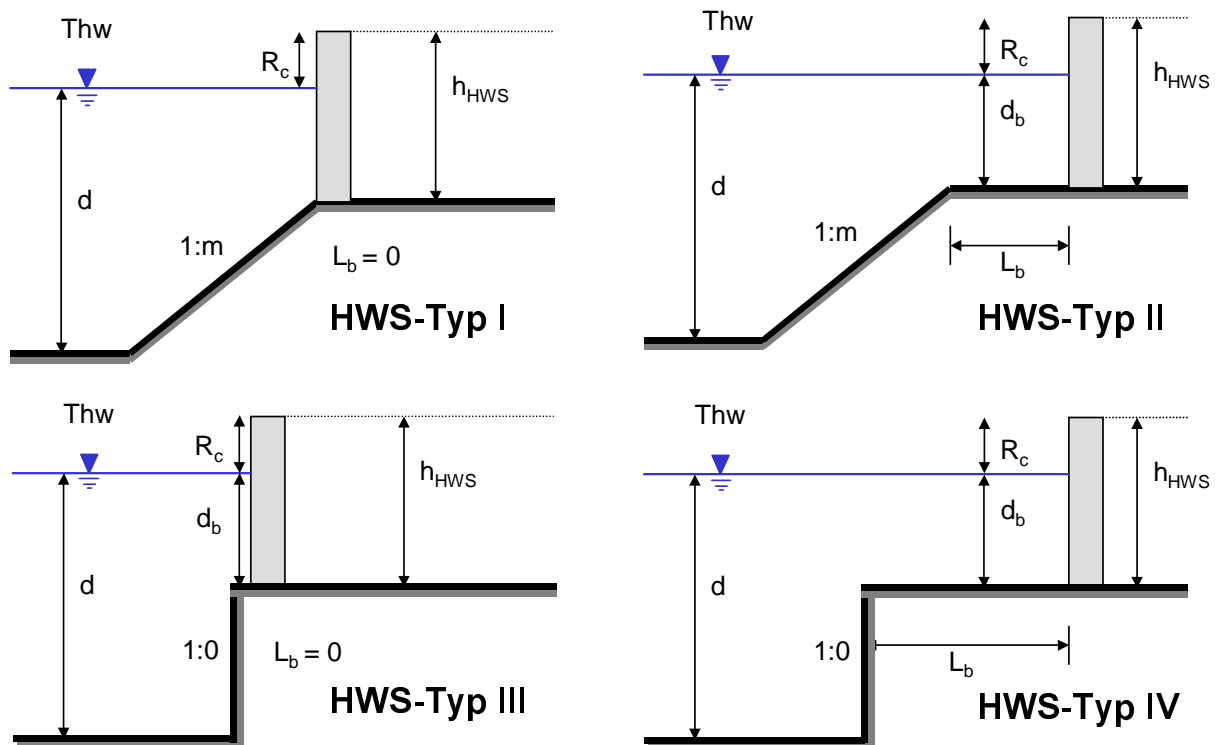


Abbildung 3-19: Typische Konfigurationen von Hochwasserschutzwänden
 [nach ZIMMERMANN ET AL., 1994]

Die Überlaufmenge an senkrechten Wänden (q_{HWS}) berechnet sich nach FRANCO ET AL. [1995(a)] zu

$$q_{HWS} = a_{HWS} \cdot \sqrt{g \cdot H_s^3} \cdot \exp\left(-\frac{b_{HWS}}{\gamma_{\beta\sigma} \cdot \gamma_{geom}} \cdot \frac{R_c}{H_s}\right) \quad (3-28)$$

mit

R_c : Freibord (siehe Abbildung 3-19)
 H_s : signifikante Wellenhöhe
 g : Erdbeschleunigung
 a_{HWS}, b_{HWS} : konfigurationsabhängige Parameter der Hochwasserschutzwand
 $\gamma_{\beta\sigma}$: Verminderungsfaktor zur Berücksichtigung schrägen Wellenangriffs
 γ_{geom} : Verminderungsfaktor zur Berücksichtigung von Wellenabweisern

Der Verminderungsfaktor für schrägen Wellenangriff unter dem Winkel θ (siehe Abbildung 3-16) wird von FRANCO UND FRANCO [1999] für langkämmigen Seegang mit

$$\gamma_{\beta\sigma} = \begin{cases} \cos(\theta) & \text{für } \theta \leq 37^\circ \\ 0,79 & \text{für } \theta > 37^\circ \end{cases} \quad (3-29)$$

und für kurzkämmigen Seegang mit

$$\gamma_{\beta\sigma} = \begin{cases} 0,83 & \text{für } \theta \leq 20^\circ \\ 0,83 \cdot \cos(20^\circ - \theta) & \text{für } \theta > 20^\circ \end{cases} \quad (3-30)$$

angegeben. Die Berechnung des Verminderungsfaktors $\gamma_{\beta\sigma}$ weist jedoch noch große Unsicherheiten auf [DAEMRICH UND MATHIAS, 1999].

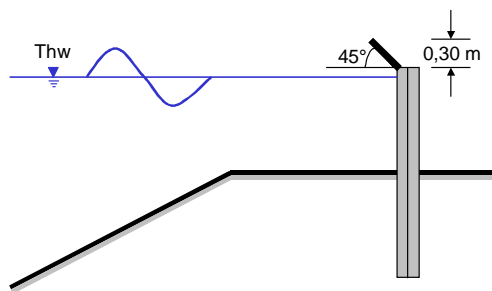


Abbildung 3-20: Wellenabweiser an Hochwasserschutzwand
 [Butter, 1996]

Der Verminderungsfaktor zur Berücksichtigung von Wellenabweisern, wie sie beispielhaft in Abbildung 3-20 dargestellt sind, wird von FRANCO ET AL. [1995(b)] bzw. MAI ET AL. [2003(a)] mit

$$\gamma_{\text{geom}} = \begin{cases} 1,00 & \text{ohne Wellenabweiser} \\ 0,78 & \text{mit Wellenabweiser} \\ 0,70 & \text{mit Wellenkammer} \end{cases} \quad (3-31)$$

abgeschätzt.

Die Parameter der Hochwasserschutzwand (a_{HWS} und b_{HWS}) sind für die Konfigurationen von Hochwasserschutzwänden HWS-Typ I und HWS-Typ III in Tabelle 3-11 aufgeführt. Für die Konfiguration HWS-Typ II und HWS-Typ IV sind die Seegangsbedingungen im tiefen Wasser zunächst in die Seegangsbedingungen über der Berme am Fuß der Hochwasserschutzwand zu transformieren. Diese Transformation zur Kompensation der Flachwasser-Effekte kann entweder mit Hilfe empirischer Verfahren [siehe z. B. HERBERT ET AL., 1994, KORTENHAUS ET AL., 1996, OUMERACI UND KORTENHAUS, 1997] oder durch numerische Simulation erfolgen.

HWS-Konfiguration (siehe Abbildung 3-19)	Autoren	a_{HWS}	b_{HWS}
HWS-Typ I (HWS an Böschung 1:m=1:1,7)	DAEMRICH [1999]	0,050	2,34
HWS-Typ III (senkrechte Wand)	FRANCO ET AL. [1995(a+b)]	0,082	3,00

Tabelle 3-11: Konfigurationsabhängige Parameter a_{HWS} und b_{HWS}

Als ohne Gefährdung der Standsicherheit der Hochwasserschutzwand zulässige Wellenüberlaufmenge pro lfd. m, d.h. als ULS, werden von SIEFERT [1991], FRANCO ET AL. [1995(b)] bzw. dem FACHAUSSCHUß FÜR KÜSTENSCHUTZWERKE [2002] je nach Ausführung und Aufbau der Hochwasserschutzwand 2 l/s/m bis 200 l/s/m angegeben. Eine Einschränkung der Gebrauchstauglichkeit der Hochwasserschutzwand, d.h. ein Überschreiten des SLS, beginnt nach FRANCO ET AL. [1995(b)] bzw. dem FACHAUSSCHUß FÜR KÜSTENSCHUTZWERKE [2002] bei einer Überlaufmenge von 0,01 l/s/m bis zu 0,02 l/s/m. Tabelle 3-12 gibt einen Überblick über die Empfehlungen zur zulässigen Überlaufmenge.

Funktionseinschränkung/ Versagen	Autor	zul. Überlaufmenge [l/m/s]
Grenzzustand der Tragfähigkeit (ULS)		
HWS mit ungesicherter Binnenseite	SIEFERT [1991]	50
	FRANCO ET AL. [1995(b)]	2
	AUSSCHUß FÜR KÜSTENSCHUTZWERKE [2002]	2
HWS mit vollständig gesicherter Binnenseite	SIEFERT [1991]	200
	FRANCO ET AL. [1995(b)]	50
	AUSSCHUß FÜR KÜSTENSCHUTZWERKE [2002]	50
Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit (SLS)		
Fahrzeuge hinter HWS	JENSEN UND JUHL [1987]	0,02
	FRANCO ET AL. [1995(b)]	0,01
	AUSSCHUß FÜR KÜSTENSCHUTZWERKE [2002]	0,01
Fußgänger hinter HWS	JENSEN UND JUHL [1987]	0,03
	FRANCO ET AL. [1995(b)]	0,03
	AUSSCHUß FÜR KÜSTENSCHUTZWERKE [2002]	0,03
Gebäude hinter HWS	FRANCO ET AL. [1995(b)]	0,03
	AUSSCHUß FÜR KÜSTENSCHUTZWERKE [2002]	0,03

Tabelle 3-12: Übersicht über die empfohlenen zulässigen Überlaufmengen an Hochwasserschutzwänden (HWS)

3.5 Versagenswahrscheinlichkeit von Küstenschutzanlagen

3.5.1 Grundlagen der Berechnungsverfahren

Die Grundlage der Berechnung der Versagenswahrscheinlichkeit bildet die in Kap. 3.4.1 beschriebene Definition des Grenzzustandes der Zuverlässigkeit (Z) als Differenz von Belastbarkeit (R) und Belastung (S). Da sowohl die Belastung als auch die Belastbarkeit keine deterministischen Variablen sind, sondern wahrscheinlichkeitsverteilte Größen, ist auch die Zuverlässigkeit wahrscheinlichkeitsverteilt. Unter Verwendung der Wahrscheinlichkeitsdichte (engl. *probability density function*, pdf) der Zuverlässigkeit ($p_Z(Z)$) berechnet sich die Eintrittswahrscheinlichkeit ($P_{Z<0}$) des Versagens eines Küstenschutzelements, wie in Abbildung 3-21 dargestellt, durch Integration über den Versagensbereich:

$$P_{Z<0} = \int_{-\infty}^0 p_Z(Z) dZ \quad (3-32)$$

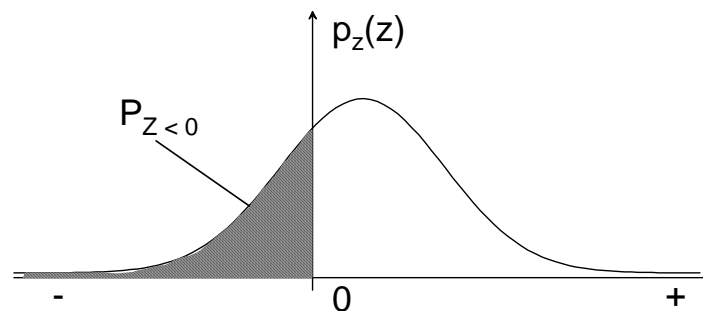


Abbildung 3-21: Definition der Versagenswahrscheinlichkeit

Die Wahrscheinlichkeitsdichte der Zuverlässigkeit ist eine Funktion der zweidimensionalen Wahrscheinlichkeitsdichte ($p_{R,S}(R,S)$) von Belastbarkeit und Belastung. Es gilt:

$$p_Z(Z) = \int_{-\infty}^{\infty} p_{R,S}(Z - S, S) dS \quad (3-33)$$

Für die Versagenswahrscheinlichkeit folgt somit [PLATE UND DUCKSTEIN, 1988]:

$$P_{Z<0} = \int_{-\infty}^{\infty} \left(\int_{-\infty}^S p_{R,S}(R, S) dR \right) dS \quad (3-34)$$

Die Abbildung 3-22 verdeutlicht diese Definition.

Bei statistischer Unabhängigkeit von Belastbarkeit und Belastung folgt die Versagenswahrscheinlichkeit unmittelbar aus den Wahrscheinlichkeitsdichten von Belastbarkeit ($p_R(R)$) und Belastung ($p_S(S)$) [BAKKER UND VRIJLING, 1980]:

$$P_{Z<0} = \int_{-\infty}^{\infty} \left(\int_{-\infty}^S p_R(R) dR \right) \cdot p_S(S) dS \quad (3-35)$$

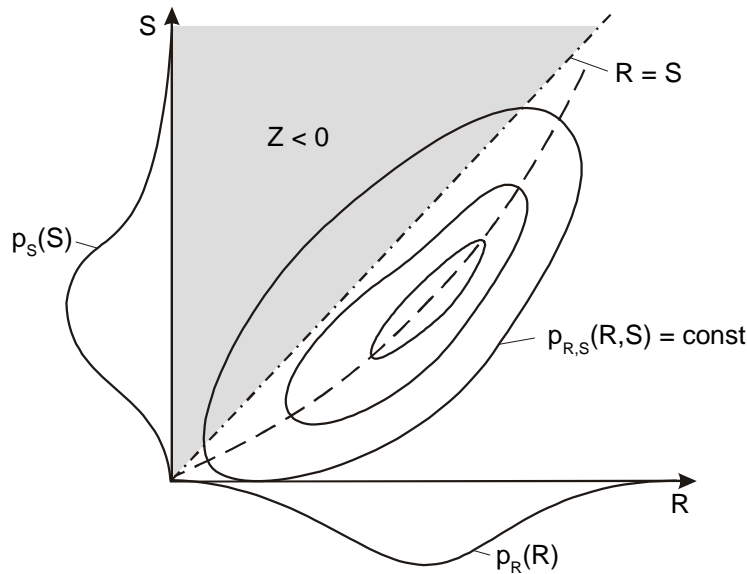


Abbildung 3-22: Definition der Versagenswahrscheinlichkeit auf Grundlage der zweidimensionalen Wahrscheinlichkeitsdichte von Belastung und Belastbarkeit [nach PLATE UND DUCKSTEIN, 1988]

Die Belastbarkeit (R) und die Belastung (S) sind, wie bereits die Definition der Versagensmechanismen in Kapitel 3.4 zeigt, Funktionen von Basisvariablen (U_1, U_2, \dots, U_n) und (V_1, V_2, \dots, V_m), d.h.

$$R = R(U_1, U_2, \dots, U_n) = R(\vec{U}) \quad S = S(V_1, V_2, \dots, V_m) = S(\vec{V}) \quad (3-36)$$

Das in (3-35) dargestellte, zweidimensionale Integral zur Berechnung der Versagenswahrscheinlichkeit lässt sich so als (n+m)-dimensionales Integral darstellen [REEVE, 1998]. Es gilt:

$$P_{Z<0} = \int \dots \int_{A_{Z<0}} p_{\vec{U}, \vec{V}}(\vec{U}, \vec{V}) d\vec{U} d\vec{V} \quad (3-37)$$

mit

$A_{Z<0}$: Kombinationen der Basisvariablen, die zu negativen Zuverlässigkeiten führen, d.h.

$$A_{Z<0} = \{ \vec{U}, \vec{V} : R(\vec{U}) - S(\vec{V}) < 0 \} \quad (3-38)$$

Bei statistischer Unabhängigkeit der die Belastbarkeit beschreibenden Variablen und der die Belastung beschreibenden Variablen, und damit von Belastbarkeit und Belastung, folgt:

$$P_{Z<0} = \int \dots \int_{A_{Z<0}} p_{\vec{U}}(\vec{U}) \cdot p_{\vec{V}}(\vec{V}) d\vec{U} d\vec{V} \quad (3-39)$$

Zur Lösung des in (3-39) dargestellten Versagensintegrals wurden verschiedene Verfahren entwickelt, die je nach dem Grad der Vollständigkeit der Beschreibung der statistischen Bemessungssituation in die Bemessungsstufen I bis IV zusammengefasst werden [PLATE, 1993]. Diese sind in den Kapiteln 3.5.2 bis 3.5.4 sowie im Kapitel 3.7 näher erläutert.

3.5.2 Probabilistische Bemessung der Stufe I

Die Bemessungsstufe I weist den geringsten Grad der Vollständigkeit der Beschreibung der statistischen Bemessungssituation auf und faßt die traditionellen deterministischen Bemessungsverfahren zusammen. Die Bauwerksbemessung erfolgt auf der Stufe I nicht durch die Gewährleistung einer maximal zulässigen Versagenswahrscheinlichkeit, sondern durch den Nachweis, daß der Bemessungswert der maximalen Belastung (S_d) geringer ist als der Bemessungswert der zulässigen Belastbarkeit (R_d), d.h.

$$R_d > S_d \quad (3-40)$$

Die Bemessungswerte S_d und R_d berechnen sich aus den charakteristischen Werten der Belastung (S_k) und Belastbarkeit (R_k)

$$R_d = \frac{R_k}{\gamma_m} \quad S_d = \gamma_{st} \cdot S_k \quad (3-41)$$

mit

γ_m : Teilsicherheitsbeiwert der Belastbarkeit
 γ_{st} : Teilsicherheitsbeiwert der Belastung

Für die charakteristischen Werte werden geeignete Fraktile der Belastungen und der Belastbarkeit verwendet. Eine Berücksichtigung der gesamten Verteilungsfunktionen von Belastbarkeit und Belastung erfolgt nicht.

Eine weitere Vereinfachung des Verfahrens mit Teilsicherheitsbeiwerten zur getrennten Behandlung von Belastbarkeit und Belastung erfolgt durch Einführung eines Gesamtsicherheitsbeiwerts (γ)

$$\gamma = \gamma_m \cdot \gamma_{st} \quad (3-42)$$

Das Bemessungskonzept lautet dann:

$$R_k > \gamma \cdot S_k \quad (3-43)$$

Neben dem multiplikativen Zuschlag mit Gesamtsicherheitsbeiwert werden in der traditionellen deterministischen Bemessung auch Verfahren mit additiven Sicherheitszuschlägen eingesetzt. Es gilt dann

$$R_k + \Delta R > S_k + \Delta S \quad (3-44)$$

Ein typisches Beispiel eines Bemessungsverfahrens der Stufe I mit multiplikativem Sicherheitszuschlag stellt die Festlegung der Bemessungswellenhöhe (H_{Bem}) entsprechend den Empfehlungen des ARBEITSAUSSCHUSSES „UFEREINFASSUNGEN“ [1997] als

$$H_{Bem} = \gamma_{st} \cdot H_s \quad (3-45)$$

dar. Eine Zusammenfassung der Teilsicherheitsbeiwerte zur Festlegung der Bemessungshöhe ist in Tabelle 3-13 gegeben.

Beispielhaft für ein Bemessungsverfahren der Stufe I mit additivem Sicherheitszuschlag ist die durch den AUSSCHUß FÜR KÜSTENSCHUTZWERKE [1993] empfohlene Festlegung des Bemessungswasserstands bei der Deichbemessung zu nennen.

Ein Nachteil der Bemessungsstufe I ist, daß die Regeln zur Festlegung der Sicherheitsfaktoren und –zuschläge oft nicht nachvollziehbar sind und die wirkliche Sicherheit eines Bauwerks, ausgedrückt durch eine Versagenswahrscheinlichkeit, unbestimmt bleibt [PLATE, 1993]. Für die Klimafolgenanalyse eignet sich die Bemessungsstufe I daher nicht.

Bauwerk	Teilsicherheitsbeiwert $\gamma_{st} = H_{Bem} / H_s$
Wellenbrecher	1,0 bis 1,5
Geböschte Molen	1,6
Senkrechte Molen	1,8
Kaimauern mit Speichern	1,9
Baugrubenumschließungen	1,5 bis 2,0

Tabelle 3-13: Teilsicherheitsbeiwerte zur Ermittlung der Bemessungswellenhöhe
 [ARBEITSAUSSCHUß „UFEREINFASSUNGEN“, 1997]

3.5.3 Probabilistische Bemessung der Stufe II

Im Gegensatz zur Bemessung der Stufe I ermöglicht die Bemessung der Stufe II eine näherungsweise Ermittlung der Versagenswahrscheinlichkeit von Schutzsystemen. Die Wahrscheinlichkeitsdichte der Belastbarkeit und der Belastung wird auf der Stufe II durch Normalverteilungen approximiert, d.h.

$$p_R(R) = \frac{1}{\sqrt{2 \cdot \pi} \cdot \sigma_R} \cdot \exp\left(-\frac{(R - \bar{R})^2}{2 \cdot \sigma_R^2}\right) \quad p_S(S) = \frac{1}{\sqrt{2 \cdot \pi} \cdot \sigma_S} \cdot \exp\left(-\frac{(S - \bar{S})^2}{2 \cdot \sigma_S^2}\right) \quad (3-46)$$

mit

\bar{R} , σ_R : Mittelwert und Standardabweichung der Belastbarkeit

\bar{S} , σ_S : Mittelwert und Standardabweichung der Belastung

Die Verteilung der nach (3-12) definierten Zuverlässigkeit entspricht dann ebenfalls einer Normalverteilung

$$p_Z(Z) = \frac{1}{\sqrt{2 \cdot \pi} \cdot \sigma_Z} \cdot \exp\left(-\frac{(Z - \bar{Z})^2}{2 \cdot \sigma_Z^2}\right) \quad (3-47)$$

mit

\bar{Z} , σ_Z : Mittelwert und Standardabweichung der Zuverlässigkeit

Die Berechnung des Mittelwertes und der Standardabweichung der Zuverlässigkeit ist ohne Integration von (3-34) bei dem, auch als Methode der zweiten Momente bezeichneten [PLATE, 1993], Verfahren der Stufe II möglich. Es gilt [z.B. VERGEER, 1990]:

$$\bar{Z} = \bar{R} - \bar{S} \quad \sigma_Z = \sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_S^2} \quad (3-48)$$

Bei Normalverteilung der Zuverlässigkeit kann die Berechnung der Versagenswahrscheinlichkeit auf das Integral der Standardnormalverteilung zurückgeführt werden, d.h.

$$P_{Z < 0} = \int_{-\infty}^0 p_Z(Z) dZ = \Phi_N(-\beta) \quad (3-49)$$

mit

$$\beta = \bar{Z} / \sigma_Z : \quad \text{Sicherheitsindex}$$

Das Integral der Standardnormalverteilung ($\Phi_N(-\beta)$) ist z.B. durch ABRAMOWITZ UND STEGUN [1964] tabelliert.

In der Regel sind die Momente der Belastbarkeit und Belastung nicht direkt, z.B. aus Messungen, bekannt, sondern unter Verwendung von (3-36) aus den Basisvariablen zu berechnen [VRIJLING, 1987]:

$$\bar{R} = R(\bar{U}_1, \bar{U}_2, \dots, \bar{U}_n) \quad \sigma_R^2 = \sum_i \left(\frac{\partial R}{\partial U_i} \cdot \sigma_{U_i} \right)^2 \quad (3-50)$$

$$\bar{S} = S(\bar{V}_1, \bar{V}_2, \dots, \bar{V}_m) \quad \sigma_S^2 = \sum_i \left(\frac{\partial S}{\partial V_i} \cdot \sigma_{V_i} \right)^2 \quad (3-51)$$

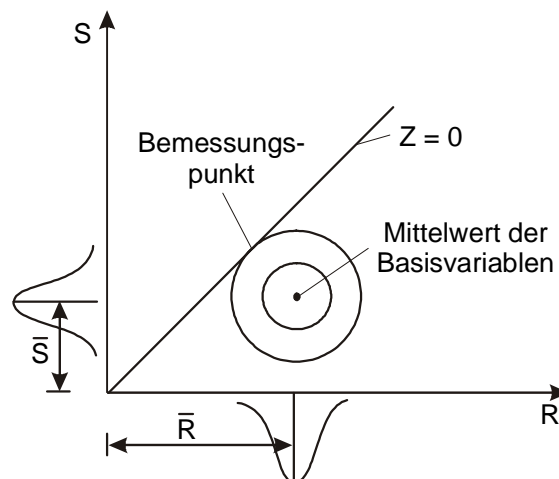


Abbildung 3-23: Entwicklungspunkt in FMA und FDA
 [VERGEER, 1990]

Zur Linearisierung von Belastbarkeit und Belastung werden die Verfahren FMA (engl. *first-order mean value approach*) und FDA (engl. *first-order design point approach*) verwendet [REEVE, 1998]. Bei der FMA entspricht der Entwicklungspunkt zur Berechnung der ersten

Ableitungen $\partial R/\partial U_i$ und $\partial S/\partial V_i$ den Mittelwerten der Basisvariablen \bar{U} , \bar{V} . Bei der FDA erfolgt die Auswertung der ersten Ableitung für den sog. Bemessungspunkt (engl. *design point*). Dieser weist unter Erfüllung der Grenzzustandsgleichung $Z = 0$ die maximale Eintrittswahrscheinlichkeit auf und ist i.d.R. iterativ zu ermitteln. Die Abbildung 3-23 verdeutlicht den Unterschied zwischen FMA und FDA.

3.5.4 Probabilistische Bemessung der Stufe III

Die Berechnung der Versagenswahrscheinlichkeit auf Stufe II stellt insbesondere für Systeme mit vielen Basisvariablen eine adäquate Näherung dar [PLATE, 1993]. Für die in Kapitel 3.4 dargestellten, von nur wenigen Basisvariablen abhängigen Versagensmechanismen von Küstenschutzanlagen ist es jedoch in der Regel genauer, das in Gleichung (3-37) gegebene Integral der Versagenswahrscheinlichkeit direkt zu lösen. Die direkte Berechnung der Versagenswahrscheinlichkeit ohne Voraussetzung einer bestimmten Form der Verteilung der Basisvariablen bezeichnet die Bemessung der Stufe III. Die Berechnung der Versagenswahrscheinlichkeit erfolgt überwiegend durch numerische Integration.

Den Ausgangspunkt einer probabilistischen Bemessung der Stufe III für die in Kapitel 3.4 dargestellte Küstenanlage bildet auf der Belastungsseite die gemeinsame Wahrscheinlichkeitsverteilung von Wasserstand, Windgeschwindigkeit und -richtung. Diese wird mit Hilfe von Übertragungsfunktionen $f_S(\text{Thw}, u_W, \gamma_W)$ in die Wahrscheinlichkeitsverteilung der Belastung transformiert (siehe Abbildung 3-24):

$$S = f_S(\text{Thw}, u_W, \gamma_W) \quad (3-52)$$

mit

$f_S(\dots)$: Übertragungsfunktion zur Ermittlung der Belastung aus den Basisvariablen

Zur Ermittlung der Übertragungsfunktion $f_S(\text{Thw}, u_W, \gamma_W)$ stehen einerseits empirische Verfahren, wie das *fetch*-Diagramm [COASTAL ENGINEERING RESEARCH CENTER, 1984], und andererseits numerische Methoden der Seegangsvorhersage, wie das Seegangmodell SWAN [RIS, 1997], zur Verfügung.

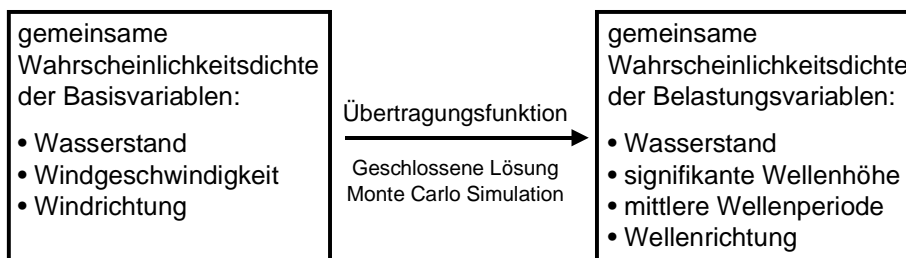


Abbildung 3-24: Konzept zur Ermittlung der Belastungen aus den Basisvariablen
 [nach POHL, 1998]

Die Wahrscheinlichkeitsdichte der Belastung ist unter Vernachlässigung der Unsicherheiten in der Übertragungsfunktion eine Funktion der Wahrscheinlichkeitsverteilung von Wasserstand und Wind.

Es gilt:

$$p_S(S) = \iiint_{f_S(\text{Thw}, u_W, \gamma_W)=S} p_{\text{Thw}, u_W, \gamma_W}(\text{Thw}, u_W, \gamma_W) d\text{Thw} du_W d\gamma_W \quad (3-53)$$

Eine Berücksichtigung der Unsicherheiten der in die Übertragungsfunktion eingehenden Modellparameter $\alpha_{f,1}, \dots, \alpha_{f,n}$ ist durch Erweiterung der Gleichungen (3-52) und (3-53) möglich:

$$S = f_S(\text{Thw}, u_W, \gamma_W, \alpha_{f,1}, \dots, \alpha_{f,n}) \quad (3-54)$$

$$p_S(S) = \iiint_{f_S(\text{Thw}, u_W, \gamma_W, \alpha_{f,1}, \dots, \alpha_{f,n})=S} p_{\text{Thw}, u_W, \gamma_W}(\text{Thw}, u_W, \gamma_W, \alpha_{f,1}, \dots, \alpha_{f,n}) d\text{Thw} du_W d\gamma_W d\alpha_{f,1} \dots d\alpha_{f,n} \quad (3-55)$$

Für die Wahrscheinlichkeitsverteilung der Belastbarkeit der in Kapitel 3.4 dargestellten Versagensformen kann vereinfachend, ohne Berücksichtigung der Unsicherheit, eine Dirac-Funktion angenommen werden, d.h.

$$\text{Deichversagen: } p_R(R) = p_{h_D}(\tilde{h}_D) = \delta_{h_D} \quad \text{bzw. } p_R(R) = p_{q_{zul}}(\tilde{q}_{zul}) = \delta_{q_{zul}} \quad (3-56)$$

$$\text{HWS-Versagen: } p_R(R) = p_{q_{zul}}(\tilde{q}_{zul}) = \delta_{q_{zul}} \quad (3-57)$$

Liegen Erfahrungen bzw. Untersuchungen der Unsicherheiten in der Festlegung der zulässigen Überlaufmenge vor, so ist alternativ die Approximation der Wahrscheinlichkeitsdichte der Belastbarkeit durch eine Normalverteilung möglich:

$$p_R(R) = p_{q_{zul}}(\tilde{q}_{zul}) = \frac{1}{\sqrt{2 \cdot \pi \cdot \sigma_{q_{zul}}}} \cdot \exp\left(-\frac{(\tilde{q}_{zul} - q_{zul})^2}{2 \cdot \sigma_{q_{zul}}^2}\right) \quad (3-58)$$

3.5.5 Unsicherheiten der probabilistischen Bemessung

Unsicherheiten sind ein grundlegender Bestandteil der in den Kapiteln 3.5.2 bis 3.5.4 dargestellten probabilistischen Methoden der Bemessung und Risikoanalyse. Es werden natürliche bzw. inhärente Unsicherheit (engl. *inherent uncertainty*) und erkenntnistheoretische bzw. epistemische Unsicherheit (engl. *epistemic uncertainty*) unterschieden [Schuëller, 1981].

Die inhärente Unsicherheit bezeichnet die Zufälligkeit bzw. Variation der Natur. Es werden hierbei inhärente Unsicherheit in Zeit und in Raum unterschieden. Die inhärente Unsicherheit in der Zeit geht auf einen Informationsmangel infolge zu kurzer Zeitreihen der Basisvariablen der Belastungen, wie z.B. des Tidehochwasserstands, zurück. Dies führt insbesondere zu Unsicherheiten in den Abschätzungen der Ereignisse geringer Eintrittswahrscheinlichkeit. Eine längere Zeitreihe der Basisvariablen der Ereignisse führt zu einer Verringerung der Unsicherheit in der Zeit. Die inhärente Unsicherheit im Raum bezeichnet die räumliche Variation einer Basisvariablen, z.B. der Deichhöhe. Die inhärente Unsicherheit im Raum kann durch eine größere räumliche Dichte der Messung der Basisvariablen reduziert werden [VAN GELDER, 2000].

Die erkenntnistheoretische Unsicherheit lässt sich in Modell-Unsicherheit und statistische Unsicherheit untergliedern. Die statistische Unsicherheit resultiert aus der Extrapolation der Verteilungen der Basisvariablen. Diese Unsicherheit ist einerseits bedingt durch die Unsicherheit bei der Festlegung der zur Extrapolation anzunehmenden Verteilungsfunktion (siehe z.B. Abbildung 3-6) und andererseits durch die Unsicherheit in den Parametern der Verteilung. Für die Tidehochwasserstandsstatistik gibt VAN GELDER [2000] eine Größenordnung der Parameterunsicherheit von 10 % an. Die Modellunsicherheit hat ihre Ursache in der Vereinfachung von Naturphänomenen bei ihrer Modellierung. Die Vernachlässigung der Diffraktion in phasengemittelten Seegangsmoellen bzw. die Übertragung der Ergebnisse aus im verkleinerten Maßstab durchgeführten physikalischen Modellversuchen [POHL, 1998] stellen Beispiele dieser Vereinfachung dar. Neben den Vereinfachungen sind auch Abschätzungen der Baukosten von Küstenschutzanlagen sowie des Schadens nach deren Versagen Quellen der Modellunsicherheit [MEADOWCROFT ET AL., 1998, VAN GELDER, 2000].

Eine Übersicht über die verschiedenen Typen der Unsicherheit ist in Abbildung 3-25 gegeben.

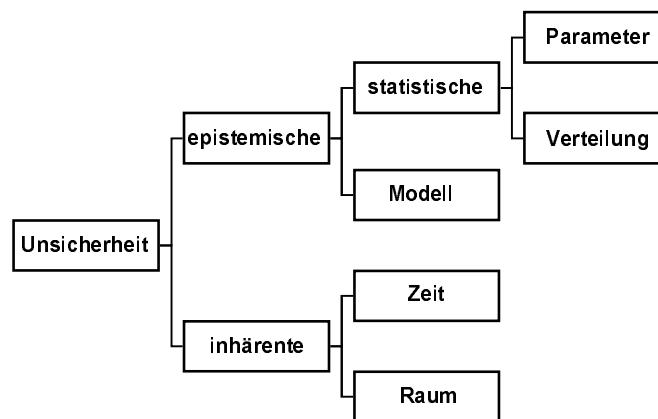


Abbildung 3-25: Arten der Unsicherheit [nach VAN GELDER, 2000]

3.5.6 Zulässige Versagenswahrscheinlichkeit

Mit Hilfe der in Kapitel 3.5.2 bis 3.5.4 dargestellten probabilistischen Bemessungsverfahren wurden unter Berücksichtigung der in Kapitel 3.5.5 dargestellten Typen von Unsicherheiten für einzelne europäische Küstenabschnitte die Versagenswahrscheinlichkeiten der Schutzsysteme ermittelt. Die zulässige Versagenswahrscheinlichkeit der Küsten- und Hochwasserschutzsysteme beträgt in den Niederlanden in Abhängigkeit von der ökonomischen Bedeutung und der gefährdeten Bevölkerung 1:10.000 pro Jahr bis 1:1.250 pro Jahr [VAN DER MEER ET AL., 1998, JORISSEN, 2000, SEIJFFERT, 2001]. An den Küsten von IJsselmeer und Schelde-Ästuar wird so z.B. eine Versagenswahrscheinlichkeit von 1:4.000 pro Jahr gefordert [VRIJLING UND VAN GELDER, 1999, ROELSE UND BAKKAR, 1986], während das Sturmflutsperrwerk bei Rotterdam eine Versagenswahrscheinlichkeit von 1:10.000 pro Jahr aufweist [JANSSEN UND JORISSEN, 1991]. In Großbritannien ist in Abhängigkeit von der Nutzung des Küstenraumes als Küstenschutzstandard eine Versagenswahrscheinlichkeit

von 1:300 pro Jahr bis 1:2,5 pro Jahr festgelegt [MINISTRY OF AGRICULTURE, FISHERIES AND FOOD, 2000]. Für städtische Gebiete wird eine Versagenswahrscheinlichkeit von 1:300 pro Jahr gefordert. Für das dänische Küstenschutzsystem beträgt die zulässige Versagenswahrscheinlichkeit, ebenso nutzungsabhängig, 1:200 pro Jahr bis 1:50 pro Jahr [ANDERSEN, 1998, LAUSTRUP, 2000, DANISH COASTAL AUTHORITY'S COASTAL DEPARTMENT, 2001], wobei zur Zeit einige Deichabschnitte Versagenswahrscheinlichkeiten von bis zu 1:30 pro Jahr aufweisen [TRILATERAL WORKING GROUP ON COASTAL PROTECTION, 2001]. In Belgien wird als zulässige Versagenswahrscheinlichkeit des Küstenschutzsystems, welches stark natürlich geprägt ist und seit 1960 durch keine Deichneubauten verstärkt wurde, etwa 1:1.000 pro Jahr bzw. 1:2.000 pro Jahr angegeben³.

Die Festlegungen zur zulässigen Versagenswahrscheinlichkeit sind für verschiedene Nordseeanrainerstaaten in Tabelle 3-14 zusammengefaßt.

Land	Zulässige Versagenswahrscheinlichkeit	
	minimal [a ⁻¹]	maximal [a ⁻¹]
Belgien	1:2.000	1:1.000
Dänemark	1:200	1:50
Großbritannien	1:300	1:2,5
Niederlande	1:10.000	1:1.250

Tabelle 3-14: Festlegung der zulässigen Versagenswahrscheinlichkeiten der Küstenschutzsysteme durch Nordseeanrainerstaaten

Neben der Übertragung der zulässigen Versagenswahrscheinlichkeit der Küstenschutzsysteme in den Nachbarländern auf die Schutzsysteme an der deutschen Nordseeküste bieten auch Überlegungen, welche zur Sicherheit von Talsperren und Dämmen durchgeführt wurden, einen Ansatz zur Festlegung der zulässigen Versagenswahrscheinlichkeit. Die Festlegung der zulässigen Versagenswahrscheinlichkeit erfolgt im Binnen- bzw. Energiewasserbau unter Berücksichtigung der bei Überflutung zu erwartenden Verluste an Menschenleben. Abbildung 3-26 weist diesen Zusammenhang zwischen zulässiger Versagenswahrscheinlichkeit und den zu erwartenden Verlusten an Menschenleben aus. Bei einem zu erwartenden Verlust von zehn Menschenleben werden jährliche Versagenswahrscheinlichkeiten von 10⁻³ bis 10⁻⁴ für akzeptabel gehalten. Ist mit einem Verlust von 100 Menschenleben zu rechnen, so werden Versagenswahrscheinlichkeiten von 10⁻⁴ a⁻¹ bis 10⁻⁶ a⁻¹ gefordert.

Eine erste Abschätzung der zu erwartenden Verluste an Menschenleben ist auf der Grundlage vergangener Extremsturmfluten möglich. So ertranken während der „Hollandflut“

³ Mitteilung von PETER DE WOLF und TOON VERWAEST, COASTAL WATERWAYS DIVISION, Oostende, Belgien, an die Arbeitsgruppe „European Survey of Risks, Safety Standards and Probabilistic Techniques“, 20.04.1999

vom 31.01.1953 bis zum 02.02.1953 in Holland ca. 1.800 Menschen und in England etwa 300 Menschen. In Deutschland kamen während der „Hamburger Sturmflut“ vom 16.02.1962 bis zum 17.02.1962 347 Menschen durch Ertrinken ums Leben [EIKENBERG, 2000].

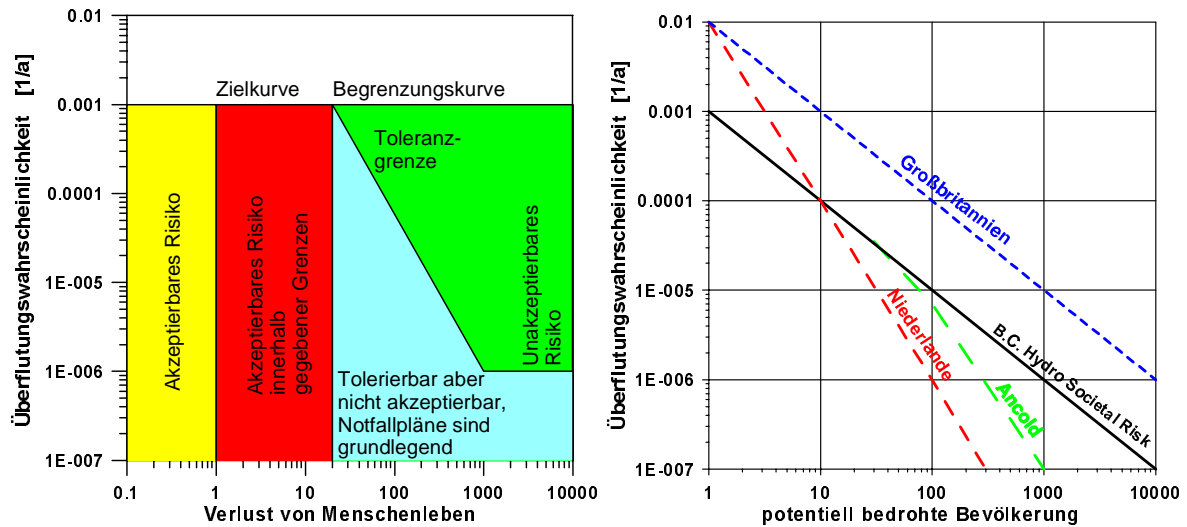


Abbildung 3-26: Zulässige Überflutungswahrscheinlichkeit als Funktion der bei Überflutung bedrohten Bevölkerung nach RETTEMEIER [2002] (links) und angelehnt an SIEBER [1999] (rechts)

Unter Berücksichtigung der neben den zu erwartenden Verlusten an Menschen auftretenden Schäden ist die zulässige Versagenswahrscheinlichkeit gegebenenfalls zu reduzieren. Das Kapitel 3.6 behandelt Methoden zur Quantifizierung dieser Schäden.

3.6 Folgen des Versagens von Küstenschutzanlagen

3.6.1 Direkte und indirekte Schäden

Die im Falle des Versagens von Küstenschutzanlagen auftretenden ökonomischen Schäden in der Küstenzone werden in die Kategorien „direkte Schäden“, „indirekte Schäden“ und „volkswirtschaftliche Folgeeffekte“ eingeteilt [MECHLER, 2000].

Die direkten Schäden sind unmittelbare bzw. mittelbare Folgen des Versagens von Küstenschutzanlagen und der mit dem Versagen einhergehenden Überflutung des Hinterlandes. Unmittelbar verursachte direkte Schäden umfassen insbesondere Schäden an Gebäuden, Betriebs- und Haushaltsvermögen sowie der Infrastruktur. Mittelbar verursachte direkte Schäden sind z.B. Umweltverschmutzungen durch auslaufendes Heizöl bei Überflutung von Öllagern.

Aus der Zerstörung von Betriebsvermögen und -gebäuden bei Überflutung resultieren Umsatz- und Lohnausfälle als Folge von Betriebsunterbrechungen. Diese werden als indirekte Schäden bezeichnet.

Sowohl indirekte Schäden als auch Wiederaufbauinvestitionen infolge direkter Schäden können volkswirtschaftliche Folgeeffekte, wie erhöhte Staatsausgaben, Staatsverschuldung und Inflation, nach sich ziehen. Die volkswirtschaftlichen Folgeeffekte, deren Quantifizierung eine komplexe ökonomische Modellierung [KNOGGE, 2002] erfordert, sind, wie Überflutungsereignisse während Flußhochwassern zeigen, verglichen mit direkten und indirekten Schäden vernachlässigbar, da die Summe der direkten und indirekten Schäden im Vergleich zur wirtschaftlichen Leistungsfähigkeit in der Regel sehr viel geringer ist [MECHLER, 2000]. Dies trifft trotz der enormen Schäden bei Überflutung auch für Sturmfluten zu. So betragen im Jahr 1962 die direkten und indirekten sturmflutbedingten Schäden 2,4 Mrd. DM [EIKENBERG, 2000] und das Sozialprodukt der Freien und Hansestadt Hamburg und des Bundeslandes Niedersachsen 56,5 Mrd. DM [STATISTISCHES BUNDESAMT, 1965].

Neben der Unterteilung der Überflutungsfolgen in direkte, indirekte und volkswirtschaftliche Schäden erfolgt außerdem eine Unterscheidung in tangible und intangible Schäden [SMITH UND WARD, 1998]. Die tangiblen Schäden, wie z.B. Vermögensschäden bzw. Wertschöpfungsverluste, sind monetarisierbar, während intangible Schäden, wie z.B. Todesopfer, Verletzte bzw. Umweltschäden, nicht bzw. nicht direkt monetär zu bewerten sind.

Zur Ermittlung der direkten und indirekten bzw. tangiblen und intangiblen Schäden ist eine Abgrenzung der Überflutungsflächen im Küstenhinterland und des dort vorhandenen Wertebestandes sowie die Ermittlung der Schädigung des Wertebestandes nötig.

3.6.2 Überflutung des Küstenhinterlandes

Während für das deutsche Binnenland mit dem ZONIERUNGSSYSTEM FÜR ÜBERSCHWEMMUNG, RÜCKSTAU UND STARKREGEN (ZÜRS) bereits flächendeckend eine Ausweisung der Überflutungsflächen vorliegt [KLEEBERG, 2001], liegt diese für das Hinterland an der deutschen Tideküste nicht bzw. nur sehr stark vereinfacht vor.

Die Ausweisung von Überflutungsflächen im Küstenhinterland erfolgt entweder mit Hilfe stationärer bzw. statischer Verfahren oder mit instationären bzw. dynamischen Verfahren. Bei der statischen Ausweisung entsprechen die Überflutungsflächen den unter dem Tidehochwasserstand bei Sturmflut liegenden Gebieten. Der zeitliche Ablauf der Überflutung des Hinterlandes nach Deichbruch wird nicht wiedergegeben. Dies bedeutet, daß weit von der Küste entfernte Gebiete bei gleicher Höhenlage dieselbe Gefährdung durch Überflutung aufweisen wie unmittelbar hinter dem Küstenschutzsystem liegende. Bei der Analyse der Höhenstruktur des Küstenhinterlandes ist darauf zu achten, daß ein tiefliegendes Gebiet, welches von hochliegenden Flächen umgeben ist (Muldenlage), nicht als überflutungsgefährdet ausgewiesen wird [WURPTS UND MATHEJA, 2002]. Die Abbildung 3-27 verdeutlicht die statische Ausweisung von Überflutungsflächen schematisch. Die mit dem statischen Verfahren ermittelte Überflutungszone wird auch als maximale potentielle Zone der Betroffenheit (engl. *maximum potential impact zone*) bezeichnet [HOOZEMAN ET AL., 1992].

Eine realistischere Ausweisung der Überflutungszone bei Versagen des Küstenschutzsystems erfolgt durch instationäre bzw. dynamische Verfahren. Eine Klassifizierung kann in 1,5-dimensionale, 2-dimensionale, 2,5-dimensionale und 3-dimensionale dynamische Ver-

fahren erfolgen. Beim 1,5-dimensionalen Verfahren zur instationären Überflutungsflächenausweisung wird das Hinterland in Polder aufgeteilt. Dabei handelt es sich nicht um klassische Polder für die gezielte Hochwasserflutung, sondern um Teilflächen, die durch erhöhte Außenkanten abgegrenzt sind [RENNER ET AL., 2000(a)]. Für die einzelnen Polder wird der Überflutungsvorgang nicht simuliert. Stattdessen wird der Wasserstand im Polder konstant angenommen und mit Hilfe der für jeden Polder bestehenden Füllkurve aus dem in den Polder eingedrungenen Wasservolumen berechnet. Zwischen den Poldern wird der Wasseraustausch mit Hilfe bekannter 1-dimensionaler hydraulischer Formeln, z.B. Wehrformel und Manning-Strickler-Gleichung, simuliert.

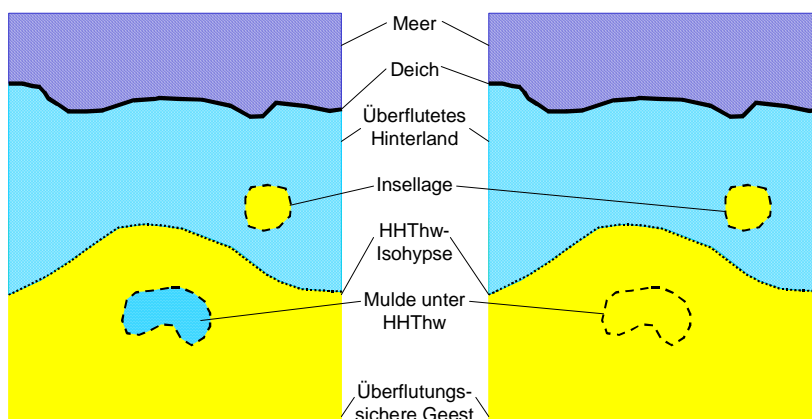


Abbildung 3-27: Stationäres bzw. statisches Verfahren zur Ausweisung von Überflutungsgebieten im Küstenhinterland ohne (links) bzw. mit Berücksichtigung sog. Muldenlagen (rechts)

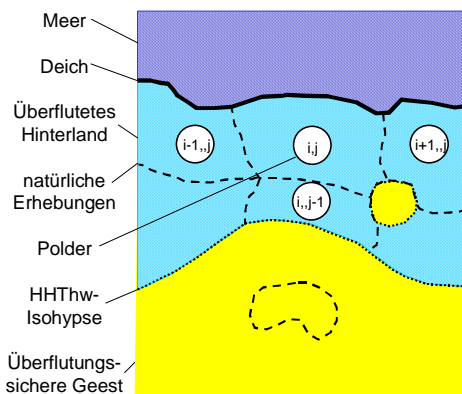


Abbildung 3-28: Schema des 1,5-dimensionalen dynamischen Verfahrens zur Berechnung von Überflutungsflächen [nach RENNER ET AL., 2000(b)]

Die 1,5-dimensionalen Verfahren liefern dementsprechend die Wassertiefen im Überflutungsgebiet, nicht jedoch die Strömungsgeschwindigkeiten. Die Abbildung 3-28 zeigt ein Schema des 1,5-dimensionalen Verfahrens zur Ausweisung von Überflutungsflächen.

Bei der 2-dimensionalen Simulation des Überflutungsvorgangs nach Deichbruch werden die tiefengemittelten Navier-Stokes-Gleichungen gelöst. Die Ausbreitung der Flutwelle, die Strömungsgeschwindigkeit und der Überflutungswasserstand werden so im gesamten von der Überflutung betroffenen Hinterland berechnet. Beispiele der 2-dimensionalen Überflutungs-

modellierung finden sich für die Beurteilung des Deichbruchs an Binnengewässern bei LIEM [2001] und an der Tideküste bei MAI UND VON LIEBERMAN [2001(b)]. Eine Berücksichtigung dreidimensionaler Strömungsvorgänge findet hier nicht statt. Besonders die Überflutung von Städten stellt wegen des Kanalsystems einen dreidimensionalen Strömungsvorgang dar. Als Vorstufe einer vollständig 3-dimensionalen Simulation kommen zur Berechnung des Überflutungsvorgangs derzeit 2,5-dimensionale Modelle, wie durch NIESCHULZ ET AL. [2000] beschrieben, zum Einsatz. Bei diesen ist an das 2-dimensionale Modell der Oberflächenströmung ein 1-dimensionales Kanalnetzmodell gekoppelt.

Die Unsicherheit der genannten Verfahren zur Ausweisung von Überflutungsflächen hängt wesentlich von der Genauigkeit des der Modellierung zu Grunde liegenden digitalen Geländemodells ab. Im deutschen Küstenbereich steht derzeit flächendeckend das Digitale Geländemodell (DGM 50) mit einer räumlichen Auflösung von 50 m und einem Höhenfehler von $\pm 1,5$ m zur Verfügung. In Teilgebieten ist darüber hinaus das Digitale Geländemodell (DGM 5) mit einer räumlichen Auflösung von 12,5 m und einem Höhenfehler von $\pm 0,5$ m verfügbar. Eine weitere Reduzierung der auf das Geländemodell zurückzuführenden Unsicherheit der Überflutungsflächenausweisung kann, insbesondere in Städten, durch die Verwendung von Höhendaten der Katastervermessung erfolgen.

Neben den Ungenauigkeiten des Geländemodells bestehen außerdem Unsicherheiten hinsichtlich der Parameter des zur Überflutungsflächenausweisung verwendeten Modells. Für 2-dimensionale Modelle zur Überflutungsflächenausweisung, welche auf Kontinuitätsgleichung und tiefengemittelten Navier-Stokes-Gleichungen der Form

$$\frac{\partial \zeta}{\partial t} + \frac{\partial (d \cdot v_x)}{\partial x} + \frac{\partial (d \cdot v_y)}{\partial y} = 0 \quad (3-59)$$

$$\begin{aligned} \frac{\partial (d \cdot v_x)}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x} (d \cdot v_x^2) + \frac{\partial}{\partial y} (d \cdot v_x \cdot v_y) = \\ -g \cdot d \cdot \frac{\partial \zeta}{\partial x} - \frac{F_{\text{Boden},x}}{\rho_w} + \frac{F_{\text{Turb},x}}{\rho_w} + \frac{F_{\text{Wind},x}}{\rho_w} + \Omega \cdot d \cdot v_y \end{aligned} \quad (3-60)$$

$$\begin{aligned} \frac{\partial (d \cdot v_y)}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial y} (d \cdot v_y^2) + \frac{\partial}{\partial x} (d \cdot v_x \cdot v_y) = \\ -g \cdot d \cdot \frac{\partial \zeta}{\partial y} - \frac{F_{\text{Boden},y}}{\rho_w} + \frac{F_{\text{Turb},y}}{\rho_w} + \frac{F_{\text{Wind},y}}{\rho_w} - \Omega \cdot d \cdot v_x \end{aligned} \quad (3-61)$$

mit

- d: Wassertiefe
- $F_{\text{Boden},x}$, $F_{\text{Boden},y}$: Komponenten der Bodenreibung
- $F_{\text{Turb},x}$, $F_{\text{Turb},y}$: Komponenten des turbulenten Impulsaustausches
- $F_{\text{Wind},x}$, $F_{\text{Wind},y}$: Komponenten des atmosphärischen Impulseintrages (Wind)
- g: Erdbeschleunigung
- v_x , v_y : horizontale Komponenten der Strömungsgeschwindigkeit
- x, y: Ortskoordinaten
- t: Zeit

ζ : Wasserspiegelauslenkung
 Ω : Coriolis-Parameter

basieren, weisen die Parametrisierung von atmosphärischem Impulseintrag und turbulentem Impulsaustausch, jedoch im Besonderen der Bodenreibung Unsicherheiten auf. Die Parametrisierung der Bodenreibung kann z.B. nach MANNING erfolgen:

$$\begin{pmatrix} F_{\text{Boden},x} \\ F_{\text{Boden},y} \end{pmatrix} = \rho_w \cdot \frac{g \cdot \sqrt{v_x^2 + v_y^2}}{M^2 \cdot d^{1/3}} \cdot \begin{pmatrix} v_x \\ v_y \end{pmatrix} \quad (3-62)$$

mit

d: Wassertiefe
 g: Erdbeschleunigung
 M: Manning-Beiwert
 v_x, v_y : horizontale Komponenten der Strömungsgeschwindigkeit

Als Rauigkeitsbeiwerte von Landflächen werden Manning-Zahlen von $10 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$ bis $25 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$ angegeben, welche z.B. in Abhängigkeit von der Geländenutzung, die sich beispielsweise aus dem Digitalen Landschaftsmodell (DLM) des Amtlichen Topographisch-Kartographischen Informationssystems ATKIS ergibt, festgelegt werden können. Da in der Regel keine ausreichend dokumentierten Daten zu vergangenen Überflutungen während der Sturmfluten 1962 bzw. 1976 vorliegen, ist jedoch die Verifizierung der verwendeten Parametrisierung der Bodenreibung schwierig.

3.6.3 Wertebestand im Überflutungsgebiet

Bei der Ermittlung des durch Überflutung betroffenen Nutzungs- und Wertebestands werden die in Tabelle 3-15 dargestellten Genauigkeitsstufen unterschieden. An der deutschen Küste stellen die Klimafolgenanalyse für die Küstenregion von STERR UND SIMMERING [1996], das Bewertungsgutachten für Deichbauvorhaben an der Küste der Wesermarsch von KLAUS UND SCHMIDTKE [1990] sowie die Wertermittlung für die Gemeinden Scharbeutz und Timmendorfer Strand von REESE ET AL. [2001] bzw. von MARKAU UND REESE [2002] Beispiele makro-, meso- bzw. mikroskaliger Analysen dar.

Die Nutzungs- und Wertkartierung auf den in Tabelle 3-15 genannten, unterschiedlichen Maßstabsebenen unterscheiden sich insbesondere hinsichtlich der Schadenskategorien. Die makroskalige Analyse unterscheidet z.B. nach dem INTERNATIONAL PANEL ON CLIMATE CHANGE zwischen den intangiblen Schadenskategorien „Betroffene Bevölkerung“, „Gefährdete Bevölkerung“ und „Verlust von Feuchtgebieten“ sowie den tangiblen Schadenskategorien „Verlust an Sachwerten“ und den „Schutz- und Anpassungskosten“ [BEHNEN, 2000]. Für die Sachwerte erfolgt häufig eine weitere Untergliederung in landwirtschaftliche Nutzfläche, Siedlungs- und Verkehrsfläche, öffentlicher Tiefbau, Wohnungen und Sachvermögen der Wirtschaftsbereiche [EBENHÖH ET AL., 1997].

Stufe der Erhebung	makroskalig	mesoskalig	mikroskalig
Stufe der Datenerhebung	(inter-) national	regional	lokal
Planungsebene	(inter-) nationale Küstenschutzstrategie	Küstenschutzsystem	Küstenschutzelement
Längengenauigkeit	> 10 km	0,1 bis 10 km	< 0,1 km
Flächengenauigkeit	> 100 km ²	0,01 bis 100 km ²	< 0,01 km ²

Tabelle 3-15: Stufen der Erhebung des durch Überflutung betroffenen Wertebestands
 [nach REESE UND MARKAU, 2002, sowie nach KLEEBERG ET AL., 1999]

In mesoskaligen Untersuchungen [COLIJN, F., HAMANN, M., REESE, S., ROHR, T., 1998/2000, KIESE UND LEINWEBER, 2001, KLAUS UND SCHMIDTKE, 1990] werden die Schadenskategorien „Betroffene Bevölkerung“, „Reproduzierbares Vermögen“, „Nichtreproduzierbares Vermögen“ sowie die „Bruttowertschöpfung“ unterschieden. Zum nichtreproduzierbaren Vermögen zählt dabei in erster Linie der Bodenwert. Das reproduzierbare Vermögen gliedert sich in Wohnungskapital, Hausrat, Kfz-Vermögen sowie dem in die Wirtschaftszweige untergliederten Anlage- und Vorratsvermögen.

In mikroskaligen Untersuchungen erfolgt teils eine detailliertere Differenzierung der bei der mesoskaligen Untersuchungen verwendeten Schadenskategorien [REESE ET AL., 2001] teils jedoch auch eine direkte Bewertung von Einzelobjekten (Häusern, Industrieanlagen, ...) nach versicherungswirtschaftlichen Gesichtspunkten [HEINZE, 2000]. Für die Beurteilung des Risikos einer Küstenzone ist die mit Hilfe der mesoskaligen Analyse erreichte Genauigkeit ausreichend [WEIGEL UND MAI, 2002(b)].

In der makro- und mesoskaligen Analyse erfolgt zur Bestimmung des Wertebestands einerseits für die verschiedenen Schadenskategorien eine Quantifizierung der Gesamtheit der Werte in der Küstenzone bzw. in größeren Untereinheiten, wie Städten, Landkreisen oder Gemeinden, und andererseits die Verortung dieser Werte im Überflutungsgebiet [KIESE UND LEINWEBER, 2001]. Die Verortung der Werte im Überflutungsgebiet erfolgt durch Nutzungskartierung entweder auf der Grundlage analoger oder digitaler Karten. Eine Nutzungskartierung auf der Grundlage analoger Karten ist je nach erforderlicher Genauigkeit mit Hilfe der Topographischen Karte TK 25 (Maßstab 1:25.000) bzw. der Deutschen Grundkarte (DGK 5, Maßstab 1:5.000) möglich. Beispielhaft für die analoge Nutzungskartierung ist die durch KIESE UND LEINWEBER [2001] dargestellte räumliche Modellierung des Schadenspotentials in der Unterweserregion. Als digitale Informationen stehen z.B. zur Verortung des Wertebestands das Digitale Landschaftsmodell sowie die Automatisierte Liegenschaftskarte (ALK) zur Verfügung. Beispiele der Nutzungskartierung unter Verwendung des ATKIS-DLM ist die durch MAI UND OHLE [2002] bzw. WEIGEL UND MAI [2002(a)] dargestellte Verortung des Wertebestands für die Ortschaften Sahlenburg bzw. Brake. Das wesentliche Problem bei der Nutzung digitaler Informationen besteht in der Notwendigkeit der Zuweisung einzelner Objektarten der in den digitalen Karten

ausgewiesenen Nutzungen zu den bei der mesoskaligen Analyse unterschiedenen Schadenskategorien. Für das ATKIS-DLM finden sich bei COLIJN ET AL. [2000], dem MINISTERIUM FÜR UMWELT, RAUMORDNUNG UND LANDWIRTSCHAFT DES LANDES NORDRHEIN-WESTFALEN [2000] sowie bei MEYER UND MAI [2003] mögliche Zuordnungen (siehe Anhang D).

Zur Quantifizierung des Gesamtwertbestandes stehen für die genannten Vermögensarten auf Landesebene die Statistiken der Statistischen Landesämter sowie des Statistischen Bundesamtes zur Verfügung. Die für die einzelnen Bundesländer ausgewiesenen Anlagevermögen, z.B. von Unternehmen der Wohnungswirtschaft bzw. von Unternehmen des produzierenden Gewerbes, werden zunächst über die Schlüsselgröße Einwohner bzw. Beschäftigte in Pro-Kopf-Vermögen umgerechnet [KIESE UND LEINWEBER, 2001, MEYER, 2001], d.h.

$$w_{pp,i} = \frac{W_{BL,i}}{PP_{BL,i}} \quad (3-63)$$

mit

$w_{pp,i}$: Vermögen pro Kopf (Einwohner bzw. Beschäftigter) in der i-ten Vermögensart
 $W_{BL,i}$: in einem Bundesland vorhandenes Vermögen in der i-ten Vermögensart
 $pp_{BL,i}$: für die Normierung der i-ten Vermögensart maßgebende, für das Bundesland ermittelte Personenzahl (Einwohner bzw. Beschäftigte)

Für die Küstengemeinden erfolgt schließlich über die gemeindebezogene Beschäftigten- bzw. Bevölkerungszahl unter der Annahme eines im Bundesland konstanten Pro-Kopf-Vermögens die Ermittlung des Vermögensbestands einzelner Vermögensarten:

$$W_{GM,i} = w_{pp,i} \cdot PP_{GM,i} \quad (3-64)$$

mit

$W_{GM,i}$: auf Gemeindeebene vorhandenes Vermögen der i-ten Vermögensart
 $w_{pp,i}$: Vermögen pro Person (Einwohner bzw. Beschäftigter)
 $pp_{GM,i}$: für die i-te Vermögensart maßgebende, für die Gemeinde ermittelte Personenzahl (Einwohner bzw. Beschäftigter)

Die so auf Gemeindeebene ermittelten Vermögensanteile werden schließlich über die gewichtete Gesamtfläche der einer Nutzung zugewiesenen Objektarten in Flächenwerte umgerechnet:

$$w_{OA,i} = \frac{W_{GM,i}}{\sum_k \chi_{ik} \cdot A_{OA,k}} \quad (3-65)$$

mit

$w_{OA,i}$: Wert der i-ten Vermögensart pro Einheitsfläche der zugehörigen Objektarten
 $W_{GM,i}$: auf Gemeindeebene vorhandenes Vermögen der i-ten Vermögensart
 $A_{OA,k}$: Gesamtfläche der k-ten Objektart innerhalb einer Gemeinde
 χ_{ik} : zur Vermögensverteilung herangezogener Flächenanteil einer Objektart

Der im Überflutungsgebiet liegende, nach Nutzung klassifizierte Wertebestand, d.h. das nutzungsklassifizierte Schadenspotential, folgt direkt aus der nutzungsklassifizierten überfluteten Fläche

$$W_i = w_{OA,i} \cdot A_{Ü,i} = w_{OA,i} \cdot \sum_k \chi_{ik} \cdot A_{Ü,OA,k} \quad (3-66)$$

mit

- W_i : Schadenspotential der i-ten Nutzungskategorie
- $w_{OA,i}$: Wert der i-ten Vermögensart pro Einheitsfläche
- $A_{Ü,i}$: durch Überflutung betroffene Fläche der i-ten Nutzungskategorie
- χ_{ik} : zur Vermögensverteilung herangezogener Flächenanteil einer Objektart
- $A_{Ü,OA,k}$: überflutete Fläche der k-ten Objektart innerhalb einer Gemeinde

3.6.4 Schädigung des Wertebestands im Überflutungsgebiet

Der im Überflutungsgebiet liegende Wertebestand stellt das Schadenspotential, d.h. den bei Totalzerstörung aller Werte eintretenden Schaden, dar. In der Regel erfolgt jedoch bei Überflutung keine Totalzerstörung sondern nur eine Teilschädigung. Der bei Überflutung zu erwartende Schaden ist daher aus dem Schadenspotential durch Gewichtung mit einem Schädigungsgrad zu berechnen:

$$S_{ges} = \sum_i S_i = \sum_i \varphi_i \cdot W_i \quad (3-67)$$

mit

- S_{ges} : bei Überflutung zu erwartender Schaden
- S_i : bei Überflutung zu erwartender Schaden an der i-ten Nutzungskategorie
- W_i : Schadenspotential der i-ten Nutzungskategorie
- φ_i : mittlerer Schädigungsgrad für die i-te Nutzungskategorie

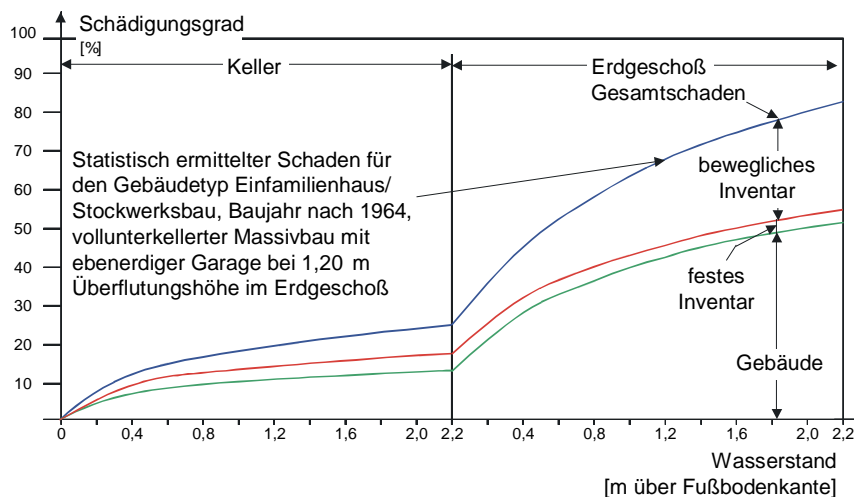


Abbildung 3-29: Bedeutung der Überflutungshöhe für den Schaden, hier: wohngenutztes Einfamilienhaus [nach SCHMIDTKE, 1995]

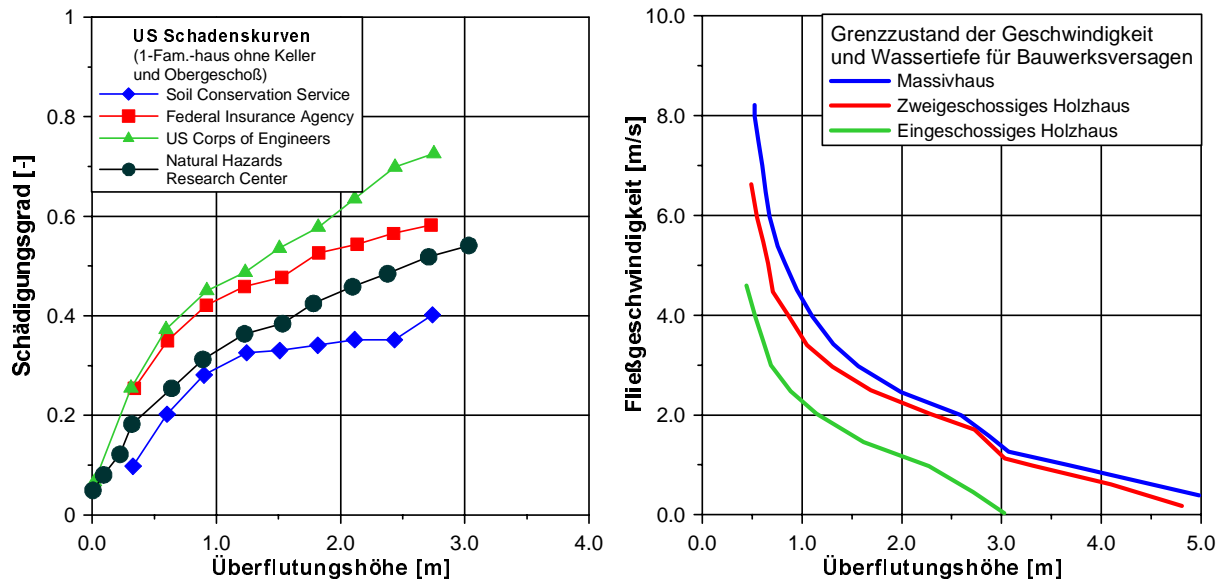


Abbildung 3-30: Parametrisierung des Schädigungsgrads von Wohnhäusern durch die Überflutungshöhe (links) [VAN DER SANDE, 2001, nach GRIGG UND HELLWEG, 1975] und schadensäquivalentes Eintreten von Überflutungshöhe und Fließgeschwindigkeit [BUREAU OF TRANSPORT AND REGIONAL ECONOMICS BTRE, 2002]

Die Parametrisierung des Schädigungsgrads erfolgt in der Regel mit der Überflutungswassertiefe [PEERBOLTE, 1993]. Besonders Wohnbebauung weist, wie Abbildung 3-29 für 1-Familienhäuser zeigt, eine ausgeprägte Abhängigkeit des Schädigungsgrads von der Überflutungswassertiefe auf. Bei unterkellerten Wohnhäusern beträgt der Schädigungsgrad bei Flutung des Kellers etwa 25 % und steigt bei Überflutung des Erdgeschosses auf etwa 80 % an, wobei etwa 50 % des Schadens am Gebäude, 15 % an der festen Einrichtung und 35 % am beweglichen Inventar entsteht [SCHMIDTKE, 1995]. Hinsichtlich der Approximation des Schädigungsgrads bestehen jedoch große Unsicherheiten, wie z.B. eine Gegenüberstellung verschiedener Parametrisierungen der Schadensfunktion von nicht-unterkellerten Einfamilienhäusern durch GRIGG UND HELLWEG [1975] zeigt (siehe Abbildung 3-30, links). Neben der Überflutungswassertiefe hat auch die Überflutungsgeschwindigkeit entscheidenden Einfluß auf den Schädigungsgrad. Beispielhaft weist Abbildung 3-30 den Zusammenhang zwischen kritischem Überflutungswasserstand und kritischer Strömungsgeschwindigkeit bei der Definition des Versagens für verschiedene Wohnhaustypen aus. Für Massivhäuser zeigt sich, daß eine Strömungsgeschwindigkeit von 4 m/s bei einer Überflutungswassertiefe von 1 m hinsichtlich der Schädigung äquivalent zu einer Strömungsgeschwindigkeit von 2,5 m/s bei einer Überflutungswassertiefe von 2 m ist [BUREAU OF TRANSPORT AND REGIONAL ECONOMICS BTRE, 2002]. PENNING-ROWSELL UND CHATTERTON [1977] unterscheiden zur Schadensparametrisierung zwischen landwirtschaftlich, gewerblich bzw. zu Wohnzwecken genutzten Gebäuden (siehe Abbildung 3-31). Für gewerblich genutzte Gebäude ergeben sich deutlich größere Schädigungsgrade als für Wohngebäude bzw. landwirtschaftlich genutzte Gebäude. Ein Totalschaden ist je nach Nutzung nach PENNING-ROWSELL UND CHATTERTON [1977] bei Überflutungshöhen von 2 m bis 3 m zu erwarten.

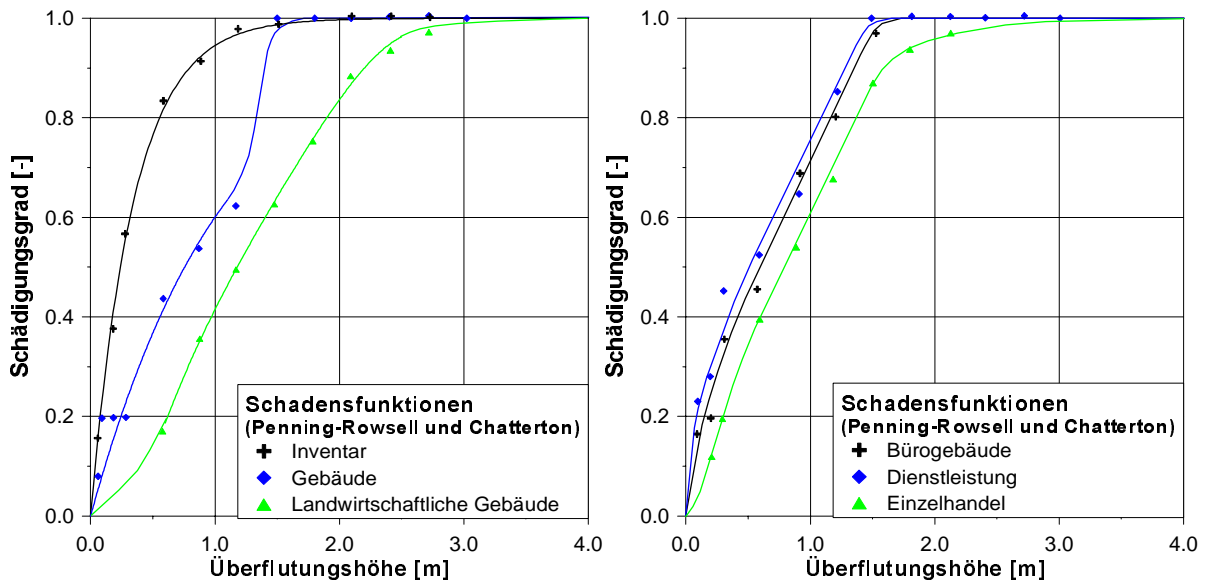


Abbildung 3-31: Parametrisierung des Schädigungsgrades als Funktion der Überflutungshöhe nach PENNING-ROWSELL UND CHATTERTON [1977 aus Vergeer, 1990]: links für Wohn- und landwirtschaftliche Gebäude, rechts für Büro und Gewerbe

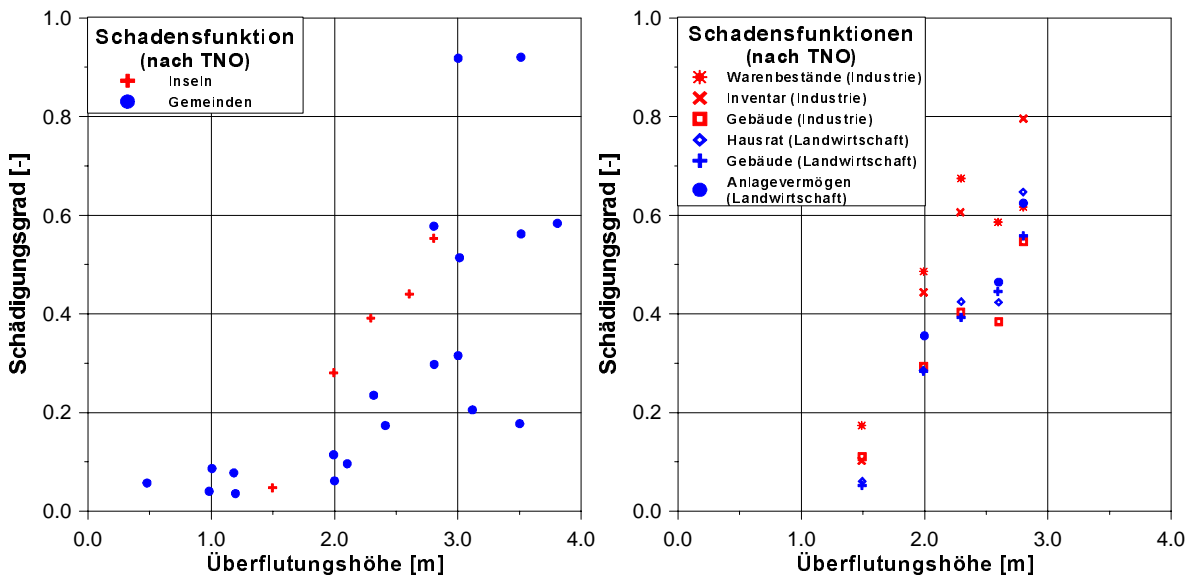


Abbildung 3-32: Parametrisierung des Schädigungsgrades als Funktion der Überflutungshöhe (herausgegeben durch das Niederländische Institut für angewandte Wissenschaft TNO) nach WAARTS [1989, nach PEERBOLTE, 1993]: getrennt für Inseln und Festland (links) bzw. nach Nutzungsart (rechts)

Weitere den Schädigungsgrad beeinflussende Charakteristika des Überflutungsvorganges sind die Anstiegsrate des Überflutungswasserstandes, die Überflutungsdauer, die Wind- und Seegangswirkung sowie die Schmutz- und Sedimentfracht des eindringenden Wassers [VAN DER SANDE, 2001].

Während die von PENNING-ROWSELL UND CHATTERTON vorgelegten Schadensfunktionen bereits bei geringen Überflutungswassertiefen einen großen Anstieg des Schädigungsgrades

aufweisen, ergab eine in den Niederlanden nach der Sturmflut 1953 durchgeführte Analyse einen zunächst geringen und dann wachsenden Anstieg des Schädigungsgrads mit der Überflutungshöhe, wie Untersuchungen von WAARTS [1989] bzw. VERGEER [1990] zeigen (Abbildung 3-32 und Abbildung 3-33, links). Für eine Überflutungshöhe von 2 m bis 3 m ergeben sich danach im Mittel Schädigungsgrade von 30 % bis 60 %. Auf der Grundlage der durch WAARTS und VERGEER zusammengefaßten Datenbestände legen VROUWENFELDER UND STRUIK [1990] bei Unterscheidung der Nutzungskategorien „Landwirtschaft“, „Industrie“ und „Wohnen“ die in Abbildung 3-33 (rechts) dargestellten mittleren Schadensfunktionen fest. Diese weisen für die Wohn- und die industrielle Nutzung eine monoton wachsende Steigung auf, während für die landwirtschaftliche Nutzung eine monoton sinkende Steigung angesetzt wird. Neben den nutzungsbezogenen Schadensfunktionen weisen VROUWENFELDER UND STRUIK [1990] außerdem eine Schadensfunktion für die betroffene Bevölkerung im Überflutungsgebiet aus. Danach ist bei Überflutungshöhen von mehr als 3,50 m mit einer erheblichen Zunahme der Überflutungstoten zu rechnen. Bei Überflutungshöhen unter 1,6 m ist der Anteil der Ertrinkenden sehr gering.

Eine stärker nach Nutzungen differenzierte Darstellung der Schadensfunktionen findet sich bei VRISOU VAN ECK ET AL. [2001] sowie KOK [2001] und ist in Abbildung 3-34 dargestellt. Im Vergleich zu VERGEER [1990] sowie VROUWENFELDER UND STRUIK [1990] weisen VRISOU VAN ECK ET AL. sowie KOK zum Teil erheblich abweichende Schädigungsgrade bei gleicher Überflutungshöhe auf. Eine Ursache dieser Unsicherheit in der Festlegung der Schadensfunktion geht nach PENNING-ROUSELL UND FORDHAM [1994] auf Unterschiede in der Katastrophenvorsorge (Vorwarnzeit, Reaktionspläne) sowie nach KOK [2001] auf das Bewußtsein der Überflutungsgefahr zurück. Die Behandlung dieser Unsicherheiten im Rahmen einer probabilistischen Analyse wird dennoch als entbehrlich angesehen [MINISTRY OF AGRICULTURE, FISHERIES AND FOOD (MAFF), 2000].

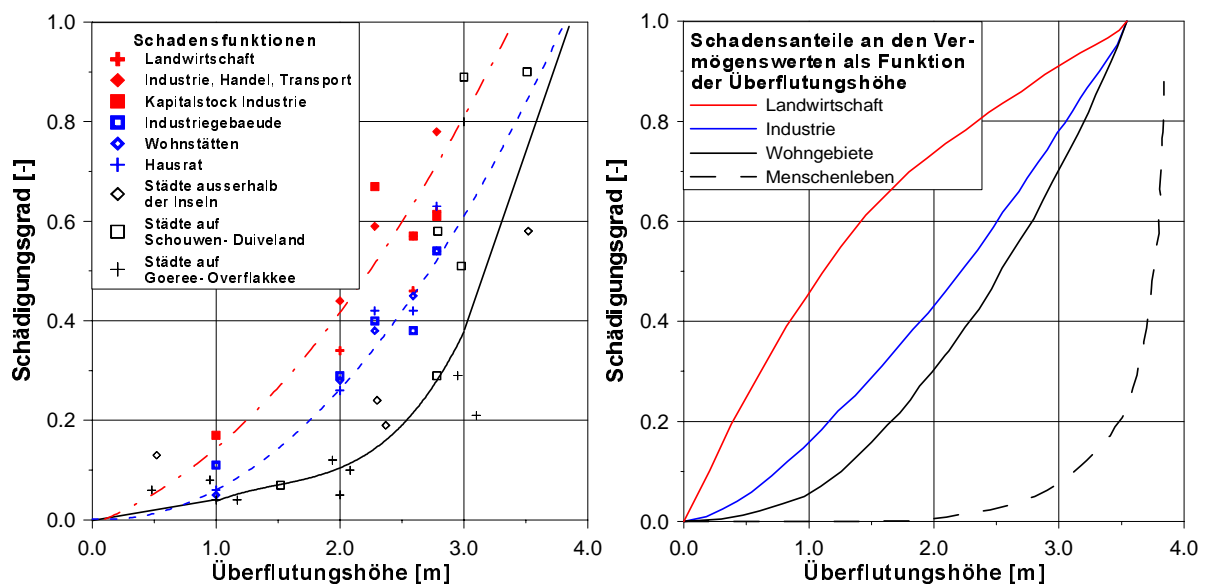


Abbildung 3-33: Parametrisierung des Schädigungsgrads als Funktion der Überflutungshöhe nach VERGEER [1990] (links) und VROUWENFELDER UND STRUIK [1990] (rechts)

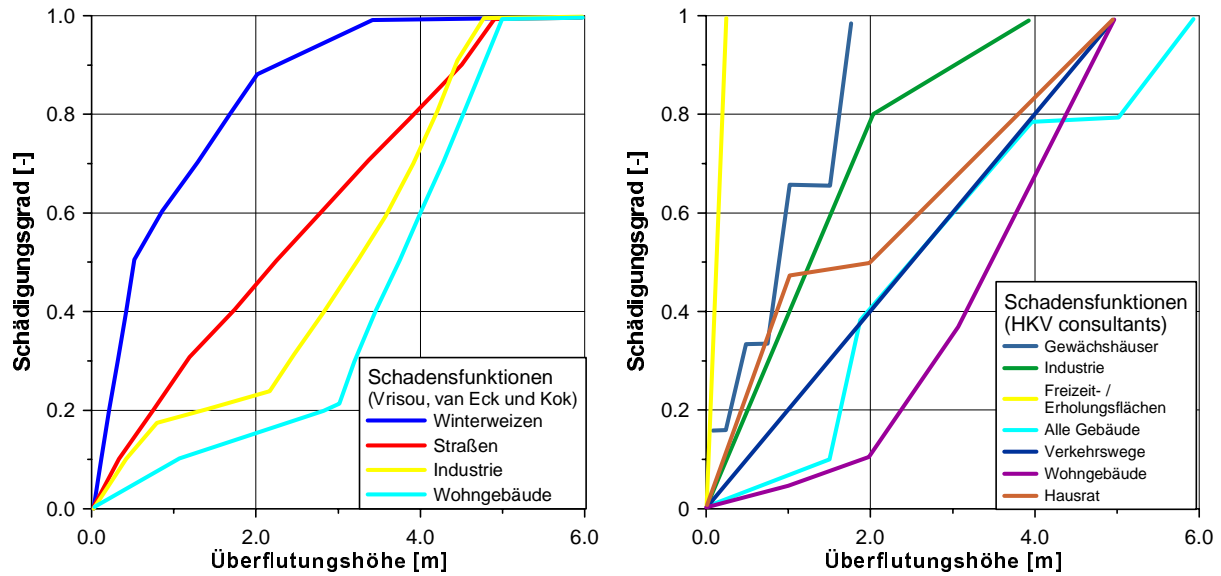


Abbildung 3-34: Parametrisierung des Schädigungsgrads als Funktion der Überflutungshöhe nach VRISOU VAN ECK ET AL. [2001] und KOK [2001]

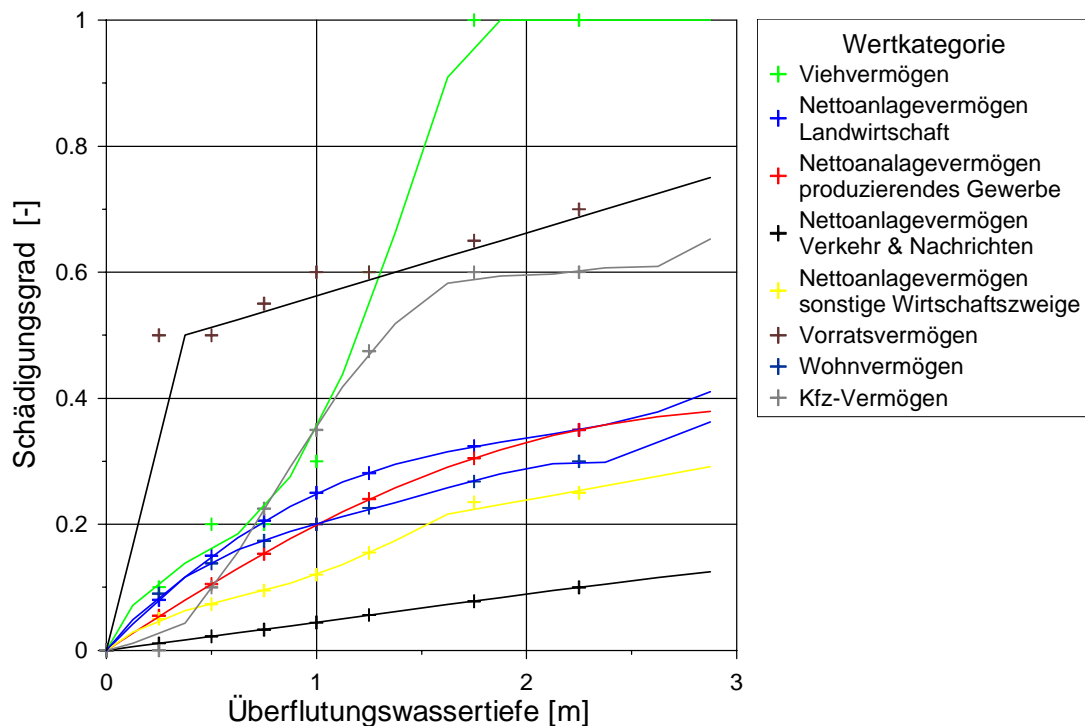


Abbildung 3-35: Parametrisierung des Schädigungsgrads für das Weser-Ems-Gebiet als Funktion der Überflutungshöhe nach KLAUS UND SCHMIDTKE [1990]

Für das deutsche Küstengebiet zwischen Jade und Weser haben KLAUS UND SCHMIDTKE [1990] auf der Grundlage der durch den Arbeitskreis „Nutzen-Kosten-Untersuchungen in der Wasserwirtschaft“ der LÄNDERARBEITSGEMEINSCHAFT WASSER (LAWA) aufgebauten HOCHWASSERSCHADEN-DATENBANK (HOWAS) Schädigungsmatrizen abgeleitet, welche in Abbildung 3-35 graphisch dargestellt sind.

3.7 Probabilistische Risikoanalyse (Bemessung der Stufe IV)

Die nach Kapitel 3.5 berechnete Versagenswahrscheinlichkeit eines Küstenschutzsystems sowie die entsprechend Kapitel 3.6 ermittelten Versagensfolgen werden im Rahmen der probabilistischen Risikoanalyse zum Risiko zusammengefaßt. Vereinfacht läßt sich das Risiko (Ri) als Produkt von Versagenswahrscheinlichkeit ($p_{Z<0}$) und Versagensfolgen (S_{ges}) definieren [HALL UND MEADOWCROFT, 1995, MEADOWCROFT ET AL., 1995]:

$$\text{Risiko} = \text{Versagenswahrscheinlichkeit} \times \text{Folgeschäden} \quad (3-68)$$

d.h.

$$Ri = p_{Z<0} \cdot S_{ges} \quad (3-69)$$

Im Rahmen dieser Vereinfachung ist die in (3-69) eingehende Versagenswahrscheinlichkeit mit Hilfe des in Kapitel 3.5 dargestellten Formelsystems probabilistischer Bemessung der Stufe II bzw. III zu berechnen. Die Abschätzung der Versagensfolgen erfolgt schließlich getrennt von der Berechnung der Versagenswahrscheinlichkeit entsprechend der in Kapitel 3.6 dargelegten Methodik dynamischer Überflutungsschadensberechnung. Dazu werden die die Überflutung beeinflussende Sturmflutkurve, d.h. insbesondere deren kennzeichnender Tidehochwasserstand, ebenso wie das Ausmaß des Schadens am Küstenschutzsystem, z.B. die Abmessungen des Deichbruches, unabhängig von der Versagensintensität, d.h. dem Betrag der negativen Zuverlässigkeit, vorgegeben.

Im allgemeinen ist jedoch der Folgeschaden eine Funktion der Versagensintensität, d.h.

$$S_{ges} = S_{ges}(Z) \quad (3-70)$$

mit

S_{ges} : bei Überflutung zu erwartende Versagensfolgen
 Z: Zuverlässigkeit eines Küstenschutzsystems

Das Risiko ist dann durch Mittelung der Schäden für die verschiedenen Versagenszustände zu berechnen [PLATE UND DUCKSTEIN, 1988, PLATE, 1995]:

$$Ri = \int_{Z=-\infty}^0 S_{ges}(Z) \cdot p_Z(Z) dZ \quad (3-71)$$

mit

Ri: Risiko
 S_{ges} : bei Überflutung zu erwartende Versagensfolgen
 Z: Zuverlässigkeit eines Küstenschutzsystems
 $p_Z(Z)$: Wahrscheinlichkeitsdichte der Zuverlässigkeit

In die Definition der Zuverlässigkeit der in den Kapiteln 3.4.2 und 3.4.3 dargestellten Versagensmechanismen gehen neben dem Tidehochwasserstand auch der Seegang bzw. der Wellenaufwurf am Schutzelement ein. Der Seegang hat jedoch nur geringe Bedeutung für das Überflutungsgeschehen und damit für den Folgeschaden. Die in (3-70) gegebene funktionale Abhängigkeit des Folgeschadens ist daher für die in Kapitel 3.4 gegebenen Versagensmechanismen zu modifizieren:

$$S_{ges} = S_{ges}(Thw) \quad (3-72)$$

Neben dem Tidehochwasserstand hat auch die beim Versagen eintretende Bruchlücke erheblichen Einfluß auf die Schadenshöhe:

$$S_{ges}(Thw) = \alpha_{Bruch} \cdot S_{ges,ref}(Thw) \quad (3-73)$$

mit

$S_{gef,ref}(Thw)$: Folgeschaden bei Eintreten eines Versagens des Küstenschutzsystems mit Referenzabmessungen ($b_{Bruch} = 150 \text{ m}$, $d_{Bruch} = 0 \text{ m GOK}$)

α_{Bruch} : Parameter zur Übertragung des Folgeschadens bei Versagen mit Referenzabmessungen

Der Parameter α_{Bruch} folgt aus den Abmessungen eines Versagens des Küstenschutzsystems (b_{Bruch} , d_{Bruch}) und ihrer statistischen Verteilung:

$$\alpha_{Bruch} = \iint \alpha_{Bruch}(b_{Bruch}, d_{Bruch}) \cdot p_{b_{Bruch}}(b_{Bruch}) \cdot p_{d_{Bruch}}(d_{Bruch}) db_{Bruch} dd_{Bruch} \quad (3-74)$$

mit

$\alpha_{Bruch}(\dots)$: Parameter zur Übertragung des Folgeschadens eines Versagens mit Referenzabmessungen als Funktion von Breite und Tiefe des Versagensbereichs

b_{Bruch} : Breite der Lücke des Versagensbereichs des Küstenschutzsystems

d_{Bruch} : Tiefe der Lücke im Versagensbereich des Küstenschutzsystems

$p_{b_{Bruch}}(\dots)$: Wahrscheinlichkeitsdichte der Breite der Lücke des Versagensbereichs

$p_{d_{Bruch}}(\dots)$: Wahrscheinlichkeitsdichte der Tiefe der Lücke des Versagensbereichs

Die Wahrscheinlichkeitsdichten der Abmessungen der Bruchlücke sind wegen des Fehlens einer größeren Datenbasis in der Regel durch Normalverteilungen zu approximieren.

Neben der Versagenswahrscheinlichkeit und dem Risiko einzelner Abschnitte einer Küstenschutzanlage, welche sich aus dem Formelsystem (3-52) – (3-58) und (3-68) – (3-74) ergibt, ist zur Beurteilung der Gefährdung des Hinterlands die Berücksichtigung der Länge der Küstenschutzanlagen erforderlich. Dazu wird der das Hinterland schützende Küstenschutzabschnitt bzw. Deichring, wie in Abbildung 3-36 schematisch dargestellt, in Einzelsegmente untergliedert.

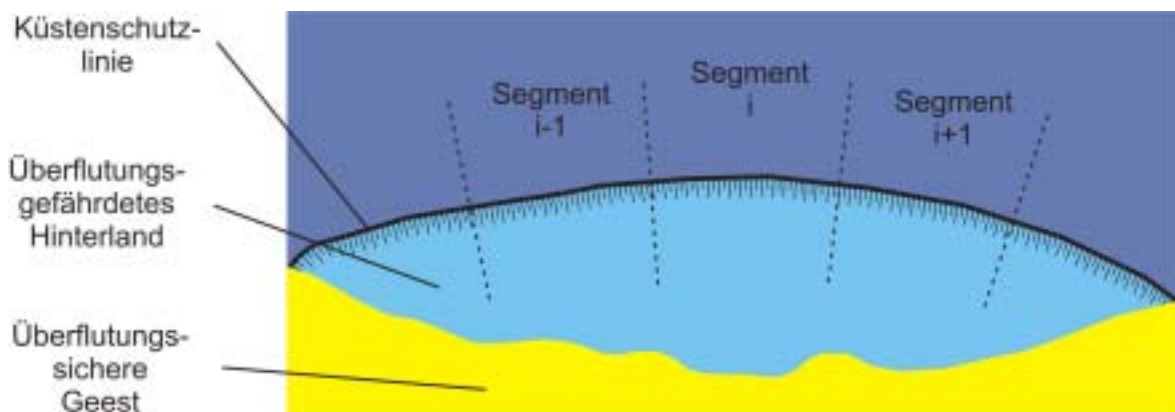


Abbildung 3-36: Segmentierung eines Küstenschutzabschnitts

Für die Einzelsegmente wird durch VROUWENFELDER UND STRUIK [1990] eine Länge von 100 m und durch VERGEER [1990] eine Länge von 200 m empfohlen, wobei bei der Festlegung die zu erwartende Breite der Bruchlücke im Falle des Versagens des Küstenschutzsystems zu berücksichtigen ist. Für einen in n Segmente untergliederten Küstenabschnitt berechnet sich so die Wahrscheinlichkeit $P_{Z_1 < 0 \vee \dots \vee Z_n < 0}$ eines Versagens von mindestens einem Segment nach

$$P_{Z_1 < 0 \vee \dots \vee Z_n < 0} = P_{Z_1 < 0} + P_{Z_2 < 0 \wedge Z_1 > 0} + \dots + P_{Z_n < 0 \wedge Z_1 > 0 \wedge \dots \wedge Z_{n-1} > 0} \quad (3-75)$$

Für die Unter- und Obergrenze der Eintrittswahrscheinlichkeit $P_{Z_1 < 0 \vee \dots \vee Z_n < 0}$ gilt

$$P_{Z_1 < 0 \vee \dots \vee Z_n < 0} \geq \max(P_{Z_i < 0}) \quad (3-76)$$

$$P_{Z_1 < 0 \vee \dots \vee Z_n < 0} \leq \sum_{i=1}^n P_{Z_i < 0} \quad (3-77)$$

Die Untergrenze der Eintrittswahrscheinlichkeit $P_{Z_1 < 0 \vee \dots \vee Z_n < 0}$ wird hierbei bei vollständiger Korrelation des Versagens der Einzelsegmente des Küstenabschnitts erreicht. Im Gegensatz dazu folgt die Obergrenze der Eintrittswahrscheinlichkeit $P_{Z_1 < 0 \vee \dots \vee Z_n < 0}$, falls das Versagen der Einzelsegmente vollständig unkorreliert ist.

Analog zur Festlegung der Untergrenze der Versagenswahrscheinlichkeit $P_{Z_1 < 0 \vee \dots \vee Z_n < 0}$ ergibt sich die Untergrenze des Gesamtrisikos Ri_{ges} eines durch n Schutzabschnitte gesicherten Hinterlands gemäß

$$Ri_{ges} \geq \max(Ri_i) \quad (3-78)$$

Diese Untergrenze wird erreicht, sofern Versagensereignisse entlang des Küstenabschnitts vollständig korreliert und die Versagensfolgen unabhängig von der Anzahl der Versagensereignisse sind. Für die Obergrenze des Risikos ist im Vergleich zur Versagenswahrscheinlichkeit unter Verwendung des Risikos von Einzelsegmenten nur eine Abschätzung möglich. Es gilt

$$Ri_{ges} \approx \sum_{i=1}^n Ri_i \quad (3-79)$$

Eine beispielhafte Anwendung der in den Kapiteln 3.5, 3.6 und 3.7 dargestellten Methoden der probabilistischen Risikoanalyse ist im Folgenden für den Küstenschutz am Jade-Weser-Ästuar unter Berücksichtigung der in Kapitel 2.2.2 diskutierten regionalen Klimawirkungen dargestellt. Dazu erfolgt in Kapitel 4 eine Berechnung der Versagenswahrscheinlichkeit einzelner Hauptdeiche, Hochwasserschutzwände sowie Kajenanlagen mit Hilfe des in den Kapiteln 3.4 und 3.5 zusammengestellten Formelsystems. Eine Ausweisung der mit dem Versagen der Küstenschutzelemente durch Überflutung gefährdeten Flächen des Küstenhinterlands erfolgt mit Hilfe der in Kapitel 3.6.2 erläuterten statischen sowie der zweidimensionalen dynamischen Methodik in Kapitel 5. Für die überflutungsgefährdeten Hinterlandflächen ist in Kapitel 6 entsprechend der in den Kapiteln 3.6.3 und 3.6.4 gegebenen Ansätze der betroffene Wertbestand sowie seine Schädigung berechnet. Das Kapitel 7 liefert schließlich das sich aus Versagenswahrscheinlichkeit und Überflutungsschaden ergebende Sturmflutrisiko für die Küstenregion.

4 Sicherheit des Küstenschutzes an Jade und Weser

4.1 Belastungen auf Küstenschutzsysteme

4.1.1 Maßgebende Belastungsanteile

Die Beurteilung der Sicherheit des Küstenschutzsystems im Bereich des Jade-Weser-Ästuars erfordert zunächst die Konkretisierung der in Kapitel 3.3 im Überblick gegebenen maßgebenden Belastungen aus Wasserstand (siehe Kapitel 4.1.2) und Seegang (siehe Kapitel 4.1.3) sowie deren weitergehende statistische Analyse.

4.1.2 Tidewasserstand im Jade-Weser-Ästuar

Zur Beurteilung der Tidewasserstände im Jade-Weser-Ästuar stehen die in den Gewässerkundlichen Jahrbüchern veröffentlichten Aufzeichnungen von etwa 13 Pegeln zur Verfügung. Eine Zusammenstellung der im Folgenden verwendeten Pegel-Standorte an der Festlandküste ist in Abbildung 4-1 gegeben.

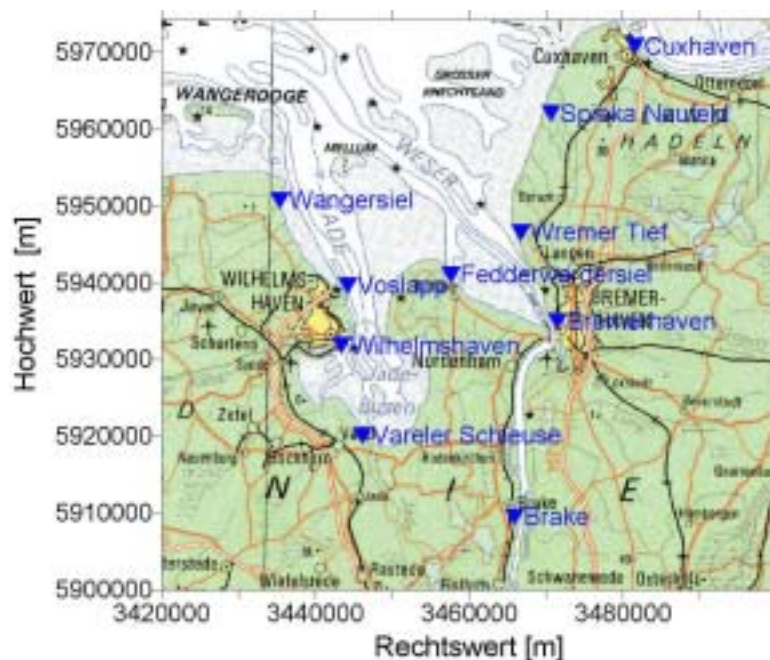


Abbildung 4-1: Berücksichtigte Pegelstandorte im Jade-Weser-Ästuar

Die Dauer der Pegelaufzeichnungen der einzelnen Pegel unterscheidet sich hier erheblich. Die längsten Aufzeichnungen liegen für die Pegel Wilhelmshaven (1873–1998), Bremerhaven (1901–1998) und Cuxhaven (1851–2002) vor, während für die weiteren Pegel Aufzeichnungen von weniger als 50 Jahren vorliegen. Für die Pegel im Jade-Weser-Gebiet gibt Abbildung 4-2 einen Überblick über das jährliche mittlere Tidehochwasser (MThw), das 90 %-Quantil des Tidehochwassers (Thw_{90%}) sowie das im Abflußjahr höchste Tidehochwasser (HThw). Daneben ist für das mittlere Tidehochwasser sowie für das 90 %-Quantil des Tidehochwassers der lineare Trend (vgl. Abbildung 2-5) angegeben. Die Trendbereinigung der Zeitreihen der höchsten Tidehochwasser des Abflußjahres mit den verschiedenen linearen Trends führt für die einzelnen Pegel zu leicht unterschiedlichen Datenkollektiven. Die statistische Analyse dieser in ihrer Trendbereinigung unterschiedlichen Kollektive unter

Voraussetzung einer Log-Pearson-3-Verteilung führt zu den in Abbildung 4-3 dargestellten Überschreitungsstatistiken. Besonders für die langjährig registrierenden Pegel Wilhelmshaven, Bremerhaven und Cuxhaven ergeben sich Abweichungen bei Verwendung verschiedener Trendbereinigungen.

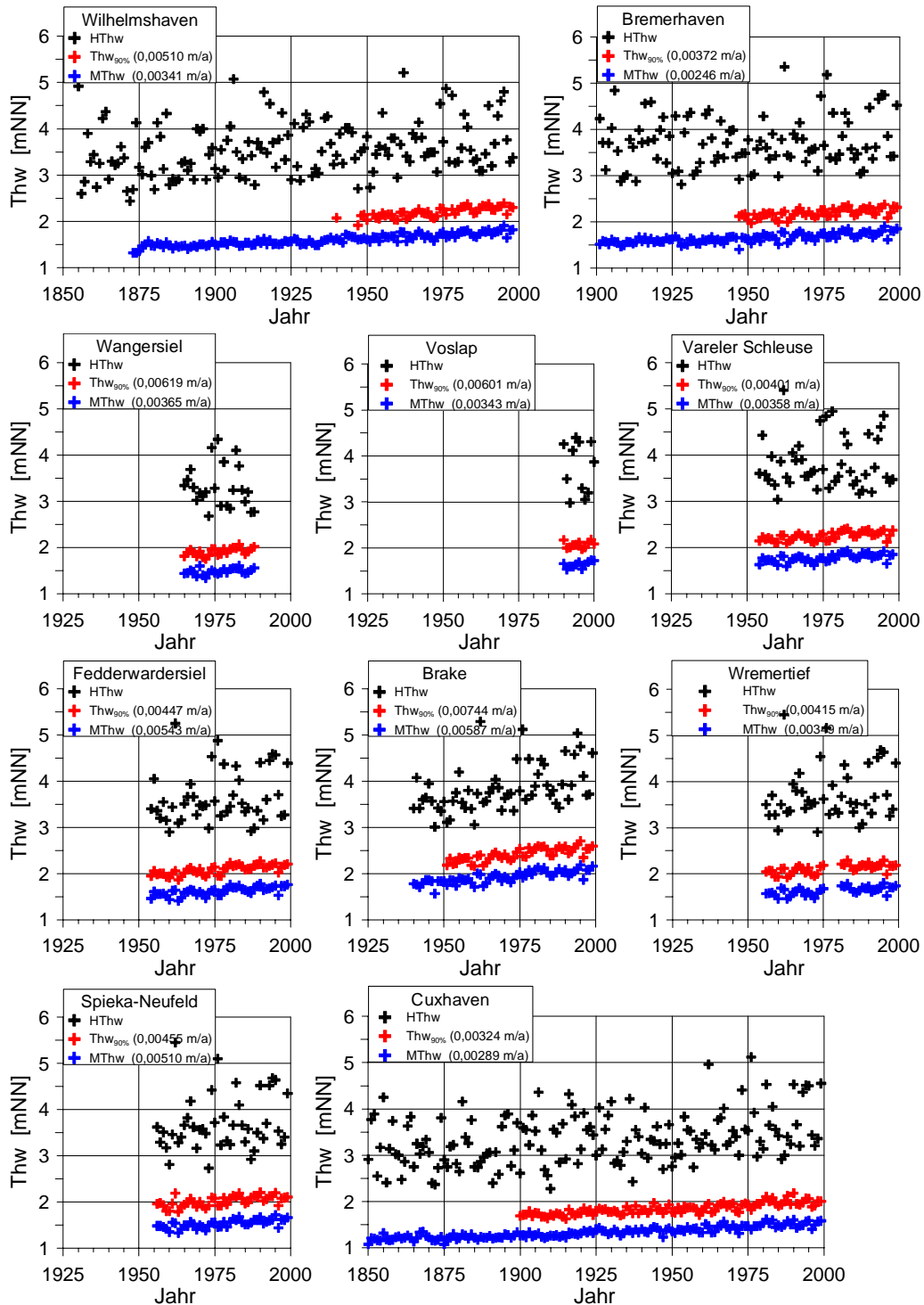


Abbildung 4-2: Jährlicher Mittelwert, Höchstwert und 90 %-Quantil des Tidehochwassers an verschiedenen Pegeln im Jade-Weser-Ästuar [Datenbasis: JENSEN, 1984, und DEUTSCHE GEWÄSSERKUNDLICHE JAHRBÜCHER, 1950-1998]

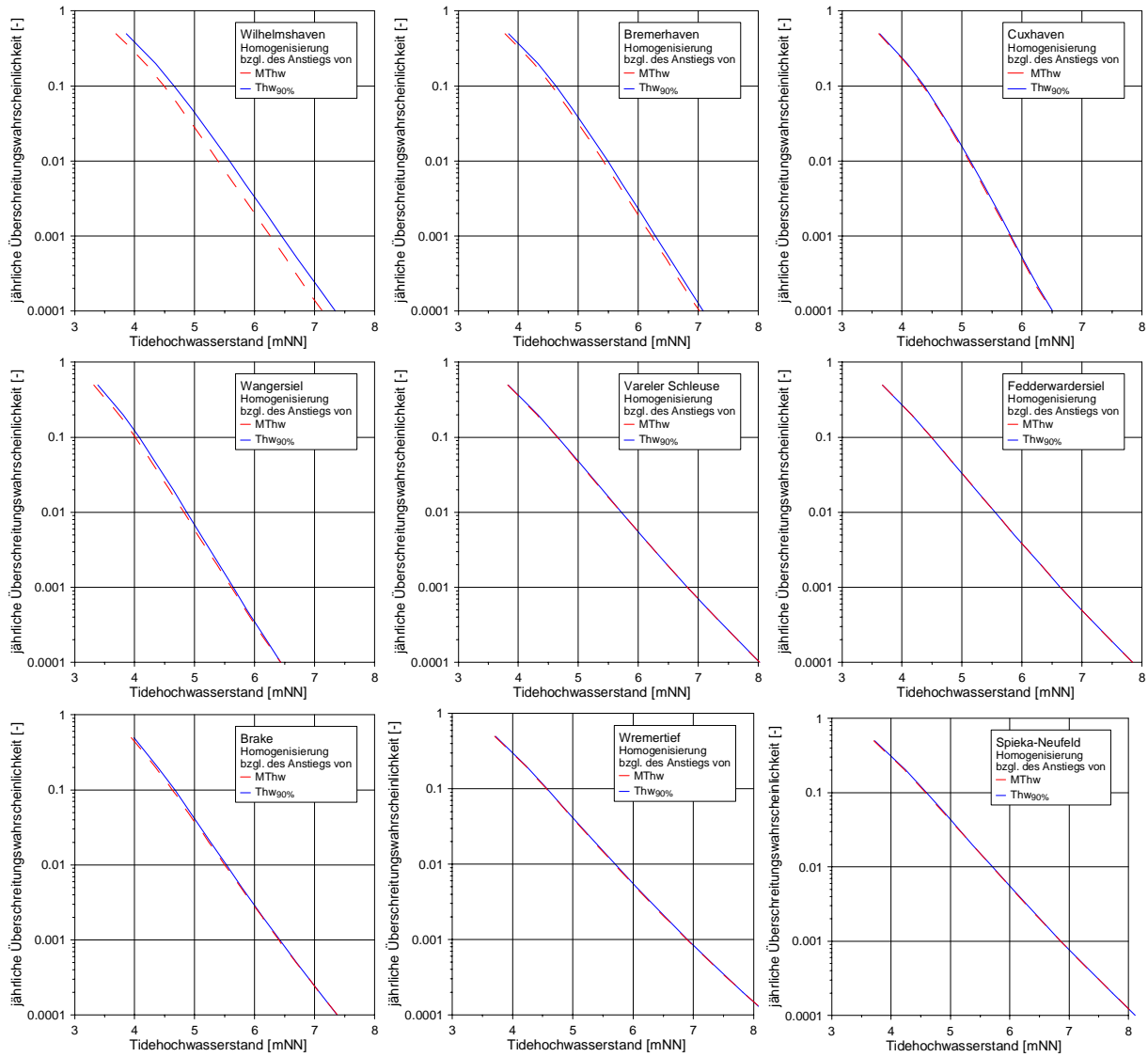


Abbildung 4-3: Jährliche Überschreitungswahrscheinlichkeit des Tidehochwasserstands an verschiedenen Pegeln im Jade-Weser-Ästuar

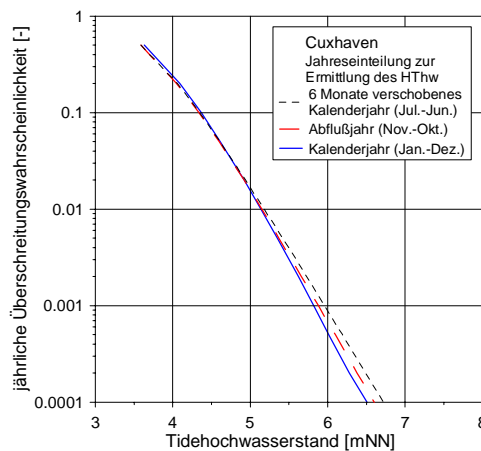


Abbildung 4-4: Jährliche Überschreitungswahrscheinlichkeit des Tidehochwasserstands am Pegel Cuxhaven, Steubenhöft, für ein Datenkollektiv des höchsten Tidehochwasserstands im Abfluß-, Kalender- bzw. verschobenem Kalenderjahr

Bei vorgegebener Überschreitungswahrscheinlichkeit beträgt die Differenz der zugeordneten Tidehochwasserstände bis zu 20 cm. Die zur Festlegung der jährlich höchsten Tidehochwasser (HTHW) gewählte Jahresteilung – Abflußjahr, Kalenderjahr oder verschobenenes, im Juli beginnendes Jahr – hat im Vergleich dazu mit bis zu 10 cm einen geringeren Einfluß auf das Ergebnis der statistischen Analyse, wie in Abbildung 4-4 beispielhaft für den Pegel Cuxhaven dargestellt ist.

Die Ermittlung der Tidehochwasserstände geringer Eintrittswahrscheinlichkeit wird mit abnehmender Dauer der ihr zugrundeliegenden Pegelaufzeichnungen unsicherer. An den Pegelstandorten mit Aufzeichnungen des Tidehochwasserstands von weniger als 50 Jahren ist daher alternativ eine Übertragung der extremen Tidehochwasserstände von Standorten mit langjährigen Aufzeichnungen des Tidehochwasserstands denkbar, d.h.

$$Thw_{KP} = C_{KP,LP} \cdot Thw_{LP} \quad (4-1)$$

mit

- Thw_{KP}: Tidehochwasserstand am kurzzeitig registrierenden Pegel
- Thw_{LP}: Tidehochwasserstand am langfristig registrierenden Pegel
- C_{KP,LP}: Übertragungsfaktor vom Langzeit-Pegel zum Kurzzeit-Pegel

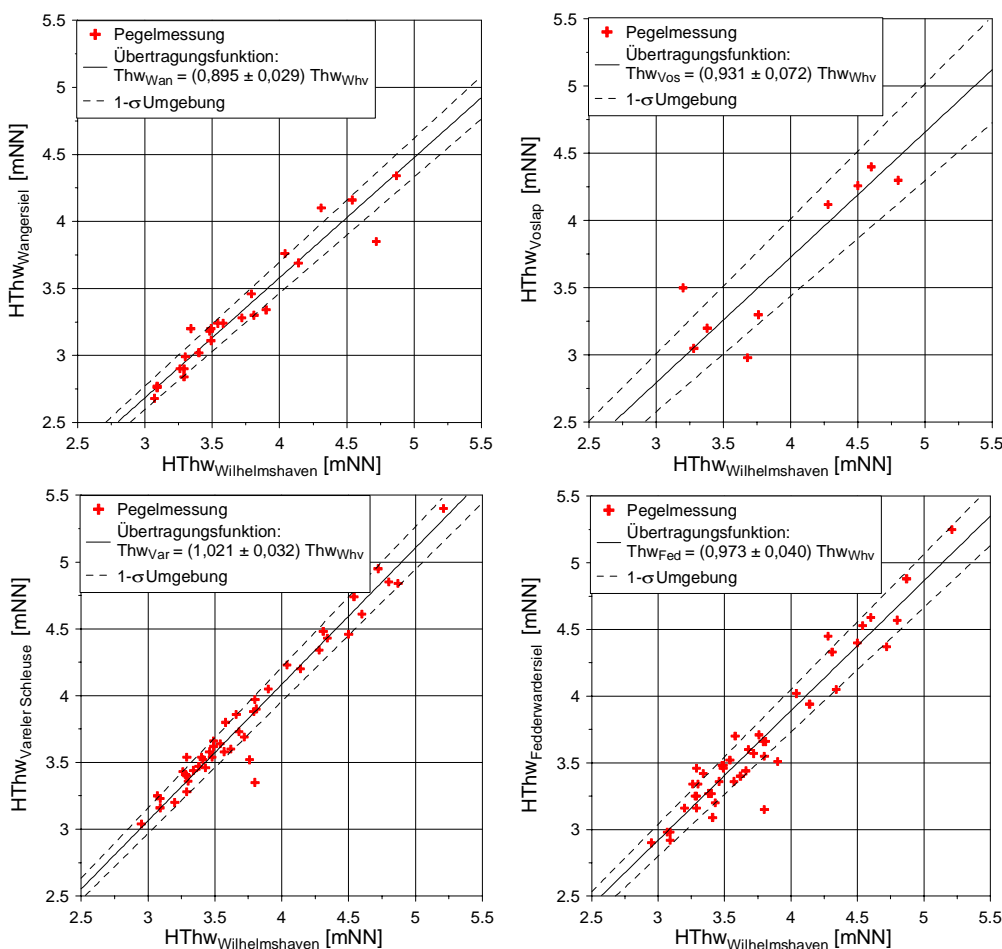


Abbildung 4-5: Übertragung des Extremtidehochwasserstands von dem langjährig aufzeichnenden Pegelstandort Wilhelmshaven auf die kurzzeitig (weniger als 60 Jahre) aufzeichnenden Pegelstandorte Wangersiel, Voslap, Vareler Schleuse und Fedderwardsiel

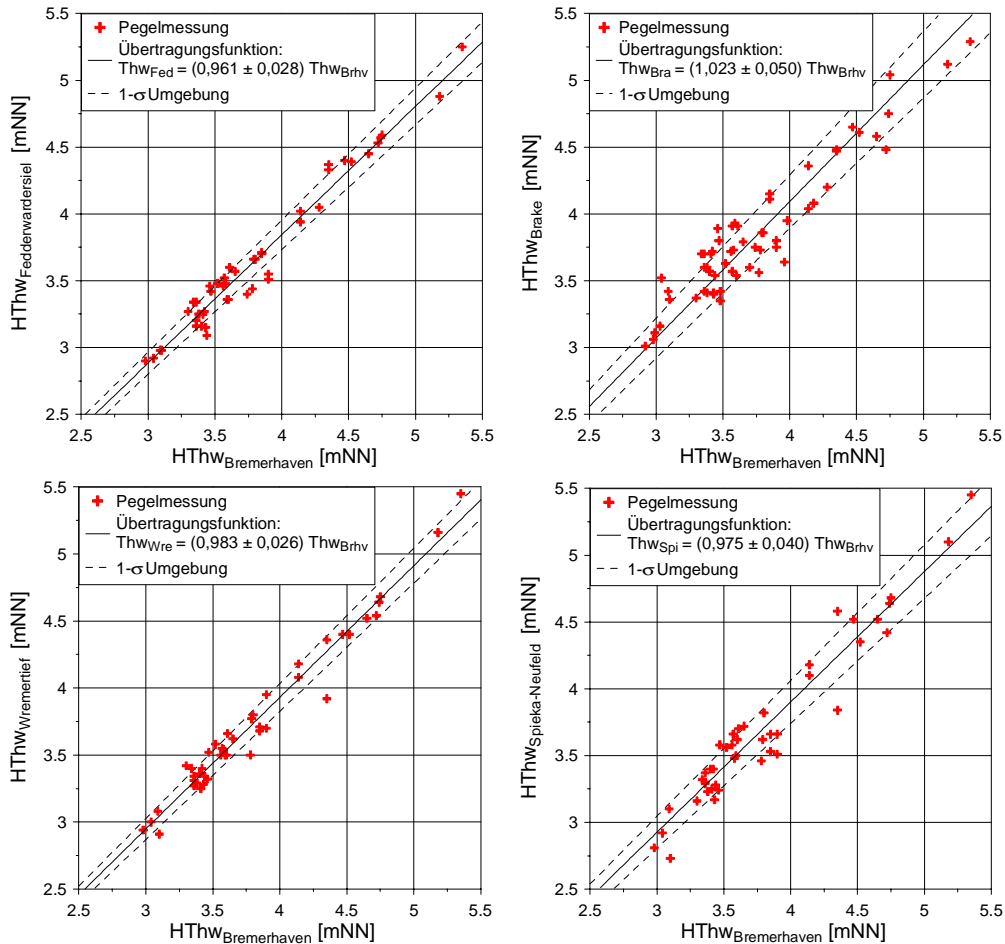


Abbildung 4-6: Übertragung des Extremtidehochwasserstands von dem langjährig aufzeichnenden Pegelstandort Bremerhaven auf die kurzzeitig (weniger als 60 Jahre) aufzeichnenden Pegelstandorte Fedderwardsiel, Brake, Wremertief und Spieka-Neufeld

Für die Pegel Wangersiel, Voslap, Vareler Schleuse, Fedderwardsiel, Brake, Spieka-Neufeld und Wremertief sind daher mittlere Übertragungsfunktionen in Abbildung 4-5 und Abbildung 4-6 dargestellt. Für das Jade-Weser-Ästuar folgt aus der Korrelation der Extremtidehochwasserstände an kurzregistrierenden Pegeln mit den langaufzeichnenden Nachbarpegeln eine proportionale Beziehung.

An der Außenjade bzw. Jade beträgt z.B. die Proportionalitätskonstante zwischen den HThw bei Wangersiel und bei Wilhelmshaven 90 % und zwischen den HThw an der Vareler Schleuse und bei Wilhelmshaven 102 %. Im Vergleich dazu weist die Außenweser bzw. Unterweser mit Übertragungsfaktoren von 96 % zwischen Fedderwardsiel und Bremerhaven bzw. 102 % zwischen Brake und Bremerhaven eine geringere Ortsabhängigkeit auf. Die Streuung der Proportionalitätskonstante für einen Standort, welche in Abbildung 4-5 und Abbildung 4-6 eingezeichnet ist, ist um so größer, je kürzer das zur Korrelation zur Verfügung stehende Zeitintervall von Pegelmessungen ist. Diese eignet sich auch als Beurteilungsmaßstab zur Auswahl des zur Übertragung zu nutzenden, langfristig registrierenden Pegels. So ist die Übertragung der HThw von Wilhelmshaven nach Fedderwardsiel mit einer Standardabweichung der Proportionalitätskonstante von 0,04 verbunden, während die Standardabweichung bei der Übertragung von Bremerhaven nach Fedderwardsiel nur 0,02 beträgt und damit vorzuziehen ist.

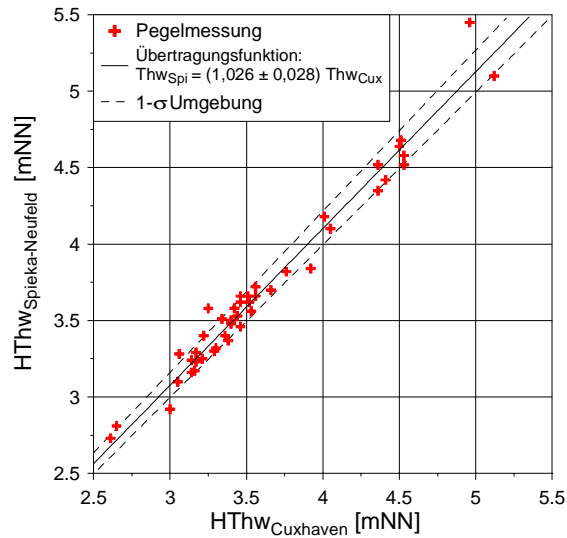


Abbildung 4-7: Übertragung des Extremtidehochwasserstands von dem langjährig aufzeichnenden Pegelstandort Cuxhaven, Steubenhöft, auf den kurzzeitig aufzeichnenden Pegelstandort Spieka-Neufeld

Pegel	Tidehochwasserstand einer jährlichen Überschreitungswahrscheinlichkeit von		
	10^{-2}	$5 \cdot 10^{-3}$	10^{-3}
Wangersiel	4,87 mNN (4,99 mNN)	5,41 mNN (5,54 mNN)	5,64 mNN (5,73 mNN)
Wilhelmshaven, Voslap	(5,19 mNN)	(5,76 mNN)	(5,97 mNN)
Wilhelmshaven, A.V.	5,58 mNN	6,19 mNN	6,41 mNN
Vareler Schleuse	5,72 mNN (5,69 mNN)	6,48 mNN (6,32 mNN)	6,82 mNN (6,54 mNN)
Fedderwardsiel	5,55 mNN (5,28 mNN)	6,31 mNN (5,94 mNN)	6,64 mNN (6,04 mNN)
Bremerhaven	5,49 mNN	6,05 mNN	6,28 mNN
Brake	5,53 mNN (5,61 mNN)	6,14 mNN (6,19 mNN)	6,42 mNN (6,42 mNN)
Wremertief	5,70 mNN (5,40 mNN)	6,53 mNN (5,95 mNN)	6,90 mNN (6,17 mNN)
Spieka-Neufeld	5,71 mNN (5,28 mNN)	6,51 mNN (5,81 mNN)	6,86 mNN (6,03 mNN)
Cuxhaven	5,15 mNN	5,66 mNN	5,88 mNN

Tabelle 4-1: Gegenüberstellung der über die Log-Pearson-3-Verteilung ermittelten und der mittels Übertragung von langaufzeichnenden Pegeln ermittelten (in Klammern) Tidehochwasserstände an den Festlandspegeln des Jade-Weser-Ästuars

Für den zwischen Bremerhaven und Cuxhaven gelegenen Pegel Spieka-Neufeld, für den die Übertragung vom Pegel Bremerhaven in Abbildung 4-6 dargestellt ist, zeigt die Abbildung 4-7 die Übertragung vom Pegel Cuxhaven. Die Übertragung vom Pegel Cuxhaven weist trotz der Lage des Pegels an der Elbe (im Gegensatz zur Lage des Pegels Spieka-Neufeld an der

Außenweser) eine geringere Standardabweichung der Proportionalitätskonstante auf und wird daher im Folgenden verwendet.

Eine Gegenüberstellung der direkt über die Log-Pearson-3-Verteilung ermittelten und der mittels Übertragung von langaufzeichnenden Pegeln ermittelten Tidehochwasserstände mit jährlichen Überschreitungswahrscheinlichkeiten von 10^{-3} bis 10^{-2} ist in Tabelle 4-1 gegeben. Während für die Pegel Wangersiel und Brake die Übertragung der Tidehochwasserstände von den langjährig registrierenden Pegeln vergleichbare Tidehochwasserstände geringer Eintrittswahrscheinlichkeit ergibt wie die direkte Anpassung der Log-Pearson-3-Verteilung, sind für die Pegel Vareler Schleuse, Fedderwardsiel, Wremertief und Spieka-Neufeld deutliche Abweichungen festzustellen. Das Verfahren der Übertragung von Nachbarpegeln liefert für diese Pegel deutlich geringere Extremwasserstände. Dies ist zu einem geringen Teil auf die Vernachlässigung der Streuung der Übertragungsfunktion zurückzuführen. Die Berücksichtigung der Streuung kann durch Modifikation der Gleichung (4-1) erfolgen:

$$p_{Thw_{KP}}(Thw_{KP}) = \iint p_{c_{KP,LP}}(c_{KP,LP}) \cdot p_{Thw_{LP}}(Thw_{LP}) \cdot \delta(Thw_{KP} - c_{KP,LP} \cdot Thw_{LP}) dThw_{LP} dc_{KP,LP} \quad (4-2)$$

mit

- $p_{Thw_{KP}}(Thw_{KP})$: Wahrscheinlichkeitsdichte des Thw am kurzzeitig registrierenden Pegel
- $p_{Thw_{LP}}(Thw_{LP})$: Wahrscheinlichkeitsdichte des Thw am langfristig registrierenden Pegel
- $p_{c_{KP,LP}}(c_{KP,LP})$: Wahrscheinlichkeitsdichte des Übertragungsfaktors $c_{KP,LP}$
- $\delta(\dots)$: Diracsche Deltafunktion

Die Lösung der Gleichung (4-2) erfolgt üblicherweise durch Monte-Carlo-Simulation. Ein Vergleich der vereinfacht nach Gleichung (4-1) berechneten jährlichen Überschreitungswahrscheinlichkeit des Thw mit der unter Berücksichtigung der Unsicherheit des Übertragungsparameters $c_{KP,LP}$ nach Gleichung (4-2) berechneten ist in Abbildung 4-8 für die Pegel Fedderwardsiel und Wremertief gegeben.

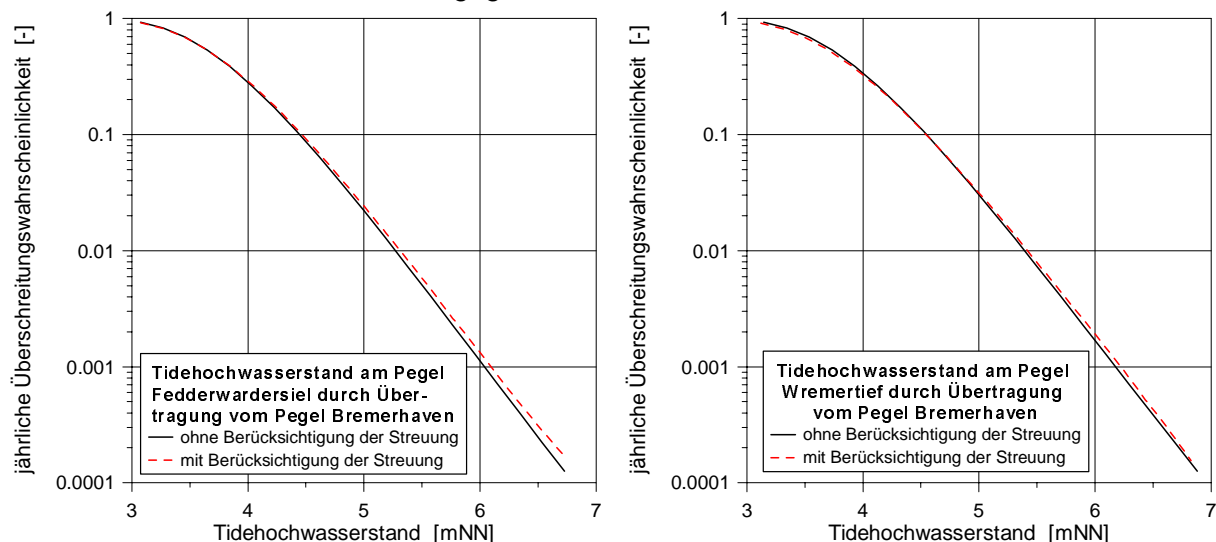


Abbildung 4-8: Jährliche durch Übertragung vom Pegel Bremerhaven abgeleitete Überschreitungswahrscheinlichkeit des Tidehochwasserstands an den Pegeln Fedderwardsiel (links) und Wremertief (rechts) – Darstellung des Einflusses der Streuung des Übertragungsfaktors auf die Statistik

Bei Berücksichtigung der Unsicherheit des Übertragungsfaktors ergibt sich z.B. für den Pegel Fedderwardsiel ein um ca. 8 cm höherer Tidehochwasserstand der jährlichen Überschreitungswahrscheinlichkeit von 1/5.000. Für weitere Pegel im Jade-Weser-Gebiet ist der Einfluß der Unsicherheit der Übertragung der Thw im Anhang E aufgeführt.

Für die Küstenabschnitte zwischen den Pegelstandorten erfolgt, wie in Abbildung 4-9 dargestellt, die Ermittlung des Tidehochwasserstands durch lineare Interpolation.

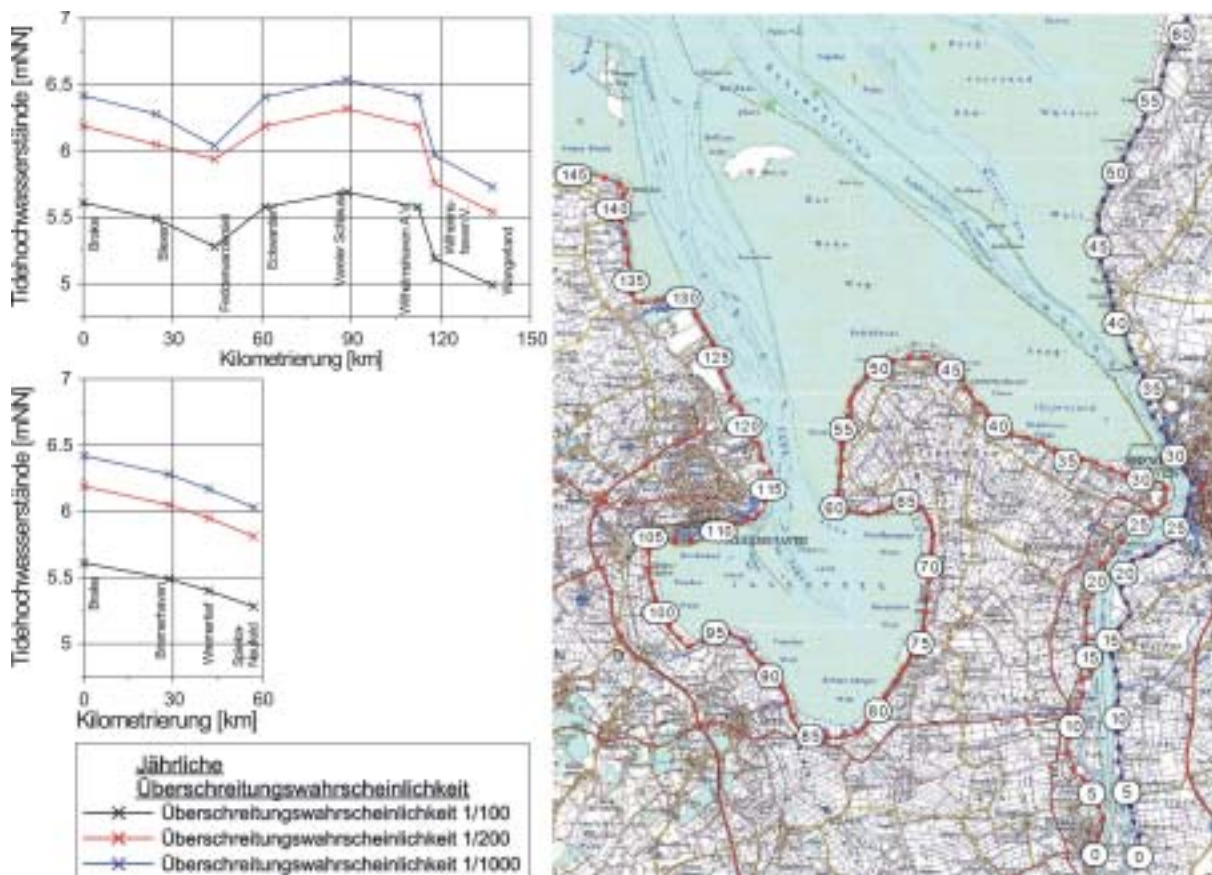


Abbildung 4-9: Tidehochwasserstand der jährlichen Eintrittswahrscheinlichkeit von 10^{-2} , $5 \cdot 10^{-3}$ und 10^{-3} entlang der Festlandsküste des Jade-Weser-Ästuars

4.1.3 Seegang im Jade-Weser-Ästuar

4.1.3.1 Methodik zur Ermittlung der Seegangsstatistik

Die Ableitung der Statistik des Seegangs, charakterisiert durch die Parameter signifikante Wellenhöhe, mittlere Wellenperiode und -richtung, kann, wie in Kapitel 3.3.3 dargestellt, nicht wie die Statistik des Tidehochwasserstands direkt aus Messungen erfolgen. Zur Bestimmung werden stattdessen, wie in Abbildung 3-9 schematisiert, die Statistiken von Wasserstand und Wind in Verbindung mit numerischen Seegangssimulationen herangezogen. Während die Statistik des Tidehochwasserstands bereits in dem vorangegangenen Kapitel 4.1.2 für den Jade-Weser-Raum behandelt worden ist, behandelt das folgende Kapitel 4.1.3.2 die gemeinsame Statistik von Windgeschwindigkeit und -richtung im Bereich der Deutschen Bucht. Zur Darstellung der Änderungen der Windverhältnisse von der offenen See zum Festland erfolgt eine Gegenüberstellung von Messungen an den Stationen

Helgoland und Cuxhaven. Für die in Kapitel 3.5.4 erläuterte probabilistische Bemessung der Stufe III sind die getrennten Wahrscheinlichkeitsverteilungen von Wasserstand und Wind jedoch nicht ausreichend, sondern es bedarf zur Berücksichtigung der Korrelation von Wasserstand und Wind – so sind z.B. hohe Tidehochwasserstände mit nordwestlichen Winden einer Geschwindigkeit von mehr als 16 m/s verbunden – auch der gemeinsamen Eintrittswahrscheinlichkeit von Wasserstand und Wind. Das Kapitel 4.1.3.3 stellt ein Verfahren zur Ermittlung der gemeinsamen Statistik von Tidehochwasserstand und Wind vor und zeigt die Anwendung beispielhaft für einen Küstenabschnitt im Jade-Weser-Ästuar. Die Zuordnung der bei verschiedenen Bedingungen von Tidehochwasserstand und Wind zu erwartenden Seegangssituationen erfolgt unter Verwendung des numerischen Seegangssmodells SWAN. Das Vorgehen sowie charakteristische Ergebnisse der Seegangssimulation werden in Kapitel 4.1.3.4 diskutiert. Die Zusammenführung von Seegangssimulationen und gemeinsamer Statistik von Wasserstand und Wind liefert schließlich die Seegangssstatistik, welche in Kapitel 4.1.3.5 für ausgewählte Positionen des Jade-Weser-Raums dargestellt ist.

4.1.3.2 Windstatistik

Zur Ableitung der maßgebenden Windstatistik im Jade-Weser-Gebiet stehen Messungen an den Stationen Helgoland und Cuxhaven für einen 50-jährigen Zeitraum (1950-2000) zur Verfügung. Die Abbildung 4-10 zeigt die für diese Stationen auf der Grundlage eines Datensatzes von auf 15 m Höhe bezogenen Windmessungen (1950-2000) bestimmte Windstatistik. Es wird deutlich, daß die Wahrscheinlichkeit hoher Windgeschwindigkeiten für West-Winde auf der Hochseeinsel Helgoland und für Südwest-Winde an der Küste bei Cuxhaven am größten ist. Außerdem zeigt sich für die offene See (Helgoland) eine deutlich größere Eintrittswahrscheinlichkeit hoher Windgeschwindigkeiten.

Wie für die Tidehochwasserstände erfordert die Bemessung im Küsteningenieurwesen auch für Wind eine Extrapolation der Statistik zu größeren Jährlichkeiten. Als Anpassungsfunktion für die Windstatistik wird üblicherweise die Weibull-Verteilung verwendet [TROEN UND PETERSEN, 1990]:

$$p_{u_W, \gamma_W}(u_W, \gamma_W) = p_{u_W | \gamma_W}(u_W | \gamma_W) \cdot p_{\gamma_W}(\gamma_W) \quad (4-3)$$

$$p_{u_W | \gamma_W}(u_W | \gamma_W) = \frac{k(\gamma_W)}{A(\gamma_W)} \cdot \left(\frac{u_W}{A(\gamma_W)} \right)^{k(\gamma_W)-1} \cdot \exp \left(- \left(\frac{u_W}{A(\gamma_W)} \right)^{k(\gamma_W)} \right) \quad (4-4)$$

mit

- A(...): Parameter der Weibull-Verteilung der Windgeschwindigkeit
- k(...): Parameter der Weibull-Verteilung der Windgeschwindigkeit
- u_W : Windgeschwindigkeit
- $p_{u_W, \gamma_W}(\dots)$: gemeinsame Wahrscheinlichkeitsdichte von Windgeschwindigkeit und -richtung
- $p_{u_W | \gamma_W}(\dots)$: bedingte Wahrscheinlichkeitsdichte der Windgeschwindigkeit
- $p_{\gamma_W}(\dots)$: Wahrscheinlichkeitsdichte der Windrichtung
- γ_W : Windrichtung

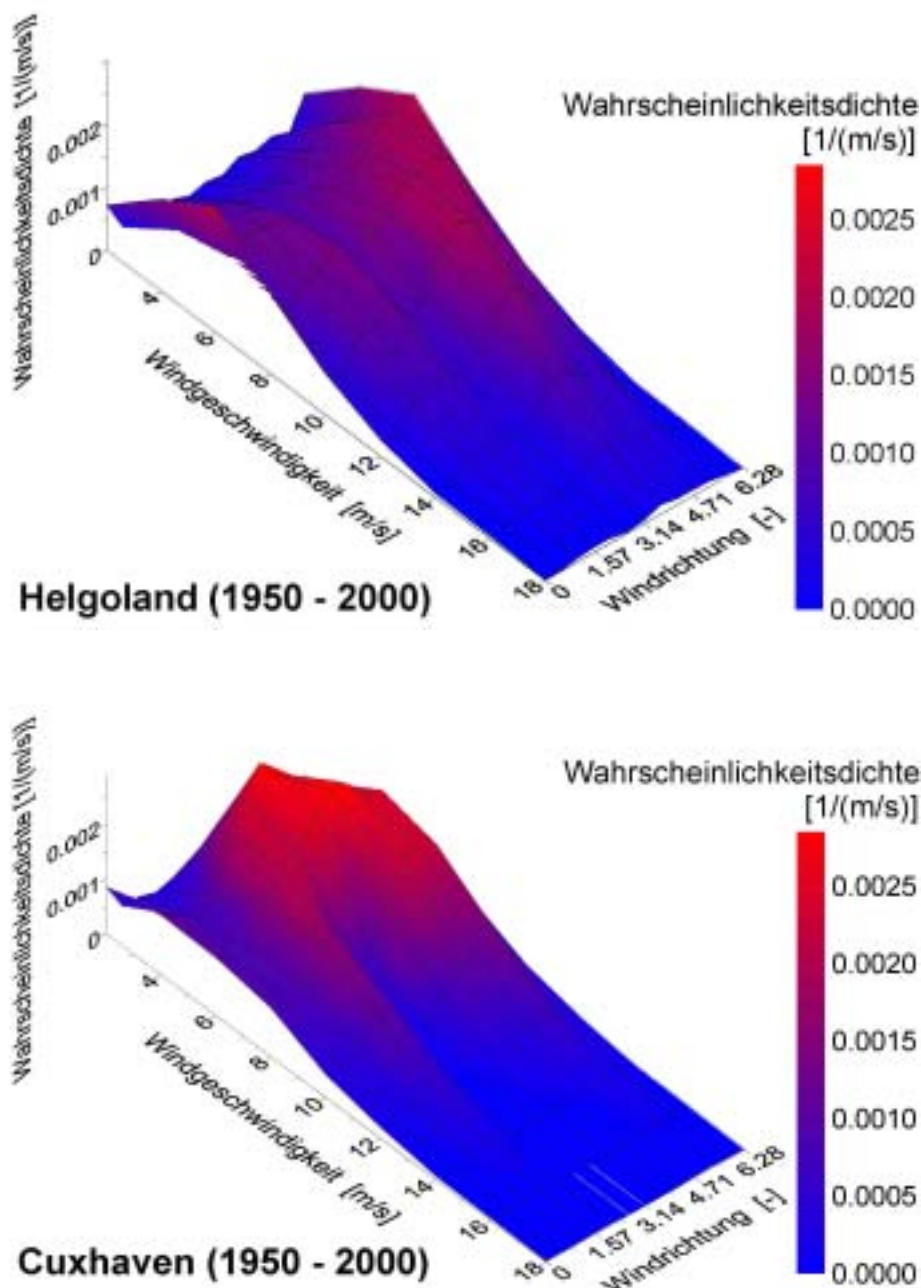


Abbildung 4-10: Windstatistik für die Stationen Helgoland (oben) und Cuxhaven (unten)

Die Windrichtungsverteilung ($p_{\gamma_w}(\dots)$) und die Parameter der Weibull-Verteilung der Windgeschwindigkeit ($A(\dots)$, $k(\dots)$) sind für ausgewählte Meßstationen tabelliert, so finden sie sich z.B. für Helgoland, List, Bremen und Hamburg bei TROEN UND PETERSEN [1990] bzw. für Borkum, Bremerhaven, Nordholz (bei Cuxhaven), Elpersbüttel (Dithmarschen), Eiderstedt sowie die Hallig Hooge bei TRAUP UND KRUSE [1996]. Für den Pegel Helgoland gibt die Tabelle 4-2 einen Vergleich der bei TROEN UND PETERSEN veröffentlichten Parameter der Windstatistik zu den auf der Grundlage eines 50-jährigen Datensatzes von Windmessungen des DEUTSCHEN WETTERDIENSTES DWD mit der in Anhang B dargestellten Methode der kleinsten Quadrate ermittelten. Eine graphische Darstellung des Vergleichs findet sich im Anhang F. Dort sind auch die für die Meßstation Cuxhaven auf der Grundlage eines 50-

jährigen Datensatzes von Windmessungen des DWD ermittelten Parameter der Weibull-Verteilung sowie die bei TRAUP UND KRUSE für Bremerhaven gegebenen tabelliert. Unterschiede der hier berechneten Parameter der Weibull-Verteilung und der bei TROEN UND PETERSEN veröffentlichten Parameter sind möglicherweise auf den Einfluß der Höhenkorrektur der Messungen zurückzuführen, so erhöht sich nach Untersuchungen von EMEIS [2001] der Parameter A(...) für eine um 10 m erhöhte Bezugshöhe um etwa 0,5 bis 2 und der Parameter k(...) etwa um 0,6 bis 1.

Windrichtung	Europäischer Windatlas (1970-1980)			Messung des DWD (1950-2000)		
	$p_{\gamma_W}(\gamma_W)$	$A(\gamma_W)$	$k(\gamma_W)$	$p_{\gamma_W}(\gamma_W)$	$A(\gamma_W)$	$k(\gamma_W)$
$[\circ]$	[-]	$[m^{-1} s]$	[-]	[-]	$[m^{-1} s]$	[-]
0	0,0137	6,0	2,15	0,0128	$6,91 \pm 0,12$	$2,51 \pm 0,08$
30	0,0070	6,2	1,76	0,0072	$7,45 \pm 0,14$	$2,45 \pm 0,10$
60	0,0124	7,9	1,94	0,0111	$8,99 \pm 0,10$	$2,51 \pm 0,05$
90	0,0121	7,9	2,26	0,0115	$9,11 \pm 0,12$	$2,43 \pm 0,06$
120	0,0131	8,0	2,34	0,0124	$9,14 \pm 0,06$	$2,69 \pm 0,04$
150	0,0091	7,7	2,12	0,0089	$9,11 \pm 0,14$	$2,58 \pm 0,08$
180	0,0121	8,4	2,00	0,0120	$9,58 \pm 0,18$	$2,58 \pm 0,10$
210	0,0150	9,3	2,35	0,0159	$10,83 \pm 0,08$	$2,72 \pm 0,04$
240	0,0202	9,4	2,55	0,0186	$10,53 \pm 0,08$	$2,76 \pm 0,05$
270	0,0151	8,9	2,26	0,0171	$9,94 \pm 0,09$	$2,68 \pm 0,05$
300	0,0177	8,2	2,17	0,0181	$9,46 \pm 0,09$	$2,52 \pm 0,05$
330	0,0116	7,0	2,33	0,0136	$8,15 \pm 0,14$	$2,83 \pm 0,11$

Tabelle 4-2: Parameter der auf Helgoland gemessenen Windstatistik

4.1.3.3 Gemeinsame Statistik von Wasserstand und Wind

Die Statistiken von Wasserstand (vgl. Kapitel 4.1.2) und Wind (vgl. Kapitel 4.1.3.2) sind nicht unabhängig von einander, d.h.

$$p_{Thw, u_W, \gamma_W}(Thw, u_W, \gamma_W) \neq p_{Thw}(Thw) \cdot p_{u_W, \gamma_W}(u_W, \gamma_W) \quad (4-5)$$

mit

$p_{Thw, u_W, \gamma_W}(\dots)$: gemeinsame Wahrscheinlichkeitsdichte von Tidehochwasserstand, Windgeschwindigkeit und –richtung

Eine Faktorzerlegung der gemeinsamen Wahrscheinlichkeitsdichte erfordert daher die Einführung bedingter Wahrscheinlichkeiten [MAI UND ZIMMERMANN, 2003(b)]:

$$p_{Thw, u_W, \gamma_W}(Thw, u_W, \gamma_W) = p_{Thw}(Thw) \cdot p_{u_W, \gamma_W | Thw}(u_W, \gamma_W | Thw) \quad (4-6)$$

mit

$p_{u_W, \gamma_W | Thw}(\dots)$: bedingte Wahrscheinlichkeitsdichte der Windgeschwindigkeit und -richtung

Die Bestimmung der bedingten Wahrscheinlichkeit der Windgeschwindigkeit und -richtung ist auf der Grundlage eines Datensatzes gleichzeitiger Wasserstands- und Windmessungen möglich. Dieser ergibt sich z.B. durch Zuordnung des während des Zeitraums 1950-2000 durch den DWD an den Stationen Cuxhaven und Helgoland gemessenen Windes zu den Tidehochwasserständen, welche an den in Kapitel 4.1.2 genannten, langfristig registrierenden Pegeln Wilhelmshaven, Bremerhaven und Cuxhaven aufgezeichnet worden sind. Die Abbildung 4-11 zeigt die Streudiagramme von Windgeschwindigkeit und -richtung an der Station Helgoland für verschiedene Klassen des Tidehochwassers am Pegel Bremerhaven. Für die Pegel Wilhelmshaven und Cuxhaven sowie die Station Cuxhaven finden sich vergleichbare Darstellungen im Anhang G. Während die Streudiagramme für Tidehochwasserstände unter NN + 2 m eine Belegung über einen weiten Bereich der Windgeschwindigkeit und -richtung aufweisen, weist das Streudiagramm für Tidehochwasserstände über NN + 3,0 m eine starke Beschränkung der Windgeschwindigkeit (6 m/s bis 24 m/s) und -richtung (230° bis 30°) auf. Die aus den Streudiagrammen abzuleitende bedingte Wahrscheinlichkeitsdichte von Windgeschwindigkeit und -richtung zeigt demzufolge eine große Abhängigkeit vom Tidehochwasserstand. Die mathematische Beschreibung der bedingten Wahrscheinlichkeit des Windes erfolgt in Abhängigkeit vom Tidehochwasserstand analog zu dem in den Gleichung (4-3) und (4-4) gegebenen Formelsystem gemäß:

$$p_{u_W, \gamma_W | Thw}(u_W, \gamma_W | Thw) = p_{u_W | \gamma_W | Thw}(u_W | \gamma_W | Thw) \cdot p_{\gamma_W | Thw}(\gamma_W | Thw) \quad (4-7)$$

$$p_{u_W | \gamma_W | Thw}(u_W | \gamma_W | Thw) = \frac{k(\gamma_W, Thw)}{A(\gamma_W, Thw)} \cdot \left(\frac{u_W}{A(\gamma_W, Thw)} \right)^{k(\gamma_W, Thw) - 1} \dots \dots \dots \exp \left[- \left(\frac{u_W}{A(\gamma_W, Thw)} \right)^{k(\gamma_W, Thw)} \right] \quad (4-8)$$

mit

$p_{\gamma_W | Thw}(\dots)$: bedingte Wahrscheinlichkeitsdichte der Windrichtung in Abhängigkeit vom Tidehochwasserstand

$p_{u_W | \gamma_W | Thw}(\dots)$: bedingte Wahrscheinlichkeitsdichte der Windgeschwindigkeit in Abhängigkeit von Windrichtung und Tidehochwasserstand

Die bedingte Wahrscheinlichkeitsdichte der Windrichtung im Bereich des Jade-Weser-Ästuars (an Station Helgoland) ist in Abhängigkeit vom Tidehochwasserstand bei Bremerhaven in Abbildung 4-12 dargestellt. Vergleichbare Darstellungen in Abhängigkeit von den bei Cuxhaven und Wilhelmshaven gemessenen Tidehochwasserständen finden sich im Anhang G.

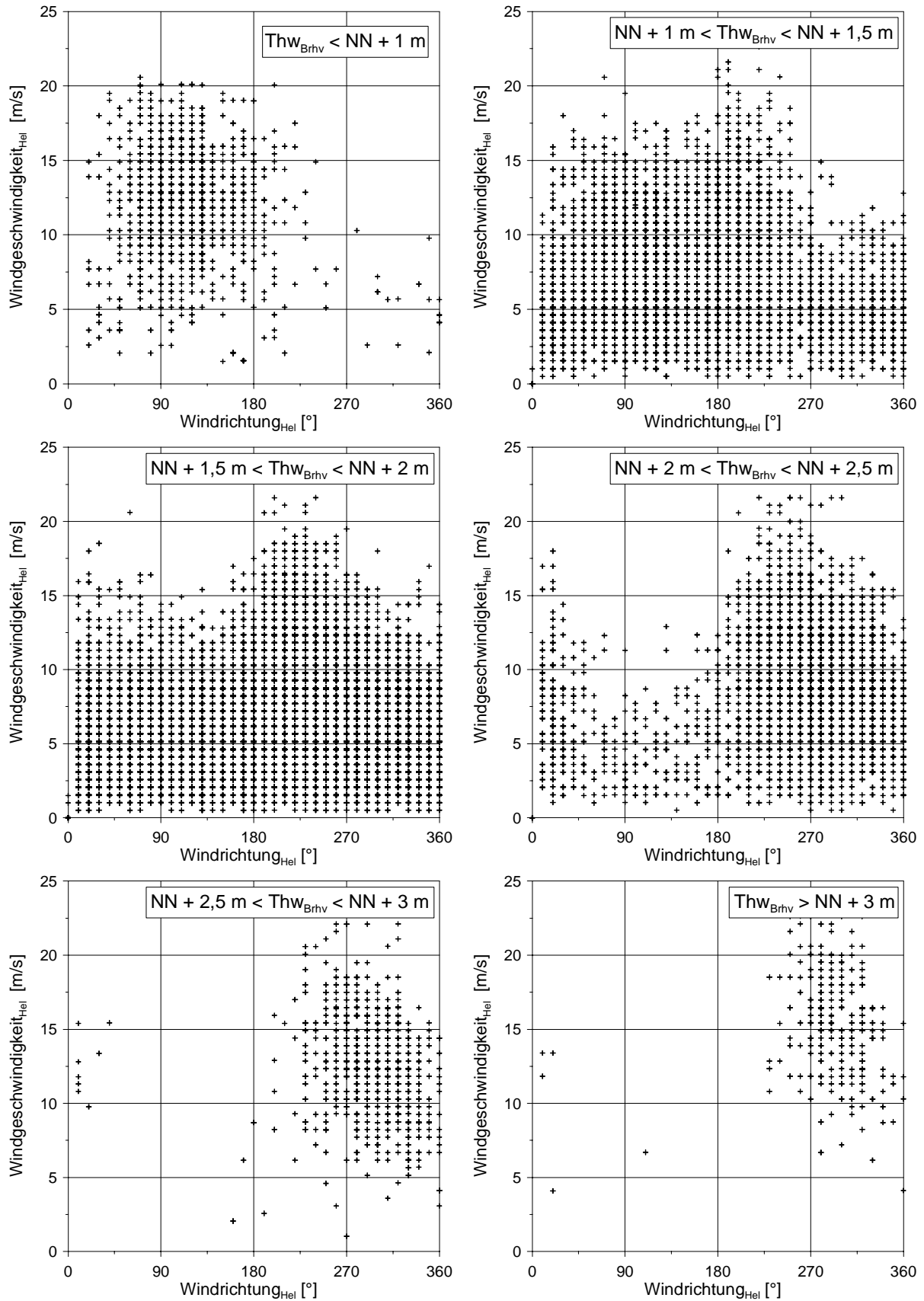


Abbildung 4-11: Streudiagramm der an der Station Helgoland gemessenen Windgeschwindigkeiten und –richtungen für verschiedene Klassen des Tidehochwassers am Pegel Bremerhaven

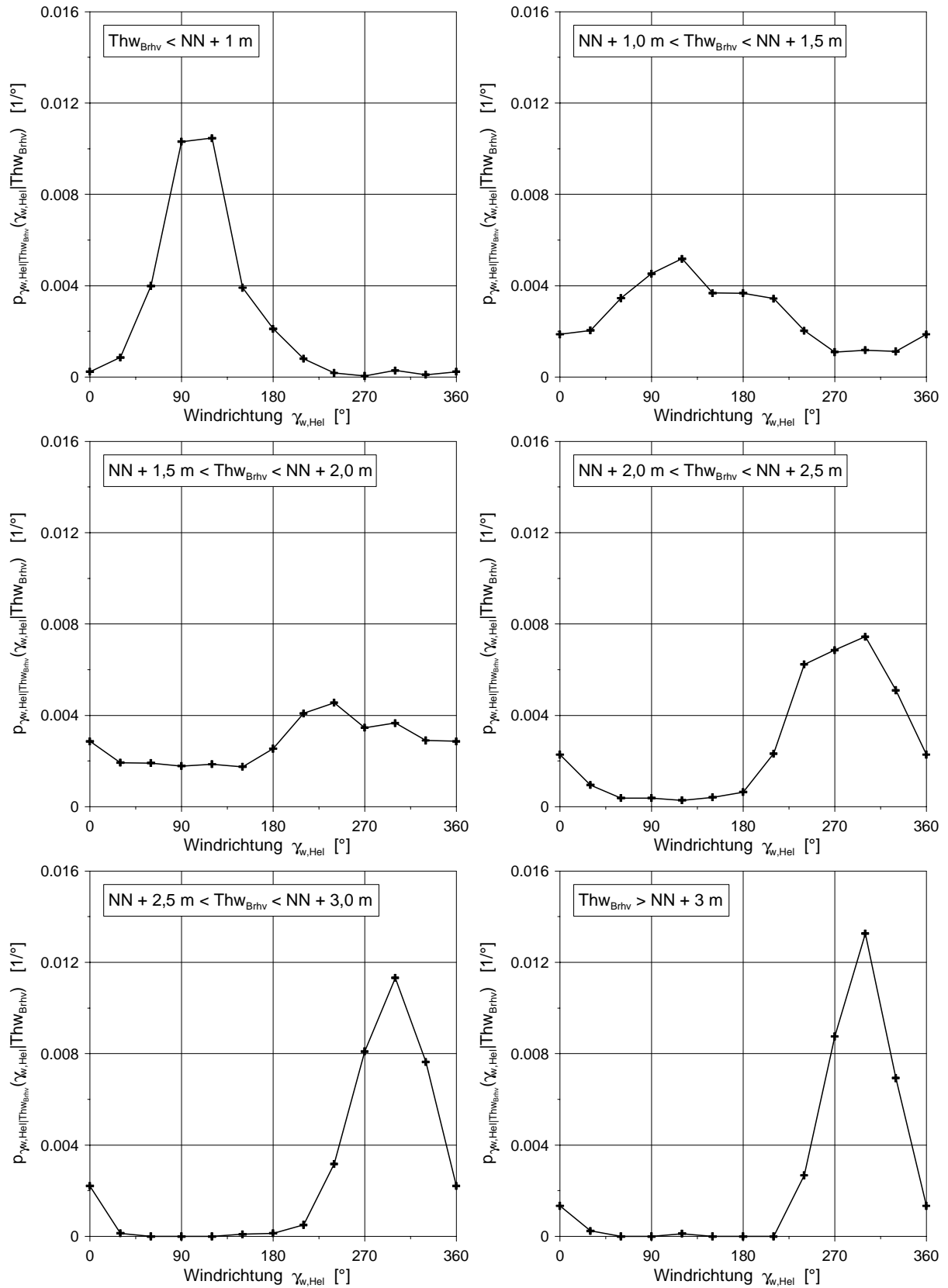


Abbildung 4-12: Bedingte Wahrscheinlichkeitsdichte der Windrichtung an der Station Helgoland in Abhängigkeit vom Tidehochwasserstand am Pegel Bremerhaven, Alter Leuchtturm

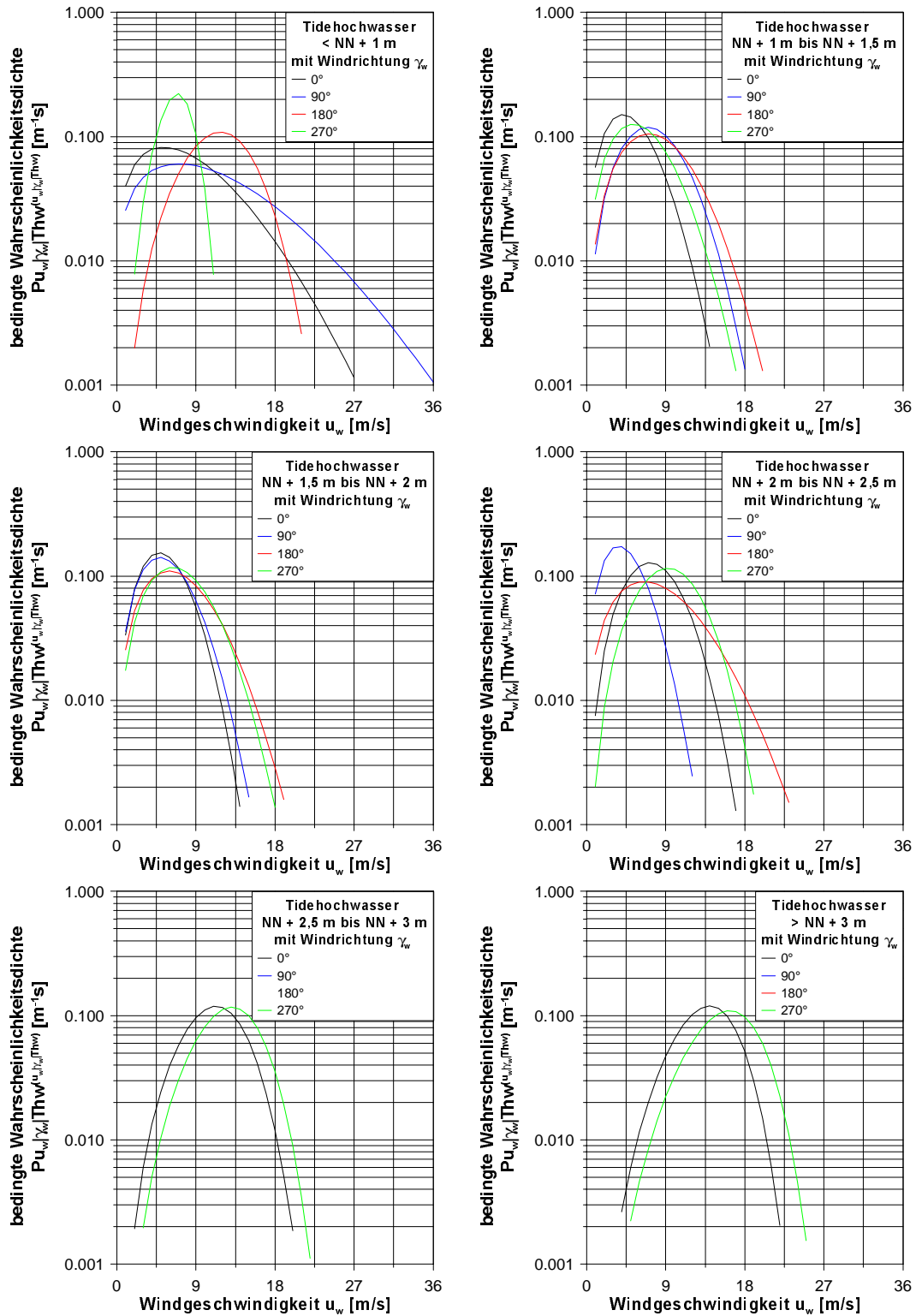


Abbildung 4-13: Bedingte Wahrscheinlichkeitsdichte der Windgeschwindigkeit in Abhängigkeit von der Windrichtung an der Station Helgoland und von dem Tidehochwasserstand am Pegel Bremerhaven, Alter Leuchtturm

Die Abbildung 4-12 verdeutlicht, daß mit Tidehochwasserständen unter MThw am häufigsten östliche bzw. südliche Winde auftreten, während mit Sturmflutwasserständen vornehmlich Nordwestwinde einhergehen.

Parameter der bedingten Windstatistik:						
$p_{\gamma_W Thw}(\gamma_W - 30^\circ) [1/^\circ]$						
$p_{\gamma_W Thw}(\gamma_W) [1/^\circ]$						
$p_{\gamma_W Thw}(\gamma_W + 30^\circ) [1/^\circ]$						
$A(\gamma_W, Thw) [m^{-1}s]$						
$k(\gamma_W, Thw) [-]$						
Windrichtung (Helgoland) γ_W	Tidehochwasserstand (Bremerhaven) Thw					
-	bis NN + 1 m	NN + 1 m bis NN + 1,5 m	NN + 1,5 m bis NN + 2 m	NN + 2 m bis NN + 2,5 m	NN + 2,5 m bis NN + 3 m	ab NN + 3 m
330°	0,0001	0,0011	0,0029	0,0051	0,0076	0,0069
0°	0,0002	0,0019	0,0029	0,0023	0,0022	0,0013
30°	0,0009	0,0020	0,0019	0,0010	0,0001	0,0002
	9,3791	5,7579	6,1731	8,5037	12,2315	14,7306
	1,6485	2,0276	2,3176	2,7531	3,8066	4,6731
60°	0,0040	0,0035	0,0019	0,0004		
90°	0,0103	0,0045	0,0018	0,0004		
120°	0,0105	0,0052	0,0019	0,0003	-	-
	12,700	8,5467	6,4714	5,0115		
	1,6279	2,5151	2,1915	2,0595		
150°	0,0039	0,0037	0,0018	0,0004	0,0001	
180°	0,0021	0,0037	0,0025	0,0006	0,0001	
210°	0,0008	0,0034	0,0041	0,0023	0,0005	-
	12,8777	9,0530	8,0855	9,4272	10,9924	
	3,6649	2,3282	2,1056	1,9703	1,7616	
240°	0,0002	0,0020	0,0046	0,0062	0,0032	0,0027
270°	0,0001	0,0011	0,0035	0,0069	0,0081	0,0088
300°	0,0003	0,0012	0,0037	0,0074	0,0113	0,0133
	7,3571	7,1291	8,1241	10,4916	13,9282	17,0253
	4,3063	2,1412	2,3331	3,1238	4,2954	4,9781

Tabelle 4-3: Parameter der bedingten Wahrscheinlichkeitsdichten von Windrichtung und Windgeschwindigkeit an der Station Helgoland bei Klassifizierung mit dem Tidehochwasserstand am Pegel Bremerhaven, Alter Leuchtturm

Die Verteilung der Windgeschwindigkeiten ergibt sich für die einzelnen Wasserstands- und Windrichtungsklassen durch Anpassung der Weibull-Verteilung gemäß (4–8). Für die an der Station Helgoland aufgezeichneten Windgeschwindigkeiten weist die Abbildung 4-13 die Wahrscheinlichkeitsdichte in Abhängigkeit von Windrichtung und Tidehochwasserstand am Pegel Bremerhaven aus. Eine Zusammenstellung der Parameter der in Abbildung 4-13 dargestellten Weibull-Verteilung für die verschiedenen Klassen der Windrichtung an der Station Helgoland und des Tidehochwasserstands am Pegel Bremerhaven ist in Tabelle 4-3 gegeben. Für die Pegel Cuxhaven und Wilhelmshaven finden sich äquivalente Darstellungen im Anhang G. Die Abbildung 4-13 und die Tabelle 4-3 verdeutlichen, daß mit zunehmenden Tidehochwasserständen die Wahrscheinlichkeit hoher Geschwindigkeiten von Nord- bzw. Westwinden zunimmt. Bei Tidehochwasserständen unter MThw nimmt im Gegensatz dazu die Wahrscheinlichkeit hoher Geschwindigkeiten von Ostwinden zu.

4.1.3.4 Seegangssimulation

Den Parametern Tidehochwasserstand sowie Windgeschwindigkeit und -richtung, deren gemeinsame Statistik, wie in den Kapiteln 4.1.2 und 4.1.3.3 dargelegt, aus Messungen abgeleitet werden kann, können mit Hilfe empirischer Beziehungen, wie z.B. wassertiefen-abhängiger Windstreichlängendiagramme (engl. *fetch diagram*) [AUSSCHUß FÜR KÜSTENSCHUTZWERKE, 2003], bzw. mit Hilfe numerischer Simulationen charakteristische Seegangsbedingungen im Küstengebiet zugeordnet werden.

Für das in Abbildung 4-1 dargestellte Jade-Weser-Ästuar erfolgt die Berechnung einzelner Seegangssituationen mit Hilfe des phasengemittelten numerischen Seegangsmodells SWAN (engl. *Shallow Waves Near Shore*). Damit werden die wesentlichen im Kapitel 3.3.3 dargestellten Teilprozesse der Seegangausbreitung berücksichtigt. Im einzelnen sind dies Wellenbrechen, Bodenreibung, Shoaling, Refraktion, nicht-lineare Welle-Welle-Wechselwirkung sowie Windsee und Dünung. Nicht berücksichtigt bleiben die Prozesse Diffraktion und Perkolation. Eine detaillierte Beschreibung der mathematischen Grundlagen des Seegangsmodells findet sich bei RIS [1997], BOOIJ ET AL. [1999] und RIS ET AL. [1999] und ist in Anhang H zusammengefaßt. Zur Seegangsmodellierung bietet sich der Einsatz der in Abbildung 4-14 exemplarisch für das Jade-Weser-Ästuar dargestellten Modellkette an [ZIMMERMANN UND MAI, 1998].

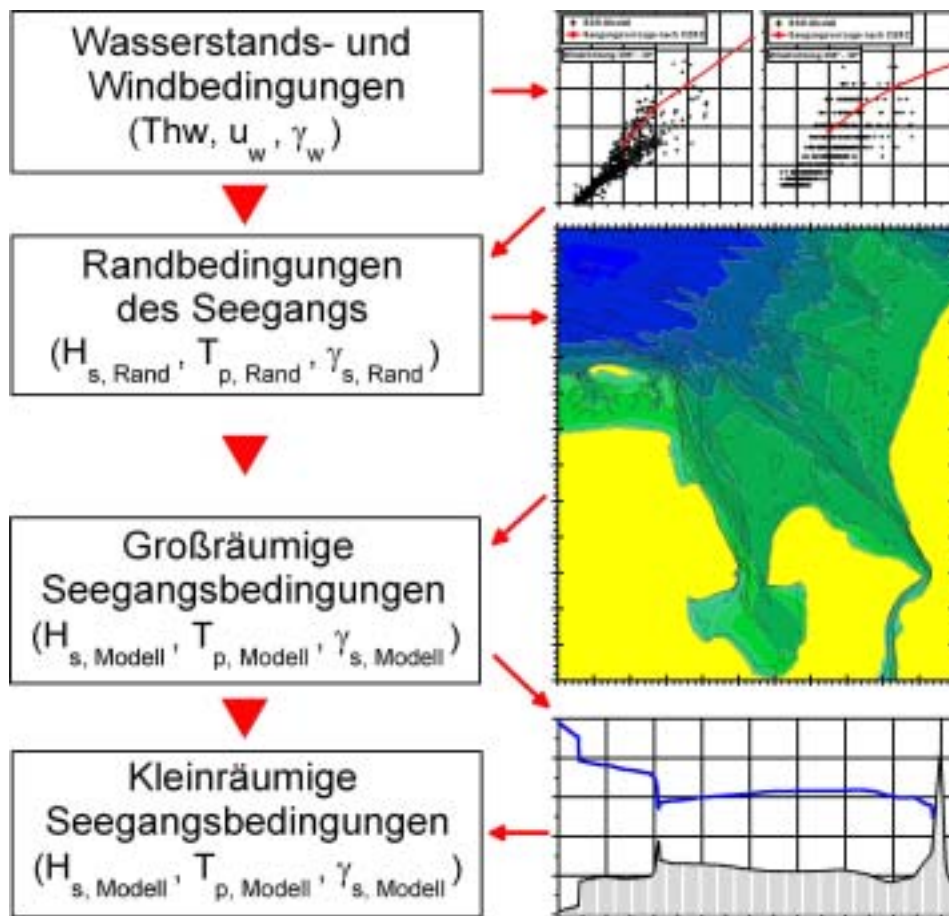


Abbildung 4-14: Modellkette zur Berechnung einzelner Seegangssituationen
 [nach ZIMMERMANN UND MAI, 1998]

Der erste Schritt der Modellkette stellt die Ermittlung der Seegangsbedingungen am seeseitigen (d.h. nördlichen) Rand aus den Wasserstands- und Windbedingungen dar. Näherungsweise kann diese Parametrisierung der Seegangsbedingungen unter Verwendung der Sverdrup-Munk-Bretschneider-Methode bzw. ihrer Weiterentwicklungen [CERC, 1984, und CERC, 2001] erfolgen:

$$\frac{g \cdot H_S}{u_W^2} = 0,283 \cdot \tanh\left(0,530 \cdot \left(\frac{g \cdot d}{u_W^2}\right)^{0,75}\right) \cdot \tanh\left(\frac{0,00565 \cdot \left(\frac{g \cdot x(\gamma_W)}{u_W^2}\right)^{0,5}}{\tanh\left(0,530 \cdot \left(\frac{g \cdot d}{u_W^2}\right)^{0,75}\right)}\right) \quad (4-9)$$

$$\frac{g \cdot T_P}{u_W} = 7,54 \cdot \tanh\left(0,833 \cdot \left(\frac{g \cdot d}{u_W^2}\right)^{0,375}\right) \cdot \tanh\left(\frac{0,0379 \cdot \left(\frac{g \cdot x(\gamma_W)}{u_W^2}\right)^{0,333}}{\tanh\left(0,833 \cdot \left(\frac{g \cdot d}{u_W^2}\right)^{0,375}\right)}\right) \quad (4-10)$$

$$\gamma_S = \gamma_W \quad (4-11)$$

mit

d:	Wassertiefe
g:	Erdbeschleunigung
H _S :	signifikante Wellenhöhe
T _P :	Peak-Wellenperiode
u _W :	Windgeschwindigkeit
x(γ _W):	Streichlänge (engl. <i>fetch</i>)
γ _W :	Windrichtung
γ _S :	Hauptseegangsrichtung

Die Abbildung 4-15 zeigt beispielhaft die Parametrisierung des Seegangs am nördlichen Rand des in Abbildung 4-14 gewählten Modellgebiets des Jade-Weser-Ästuars für nordwestliche (300°) bis nordöstliche Winde (30°). In Abbildung 4-15 sind außerdem die Seegangsparameter, welche durch das BUNDESAMT FÜR SEESCHIFFFAHRT UND HYDROGRAPHIE (BSH), Hamburg mit Hilfe von großräumigen Simulationen der Seegangsverhältnisse in der Nordsee ermittelt wurden [BEHRENS UND SCHRADER, 1994], dargestellt. Die Streuungen der Berechnungsergebnisse des BSH um die Parametrisierung, d.h. die Unsicherheiten der Parametrisierung, können bei der weitergehenden Bearbeitung berücksichtigt werden. Als erste Näherung bietet sich hier die Annahme einer normalverteilten Streuung an, wobei die Standardabweichung als Funktion der Windgeschwindigkeit aufgefaßt werden kann. Abbildung 4-16 zeigt die für den in Abbildung 4-15 dargestellten Datensatz ermittelte Abhängigkeit der Standardabweichung von der Windgeschwindigkeit. Für Windgeschwindigkeiten über 4 m/s beträgt z.B. der relative Fehler (die relative Unsicherheit) für die signifikante Wellenhöhe etwa 25 % und für die mittlere Wellenperiode etwa 20 %.

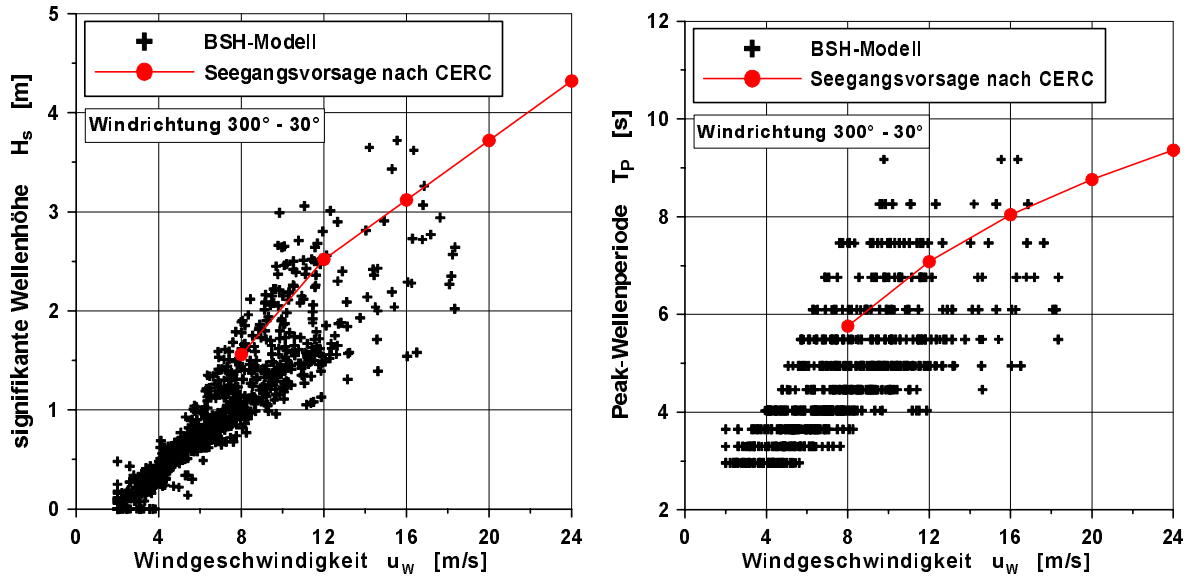


Abbildung 4-15: Parametrisierung des aus der Nordsee in das Jade-Weser-Ästuar einlaufenden Seegangs bei westlichen bis nördlichen Winden und Vergleich mit Seegangssimulationen des BSH [nach MAI UND ZIMMERMANN, 2000(a)]

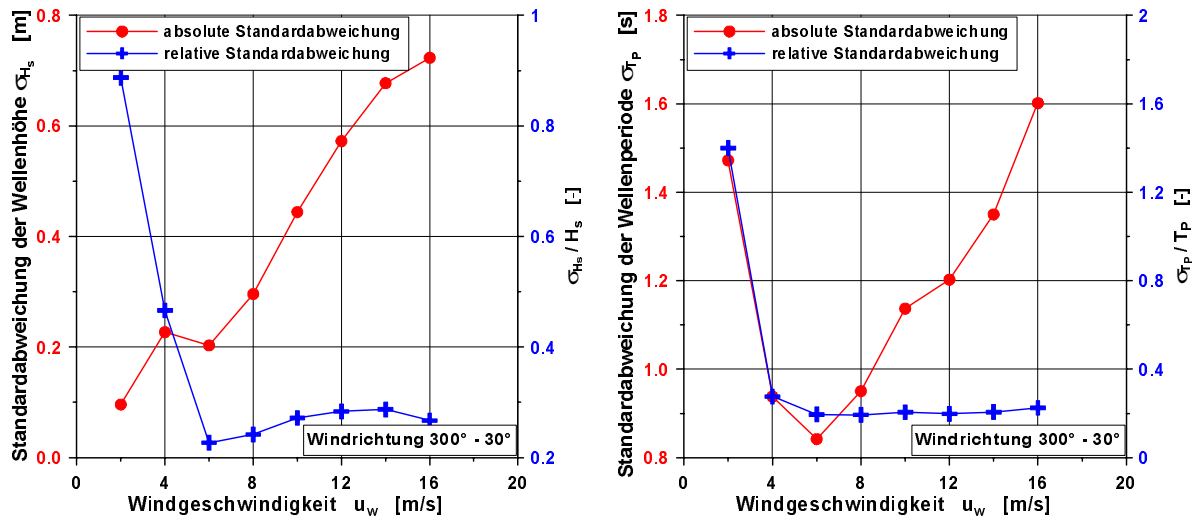


Abbildung 4-16: Unsicherheit der Charakterisierung des aus der Nordsee in das Jade-Weser-Ästuar einlaufenden Seegangs – Abhängigkeit der Standardabweichung von der Windgeschwindigkeit

Ausgehend von den nach (4-9) bis (4-11) berechneten Seegangsbedingungen etwa 60 km vor der Küste erfolgt durch Simulation mit dem Modell SWAN die Ermittlung der Seegangsausbreitung, welche in den küstennahen Seegebieten stark durch die Prozesse von Refraktion, Shoaling, Bodenreibung und Wellenbrechen geprägt ist. Abbildung 4-17 zeigt beispielhaft die signifikante Wellenhöhe, die mittlere Wellenperiode und die Hauptwellenrichtung als Ergebnis der Seegangsberechnungen für das Jade-Weser-Ästuar bei einem Sturmflutwasserstand von NN + 5 m und einem Wind von 20 m/s aus 300°.

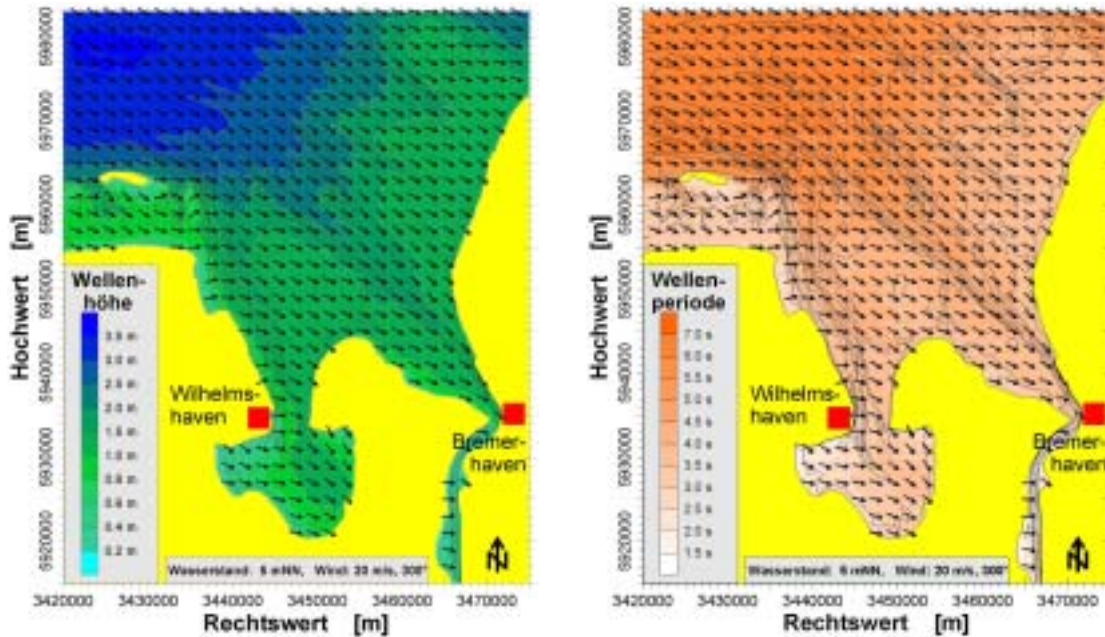


Abbildung 4-17: Numerische Simulation der Seegangsausbreitung im Küstenraum bei Sturmflut (Wasserstand: NN + 5mNN, Wind: 20 m/s, 300°), signifikante Wellenhöhe (links), mittlere Wellenperiode (rechts), Hauptseegangsrichtung (Pfeile)

Ähnliche Darstellungen der Seegangsausbreitung an anderen Küstenabschnitten und Ästuaren der deutschen Nordseeküste sind durch MAI UND ZIMMERMANN [2000(c)] für verschiedene Randbedingungen von Wasserstand und Wind in einem Seegangsatlas zusammengefaßt und stehen im Internet [siehe <http://www.rrzn.uni-hannover.de/~nhgismai/seegang>] zur Verfügung [MAI UND V. LIEBERMAN, 2000(a)]. Eine Erläuterung der Grundfunktionalität des Seegangsatlasses findet sich in Anhang J. Die Kalibrierung des numerischen Seegangmodells erfolgte, ausgehend von den Standardeinstellungen der Modellparameter [HOLTHUIJSEN ET AL., 2000], durch Vergleich mit Messungen des Seegangs in der Natur [MAI ET AL., 1999(d)]. Abbildung 4-18 stellt exemplarisch für das Jade-Weser-Gebiet einen Vergleich von Seegangsmessungen, welche in der Zeit vom Februar 1997 bis April 1998 im Hinblick auf eine Bemessung der Stromkaje in Bremerhaven durchgeführt wurden [MAI ET AL., 2000(a)], und Seegangssimulationen dar. Die Ergebnisse der Bojenmessung weisen erhebliche Streuungen um die Resultate der numerischen Simulation auf. Eine Ursache dieser Abweichungen liegt u.a. in den bereits mit Unsicherheiten behafteten Eingangsbedingungen des numerischen Modells (vgl. Abbildung 4-15) sowie in den Modellannahmen bei der Seegangssimulation, d.h. einerseits in den gewählten Modellparametern und andererseits insbesondere in der Annahme voll ausgereiften Seegangs, begründet. Die Berücksichtigung der Unsicherheiten der Modellierung kann vereinfachend als normalverteilte Streuung der Seegangsparameter um die Simulationsergebnisse aufgefaßt werden. Die Standardabweichung der Normalverteilung ist hierbei, wie bereits in Abbildung 4-16 für die Randbedingungen gezeigt, eine Funktion der Windgeschwindigkeit. Abbildung 4-19 zeigt die für den in Abbildung 4-18 dargestellten Datensatz ermittelte Abhängigkeit der Standardabweichung von der Windgeschwindigkeit. Der relative Fehler der signifikanten Wellenhöhen beträgt etwa 18 % und der Fehler der mittleren Wellenperiode etwa 20 %. Der Anteil der Unsicherheiten einzelner Modellparameter bzw. der Randbedingungen an der in Abbildung 4-19 dargestellten Gesamtstreuung ist im Anhang I diskutiert.

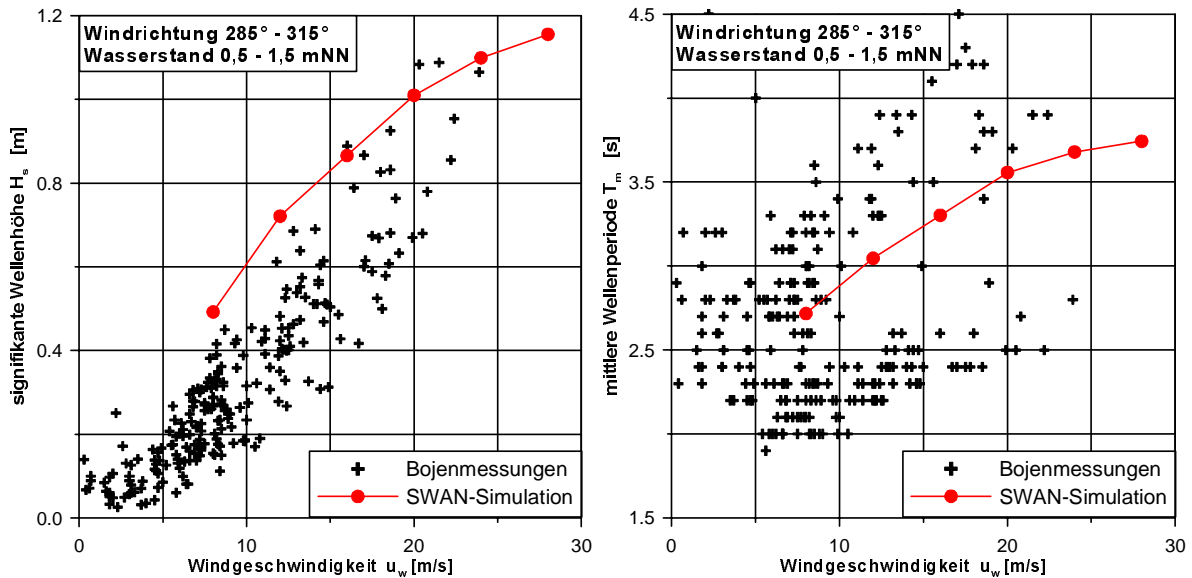


Abbildung 4-18: Vergleich von Bojenmessung und numerischer Simulation des Seegangs nahe dem Wurster Arm in der Außenweser (Gauß-Krüger: 3465100/5944380) [siehe auch MAI ET AL., 2000(a)]

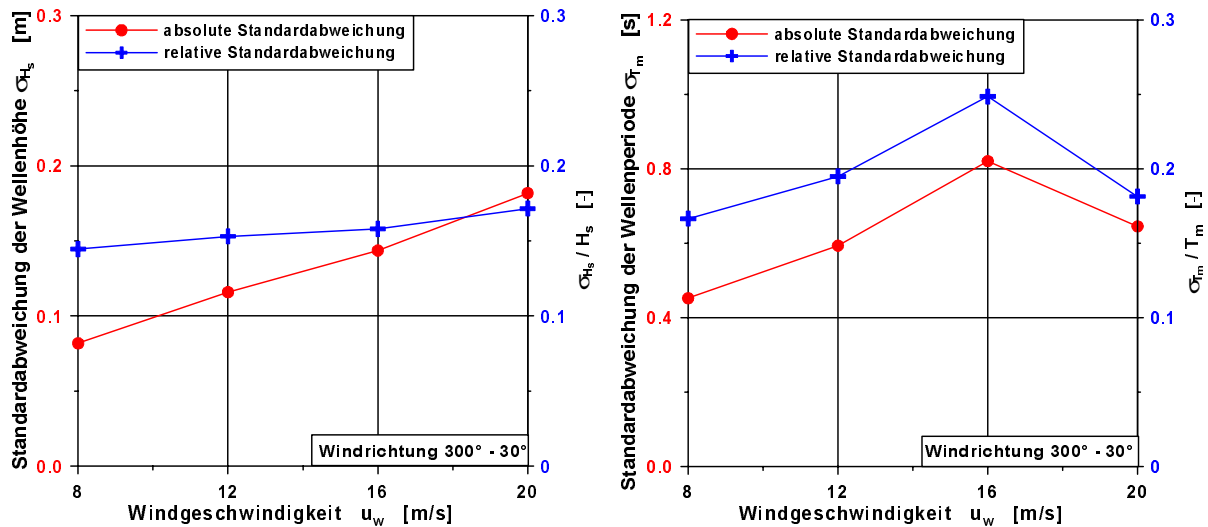


Abbildung 4-19: Unsicherheit der Modellierung des Seegangs im Jade-Weser-Ästuar – Abhängigkeit der Standardabweichung von der Windgeschwindigkeit

Mit Hilfe der in Abbildung 4-17 beispielhaft dargestellten zweidimensionalen Seegangsberechnungen läßt sich die Abhängigkeit der Seegangparameter von der Lage im Küstengebiet zeigen und damit die Bedeutung der der Küste weit vorgelagerten, flächenhaften Küstenschutzelemente Watt, Außensand sowie der Inseln erkennen (vgl. Tabelle 3-1). So führen die Außensände sowie das Watt aufgrund der reduzierten Wassertiefe und damit einer erhöhten Bodenreibung zu einer erheblichen Reduktion der Wellenhöhe und –periode. Dieser Effekt ist mit wachsender relativer Wellenhöhe, d.h. wachsendem Verhältnis von Wellenhöhe und Wasserstand, und wachsender Laufstrecke der Wellen in begrenzten Wassertiefen stärker ausgeprägt. Die Abbildung 4-20 verdeutlicht diese Wirkung von Außensänden und Wattflächen.

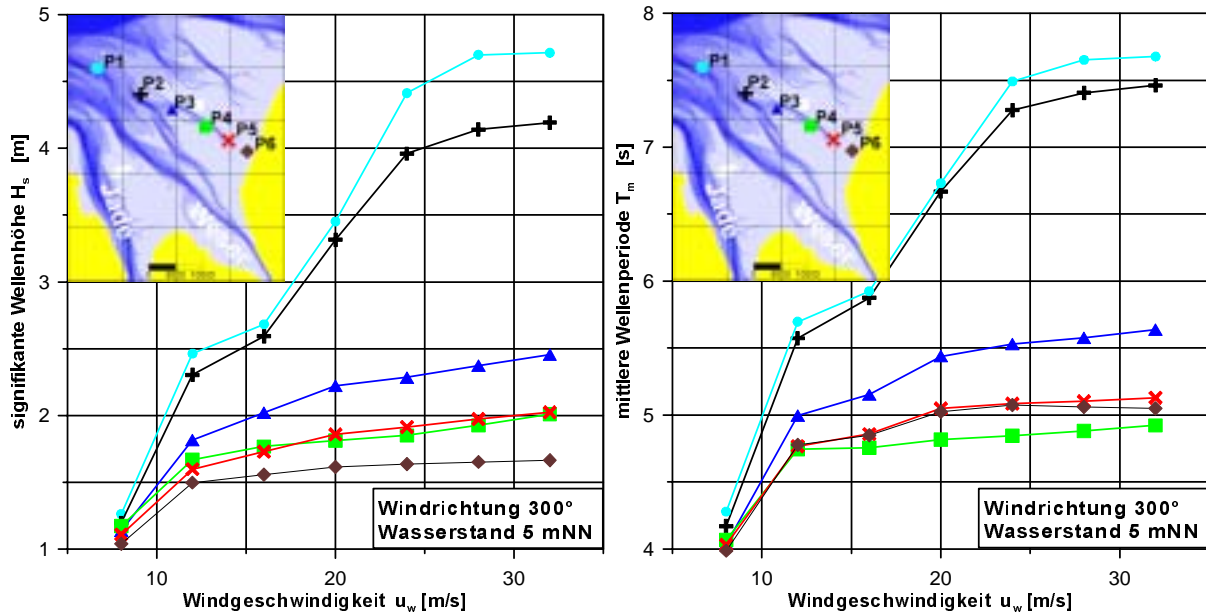


Abbildung 4-20: Einfluß der Außensände bzw. Wattflächen auf die Seegangparameter, signifikante Wellenhöhe (links) und mittlere Wellenperiode (rechts)

Die Rückseiten der Inseln befinden sich vollständig im Seegangslee, so daß durch das Küstenschutzelement „Insel“ der Seegang an der Festlandsküste deutlich reduziert ist. Die Belastung erfolgt ausschließlich durch den durch die Wattströme (Gaaten) einlaufenden Seegang und nimmt mit zunehmendem Abstand von diesen ab. Abbildung 4-21 gibt beispielhaft die Seegangsbelastung der Festlandsküste südlich der Insel Wangerooge in unterschiedlicher Entfernung von der Harle bzw. der Blauen Balje wieder.

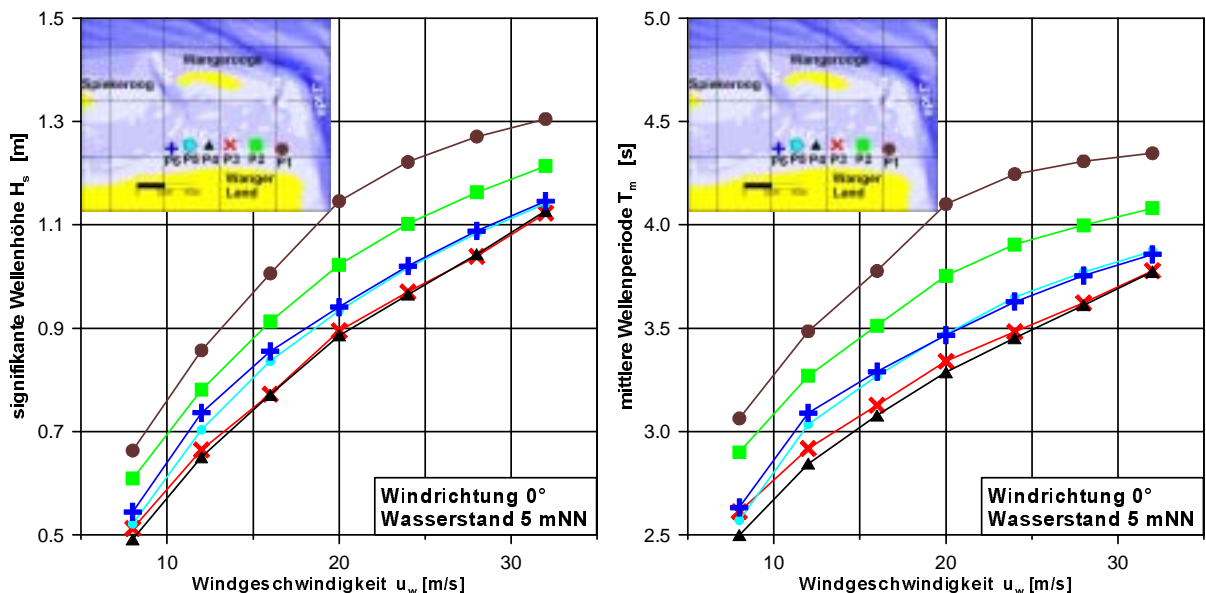


Abbildung 4-21: Seegang an einer inselgeschützten Festlandsküste in Abhängigkeit vom Abstand zum benachbarten Wattstrom, hier: Spiekeroog und Wangerooge mit den Wattströmen Harle und Blaue Balje, signifikante Wellenhöhe (links) und mittlere Wellenperiode (rechts)

Auch ohne vorgelagerte Inseln weist die Seegangsbelastung einzelner Küstenabschnitte starke räumliche Unterschiede auf, was am Beispiel einzelner an der Wesermündung gelegener Küstenabschnitte Butjadingens, Bremerhavens und des Land Wurstens im Folgenden dargestellt wird. Die charakteristischen Seegangparameter – signifikante Wellenhöhe und mittlere Wellenperiode – sind für die Küste Butjadingens bzw. die Küste Land Wurstens in Abbildung 4-22 bzw. Abbildung 4-23 in Abhängigkeit von Windgeschwindigkeit und –richtung bei einem Wasserstand von NN + 5 m bzw. einer Wassertiefe von 4 m dargestellt. Während an der Küste Butjadingens bei Nord- bis Nordnordostwinden – also bei für Sturmfluten untypischen Windrichtungen – die extremsten Seegangsbedingungen vorliegen, ist an der Küste des Land Wurstens die Seegangsbelastung bei West- bis Nordwestwind – also bei für Sturmfluten sehr wahrscheinlichen Windrichtungen – maximal.

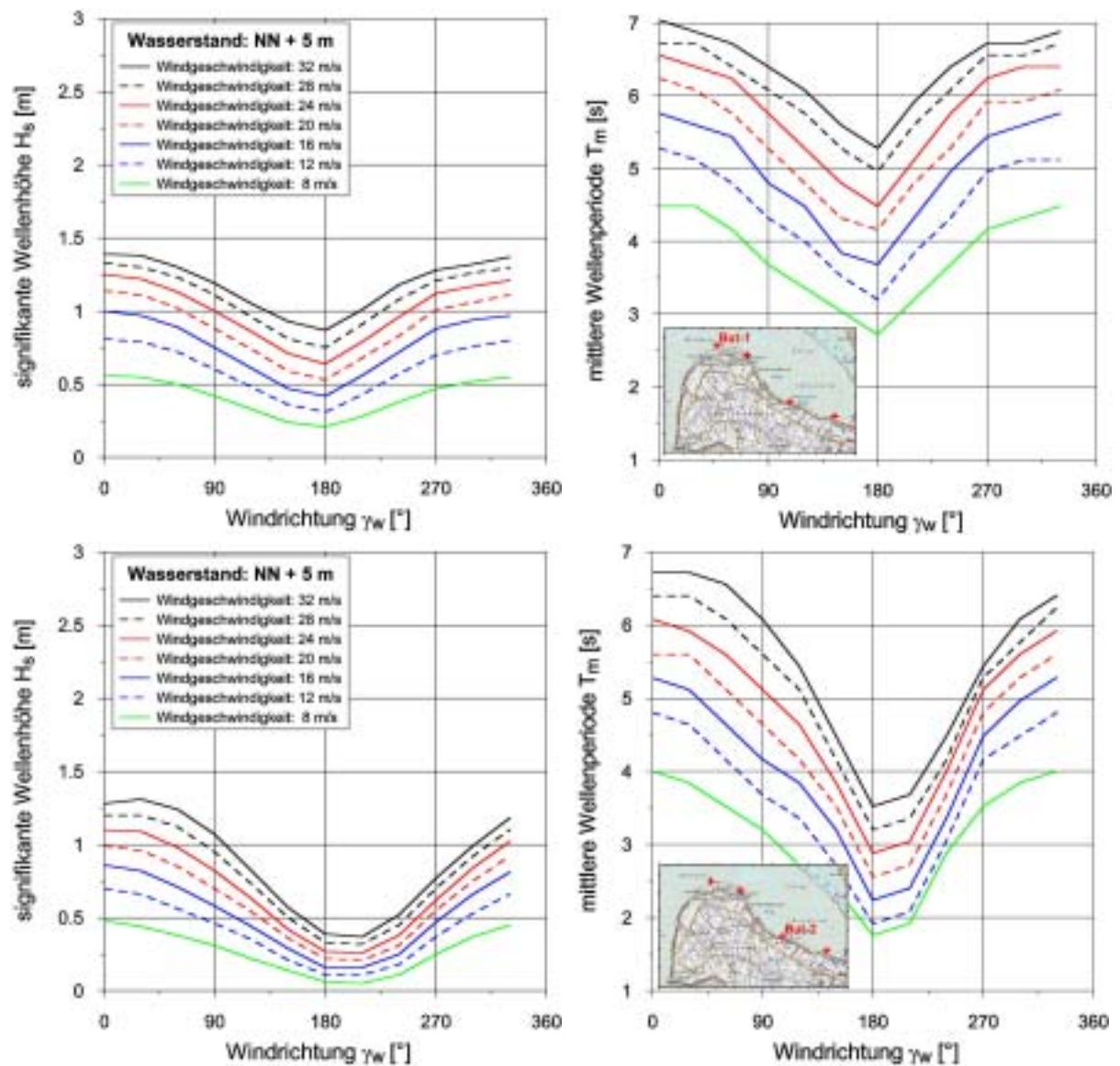


Abbildung 4-22: Seegangsbedingungen an verschiedenen Positionen über dem Watt an der Vorlandkante der Küste Butjadingens (oben: in Höhe Langwarden [3453450/5943250], unten: in Höhe Waddensersiel [3461150/5937350]), signifikante Wellenhöhe (links), mittlere Wellenperiode (rechts)

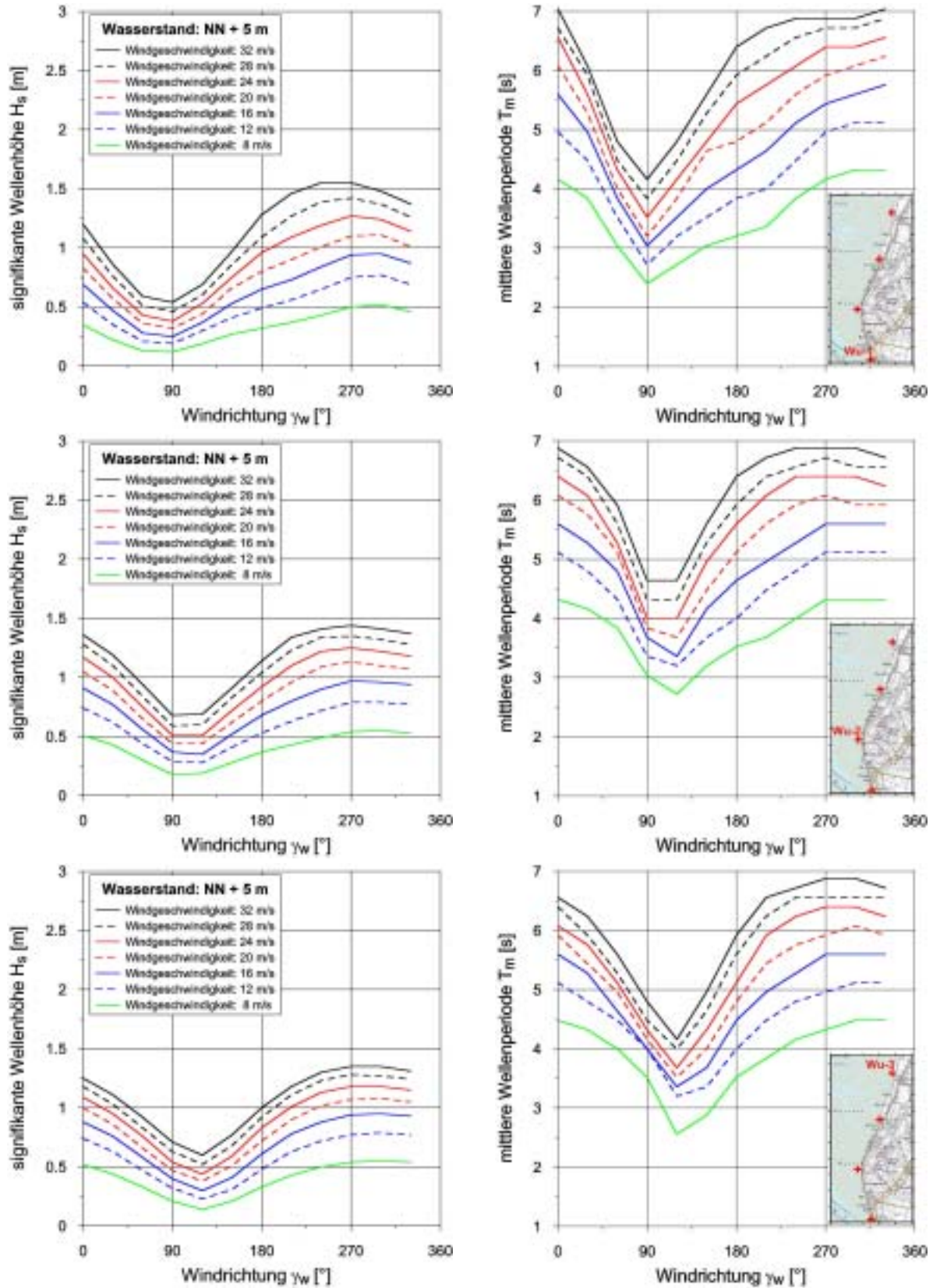


Abbildung 4-23: Seegangsbedingungen an verschiedenen Positionen über dem Watt an der Vorlandkante der Küste Land Wurstens (oben: in Höhe Wremertief [3466950/5944350], Mitte: in Höhe Solthörn [3465350/5950650], unten: in Höhe Spieka-Neufeld [3468650/5959050]),
 signifikante Wellenhöhe (links), mittlere Wellenperiode (rechts)

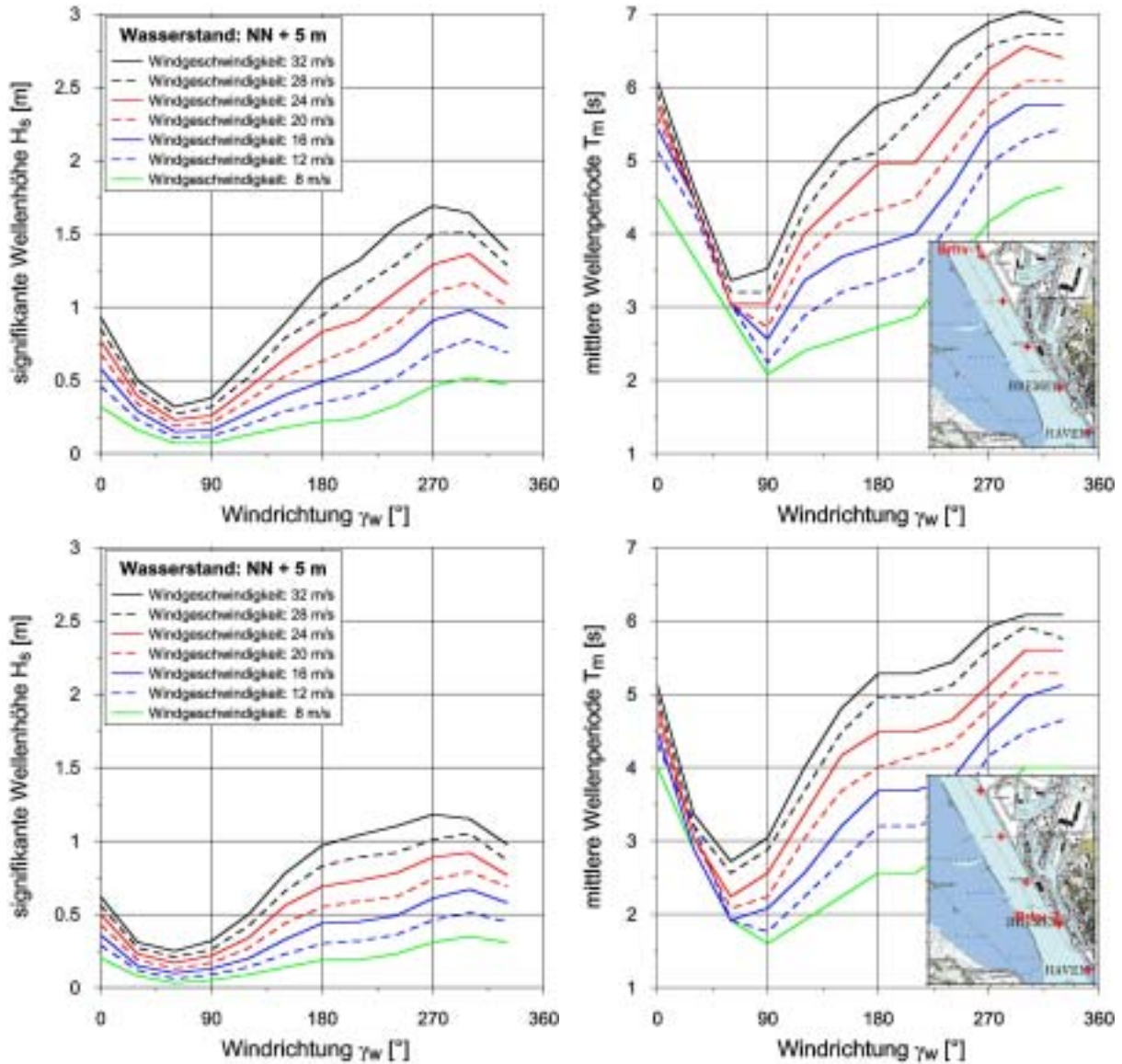


Abbildung 4-24: Seegangsbedingungen an verschiedenen Positionen des Bremerhavener Weserufers (oben: in Höhe Containerterminal II [3469250/5938650], unten: in Höhe Lohmandeich [3471150/5935450]),
 signifikante Wellenhöhe (links), mittlere Wellenperiode (rechts)

Maximale signifikante Wellenhöhen treten aufgrund der geringsten Abschirmung durch die vorgelagerte Wattfläche an der Wurster Küste in Höhe von Wremertief und an der Küste Butjadingens bei Langwarden auf. Für Windgeschwindigkeiten von 24 m/s ergeben sich an der Wurster Küste maximale signifikante Wellenhöhen von 1,2 m bis 1,3 m sowie mittlere Wellenperioden von 6,4 s bis 6,7 s und an der Küste Butjadingens Wellenhöhe von 1,1 m bis 1,2 m mit mittleren Wellenperioden von 6,0 s bis 6,5 s. Im Vergleich zu den Seegangsbedingungen über dem Watt vor Butjadingen und Land Wursten ergeben sich in der Weser vor Bremerhaven, wie in Abbildung 4-24 dargestellt, trotz der abgeschirmteren Lage aufgrund der höheren Wassertiefe, speziell bei Nordwestwinden, erhöhte Seegangsbelastungen. Besonders vor der Kaje des Containerterminals (CT II) treten bei Windgeschwindigkeiten von 24 m/s signifikante Wellenhöhen von 1,4 m und mittlere Wellenperioden von 4,1 s auf.

Die Wirkung der nahe dem Festland gelegenen Küstenschutzelemente, wie z.B. Vorländer und Sommerdeiche, läßt sich durch räumlich höher aufgelöste numerische Seegangssimulationen, welche in die in Abbildung 4-17 dargestellten großräumigen numerischen Seegangssimulationen eingebettet sind (engl. *nesting*), analysieren [VON LIEBERMAN UND MAI, 2001]. Dabei führt für phasengemittelte Seegangmodelle, wie SWAN, die Reduzierung der räumlichen Auflösung der Detailmodelle auf bis zu 1 m zu einer Erhöhung der Genauigkeit der Seegangssimulationen, wie ein Vergleich von numerischen und physikalischen Untersuchungen zur Seegangausbreitung über Vorländern zeigt [MAI ET AL., 1999(c)]. Eine Verifikation der Seegangsberechnungen im Bereich küstennaher Schutzelemente erfolgte anhand von physikalischen Modelluntersuchungen im GROßEN WELLENKANAL (GWK) des FORSCHUNGSZENTRUMS KÜSTE sowie dem WELLENKANAL SCHNEIDERBERG (WKS) und dem WELLENBECKEN MARIENWERDER (WBM) des FRANZIUS-INSTITUTS. Die Ergebnisse der Kalibrierung sind für Vorländer in MAI UND VON LIEBERMAN [1999(a), 2001(c)] und VON LIEBERMAN UND MAI [2000] sowie für Sommerdeiche in MAI ET AL. [1999(a), 1999(c)] und PENTCHEV ET AL. [2001] zusammengefaßt. Einzelne ergänzende Beispiele der Kalibrierung finden sich auch im Anhang K.

Für ein charakteristisches Vorland mit bzw. ohne Sommerdeich zeigt Abbildung 4-25 die Wirkung auf den Seegang. Es wird deutlich, daß bei Sturmfluten das Vorland ohne Sommerdeich die signifikante Wellenhöhe um etwa 1/3 und die mittlere Wellenperiode etwa um 1/4 vermindert, während ein Vorland mit Sommerdeich zu einer Verminderung der signifikanten Wellenhöhe um 2/3 und der mittleren Wellenperiode um 1/4 führt, was erheblichen Einfluß auf die Belastung des Hauptdeiches als nachgeordnetem Küstenschutzelement hat.

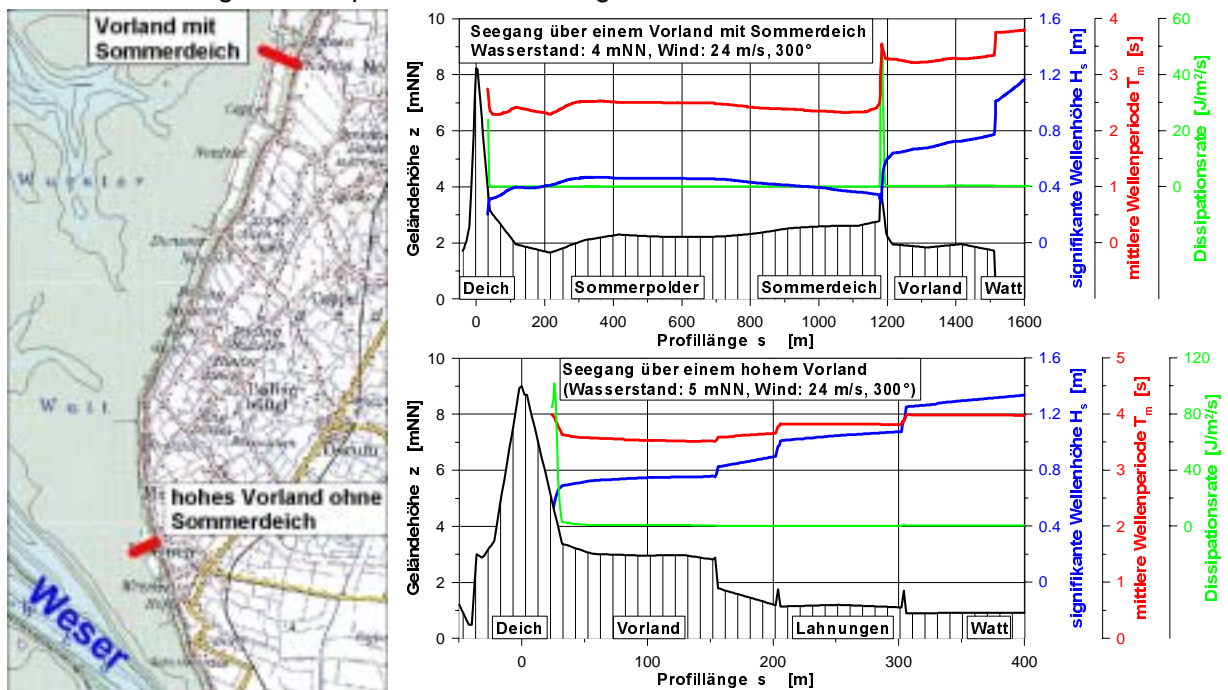


Abbildung 4-25: Seegangsdämpfung durch die Küstenschutzelemente Vorland (unten) und Sommerdeich (oben) am Beispiel ausgewählter Profile an der Wurster Küste – signifikante Wellenhöhe (blau), Wellenperiode (rot) und Dissipationsrate (grün)
 [siehe auch: MAI UND ZIMMERMANN, 2002(a)]

Für weitere niedersächsische Küstenabschnitte finden sich vergleichbare eindimensionale Seegangsberechnungen bei MAI UND ZIMMERMANN [2000(c)]. Diese bestätigen auch für weniger exponierte Standorte, z.B. der am Rückseitenwatt der ostfriesischen Inseln liegenden Festlandsküste, die erhebliche seegangsdämpfende Wirkung von Vorländern und Sommerdeichen.

Für die Vorlanddeiche an den in Abbildung 4-22 bzw. Abbildung 4-23 dargestellten Positionen der Küste Butjadingens und des Land Wurstens folgt durch eine Auswertung der in Abbildung 4-25 exemplarisch dargestellten eindimensionalen Seegangssimulation die Wellenbelastung unmittelbar am Deichfuß, welche in Abbildung 4-26 bzw. Abbildung 4-27 dargestellt ist. Der Eingangsseegang am seeseitigen Rand der Profile entspricht den in Abbildung 4-22 und Abbildung 4-23 dargestellten Seegangsbedingungen. Die Wellenbelastung wird für alle untersuchten Profile sowie Wasserstands- und Windbedingungen deutlich reduziert. Die Reduktion der Wellenhöhe ist um so größer, je höher die wassertiefenbezogene Eingangswellenhöhe H_s/d über dem Vorland ist. Gleiches gilt für die Verminderung der Wellenperiode bei Ausbreitung des Seegangs über dem Vorland. Bei typischen Sturmbedingungen (Wasserstand NN + 5 m, Nordwestwind der Geschwindigkeit von 24 m/s) ergibt sich an der Westküste Land Wurstens eine Verminderung der Wellenhöhe um 40 % und der Wellenperiode um 18 %. An der Nordküste Butjadingens ergeben sich aufgrund einer vergleichbaren Vorlandsituation ähnliche Abminderungen. Während über dem Watt vor der Vorlandkante sowohl Wellenhöhe als auch Wellenperiode eine ausgeprägte Richtungsabhängigkeit aufweisen, ist diese am Deichfuß deutlich vermindert. So wird beispielsweise an der Vorlandkante des südlichen Profils Wu-1 an der Wurster Küste 95 % der maximalen Wellenhöhe in dem Richtungsbereich von etwa 220° bis 290° erreicht, während sich dieser Bereich unmittelbar vor dem Deich auf 180° bis 360° vergrößert. Dieser Effekt geht auf die in Kapitel 3.3.3 dargestellte Wassertiefenbegrenzung der Wellenhöhe zurück.

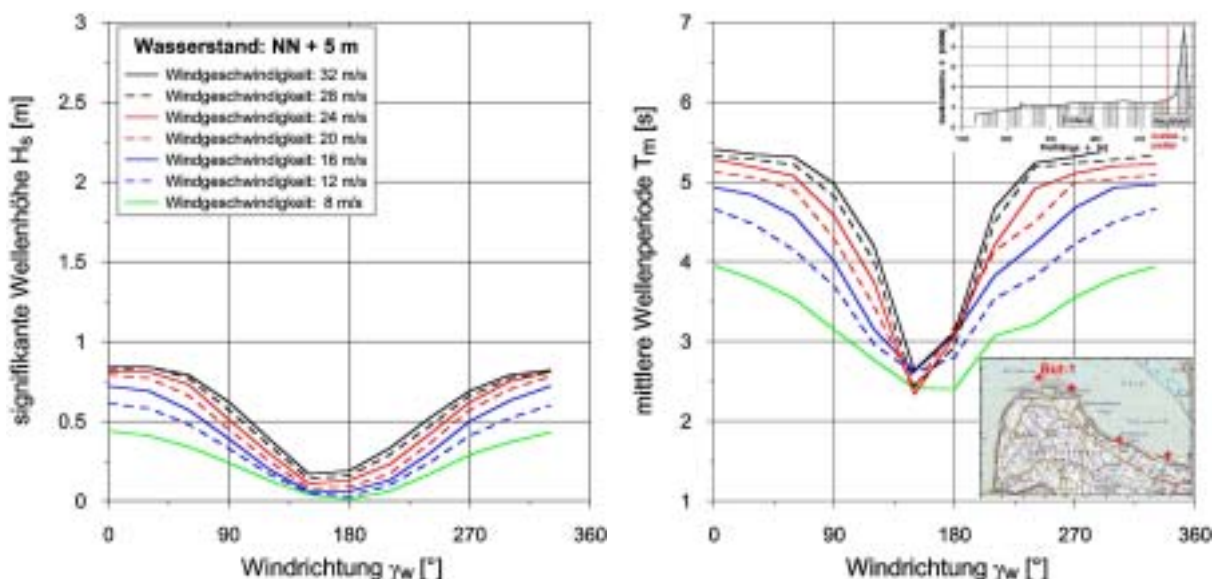


Abbildung 4-26: Seegangsbedingungen über dem Vorland am Deichfuß an verschiedenen Positionen der Küste Butjadingens (in Höhe Langwarden 3453450/5943250), signifikante Wellenhöhe (links), mittlere Wellenperiode (rechts)

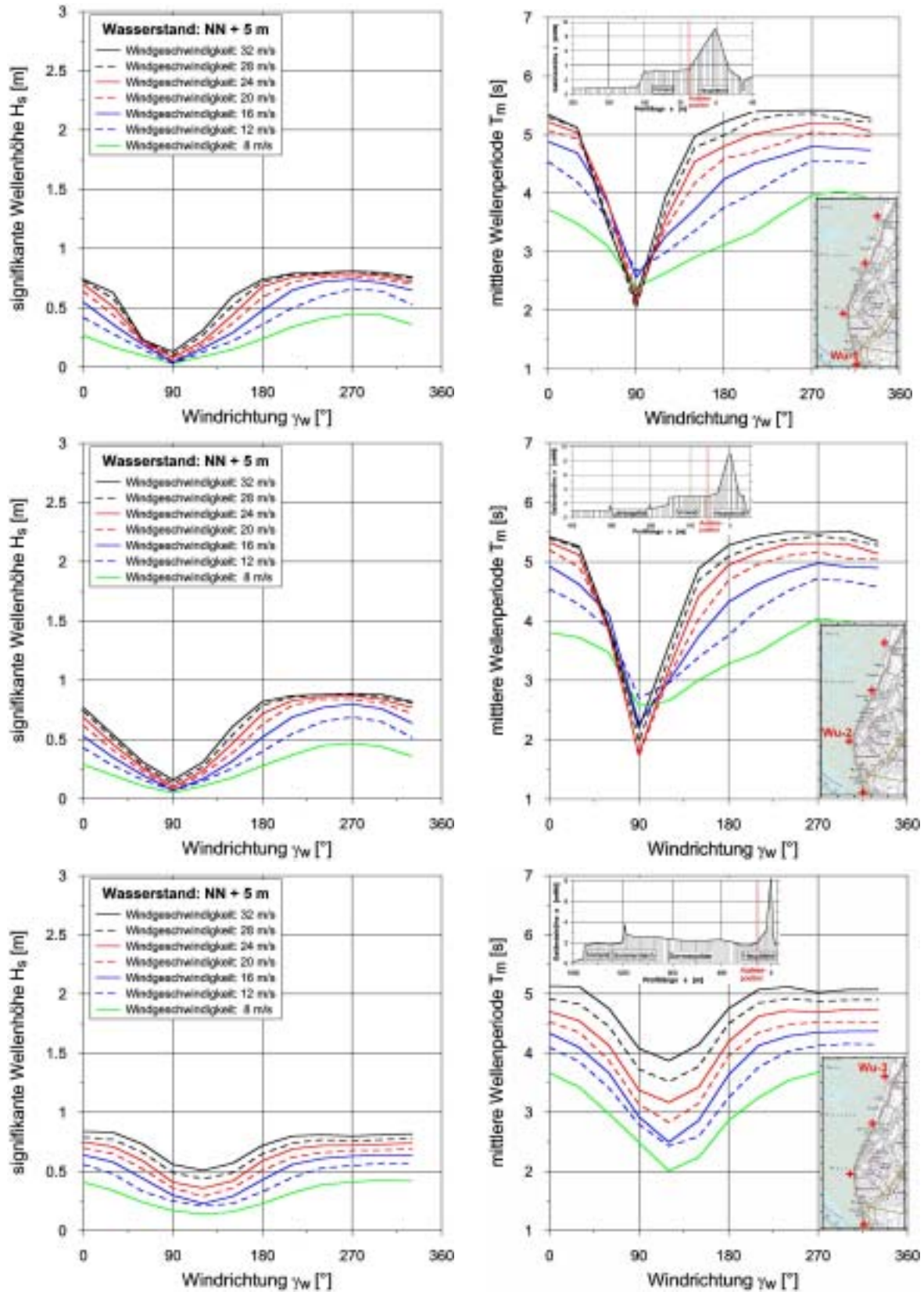


Abbildung 4-27: Seegangsbedingungen über dem Vorland am Deichfuß an verschiedenen Positionen der Küste Land Wurstens (oben: in Höhe Wremertief [3466950/5944350], Mitte: in Höhe Solthörn [3465350/5950650], unten: in Höhe Spieka-Neufeld [3468650/5959050]), signifikante Wellenhöhe (links), mittlere Wellenperiode (rechts)

4.1.3.5 Seegangsstatistik

Aus der in Kapitel 4.1.2 dargestellten Statistik des Tidehochwasserstands, der in Kapitel 4.1.3.3 dargestellten bedingten Windstatistik sowie den in Kapitel 4.1.3.4 mit Hilfe numerischer Simulationen abgeleiteten Funktionen zur Übertragung der Wasserstands- und Windbedingungen zu Seegangparametern ergibt sich entsprechend dem in Abbildung 3-9 dargestellten Schema unter Verwendung des Formelsystems (3-8) bis (3-11) die Seegangstatistik bei Sturmflut. Für die Ostsee ist ein ähnliches Verfahren, allerdings ohne Berücksichtigung des in der Ostsee kaum tidebeeinflussten Wasserstands, durch HINNEBURG ET AL. [1997(a+b)] und BÖRNGEN ET AL. [1997] beschrieben.

Wie die in Abbildung 4-20 dargestellten Seegangparameter weist auch die Statistik dieser Parameter während Sturmfluten eine deutliche Abhängigkeit von der Lage innerhalb des Jade-Weser-Ästuars auf. Die Abbildung 4-28 zeigt die Überschreitungswahrscheinlichkeiten von signifikanter Wellenhöhe und mittlerer Wellenperiode an verschiedenen Orten in der Außenweser. Es zeigt sich, daß die bei Sturmfluten vorliegende signifikante Wellenhöhe der Überschreitungswahrscheinlichkeit von 1/100 durch Außensände bzw. Wattflächen, wie Knechtsand und Nordeversand, von 2,3 m (an der Position P1) auf 0,9 m (an der Position P6) reduziert werden. Die Wellenperiode der Überschreitungswahrscheinlichkeit von 1/100 wird durch Außensände bzw. Wattflächen von 9,5 s auf 5,4 s reduziert. Eine vergleichbare Wirkung auf die Wellenparameter ergibt sich auch für das Watt Hohe Weg vor Butjadingen [MAI UND ZIMMERMANN, 2000(b)].

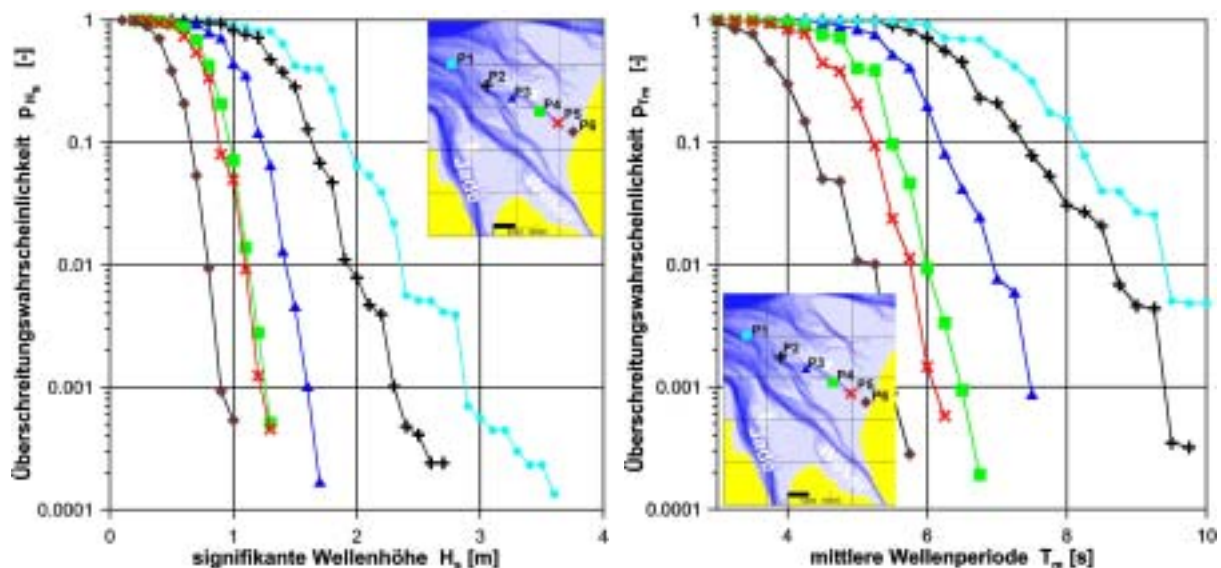


Abbildung 4-28: Einfluß der Außensände bzw. Wattflächen auf die Überschreitungswahrscheinlichkeit der Seegangparameter an verschiedenen Positionen im Jade-Weser-Ästuar, signifikante Wellenhöhe (links) und mittlere Wellenperiode (rechts)

Für die in Abbildung 4-22 bzw. Abbildung 4-26, Abbildung 4-23 bzw. Abbildung 4-27 und Abbildung 4-24 hinsichtlich der Seegangparameter untersuchten Küsten von Butjadingen, des Land Wurstens und von Bremerhaven ergeben sich die in Abbildung 4-29 bis Abbildung 4-31 für Sturmflutsituationen dargestellten Überschreitungswahrscheinlichkeiten von signifi-

kanter Wellenhöhe und mittlerer Wellenperiode. Für die Küstenabschnitte mit Schardeich ist die Seegangsstatistik über dem Watt in der Nähe des Deichfußes gegeben, für die mit Vorlanddeich ist sowohl die Seegangsstatistik an der Vorlandkante als auch die über dem Vorland am Deichfuß gegeben. Es zeigt sich deutlich, daß die signifikante Wellenhöhe und mittlere Wellenperiode einer Überschreitungswahrscheinlichkeit von 1/100 über dem Vorland gegenüber dem Watt deutlich reduziert ist, wie es auch die Darstellungen der Seegangsparameter in Abhängigkeit von der Windsituation in Abbildung 4-22 und Abbildung 4-26 bzw. Abbildung 4-23 und Abbildung 4-27 erwarten lassen. So beträgt vor der Vorlandkante über dem Watt bei Solthörn (Wu-2) die in Verbindung mit Sturmfluten auftretende signifikante Wellenhöhe einer jährlichen Überschreitungswahrscheinlichkeit von 1/100 etwa 1,15 m, während über dem Vorland am Deichfuß diese auf 0,85 m reduziert wird. Die mittlere Wellenperiode der Überschreitungswahrscheinlichkeit 1/100 vermindert sich durch das Vorland von 6,0 s auf 5,2 s.

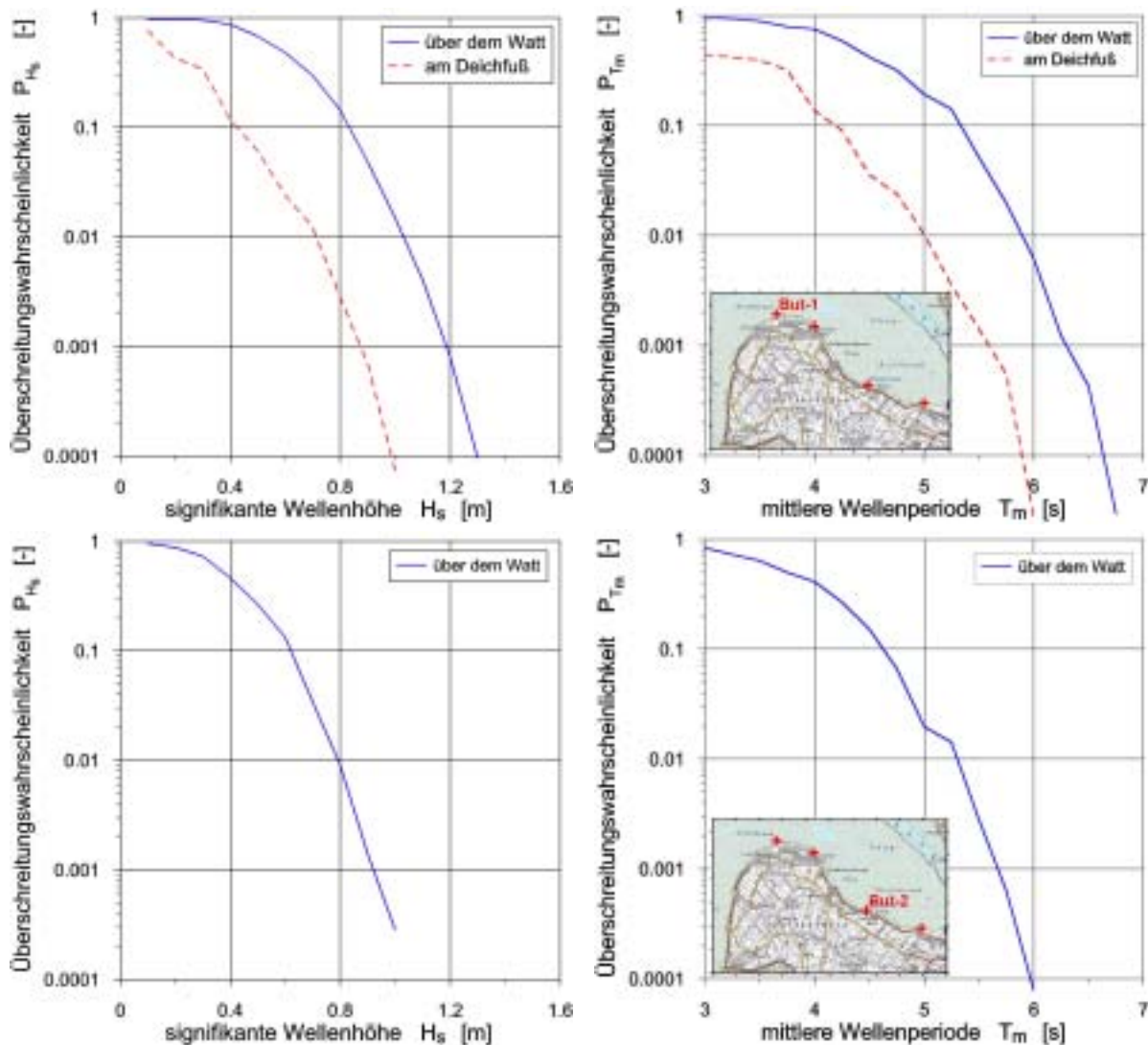


Abbildung 4-29: Überschreitungswahrscheinlichkeit charakteristischer Seegangsparameter bei Sturmflut an verschiedenen Positionen vor der Küste Butjadingens (oben: in Höhe Langwarden [3453450/5943250], unten: in Höhe Waddensiel [3461150/5937350]), signifikante Wellenhöhe (links) und mittlere Wellenperiode (rechts)

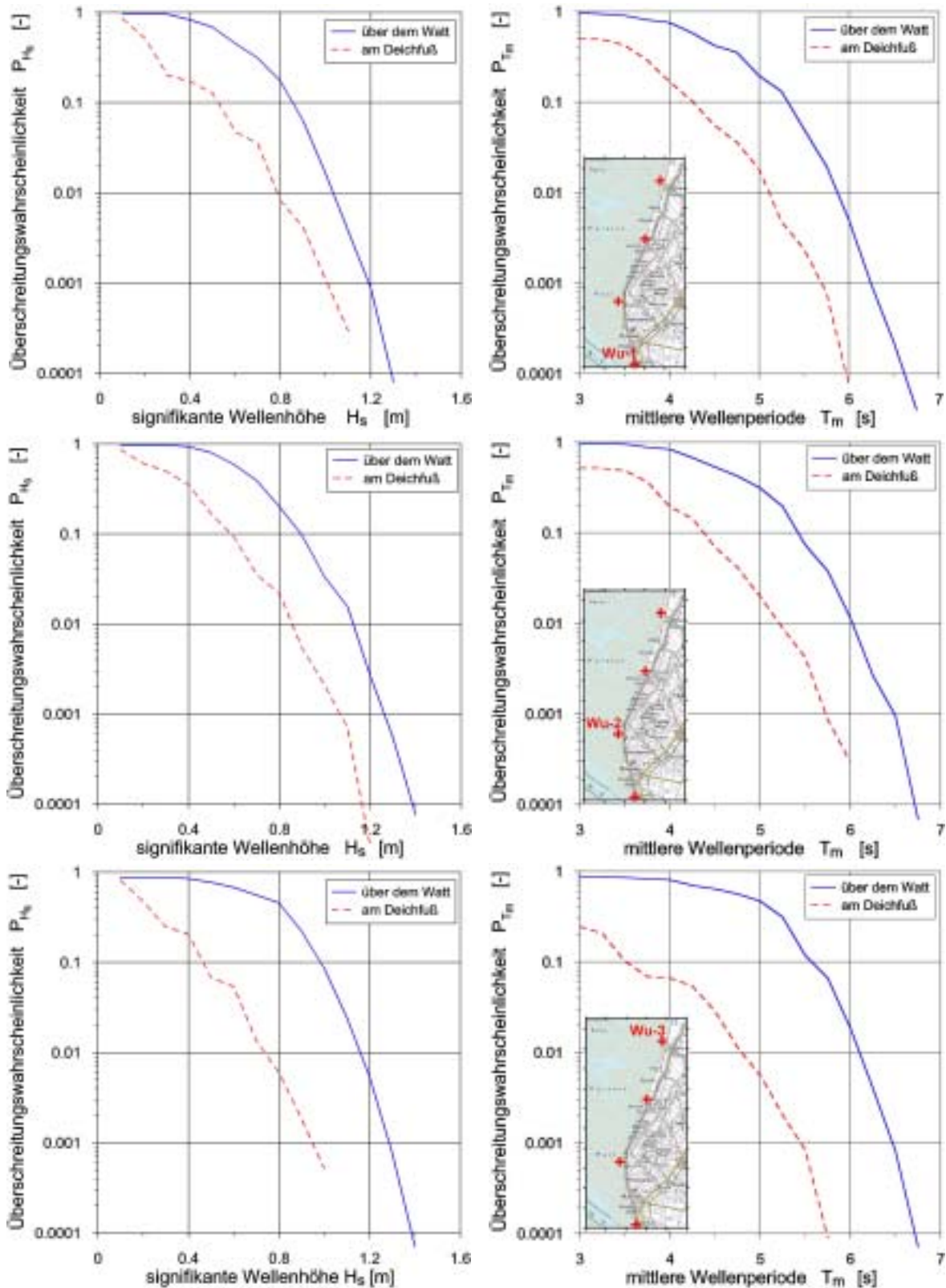


Abbildung 4-30: Überschreitungswahrscheinlichkeit charakteristischer Seegangparameter bei Sturmflut an verschiedenen Positionen vor der Küste Land Wurstens (oben: in Höhe Wremertief [3466950/5944350], Mitte: in Höhe Solthörn [3465350/5950650], unten: in Höhe Spieka-Neufeld [3468650/5959050]), signifikante Wellenhöhe (links) und mittlere Wellenperiode (rechts)

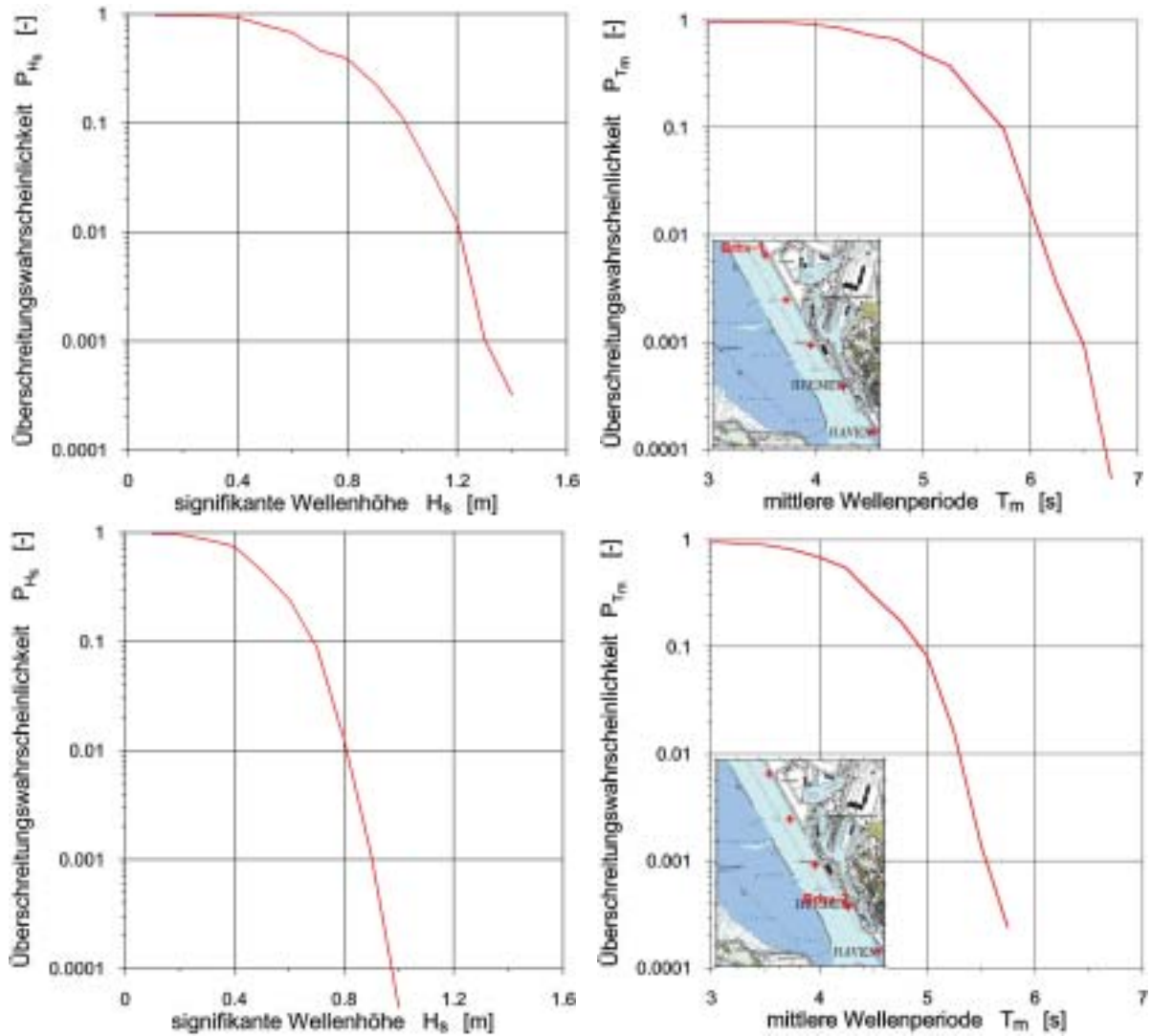


Abbildung 4-31: Überschreitungswahrscheinlichkeit charakteristischer Seegangparameter bei Sturmflut an verschiedenen Positionen vor der Küste Bremerhavens (oben: etwa 50 m vor dem Containerterminal II [3469250/5938650], unten: etwa 50m vor dem Lohmandeich [3471150/5935450]), signifikante Wellenhöhe (links), mittlere Wellenperiode (rechts)

4.2 Versagenswahrscheinlichkeit von Küstenschutzanlagen

4.2.1 Überblick über das Küstenschutzsystem an Jade und Weser

Die Hauptschutzlinie der Küstenschutzsysteme am Jade-Weser-Ästuar bilden die Hauptdeiche. In Abhängigkeit von den der Hauptschutzlinie vorgelagerten Küstenschutzelementen werden Schardeiche sowie Vorlanddeiche, welche abschnittsweise auch weitere Schutzelemente, wie Lahnungen oder Sommerdeiche, aufweisen, unterschieden [NEWIG UND PETERSEN, 1995]. Eine entsprechende Klassifizierung der Deichstrecken im Jade-Weser-Gebiet ist in Abbildung 4-32 dargestellt. Weitere Elemente der Hauptschutzlinie sind Kajenanlagen mit Küstenschutzfunktion, z.B. die Kaje des Containerterminals Bremerhaven, sowie die bei zu geringer Kajenhöhe aufgesetzten Hochwasserschutzwände, wie sie z.B. auf der Columbuskaje in Bremerhaven zu finden sind. Neben den Hauptschutzelementen linearer räumlicher Ausprägung finden sich entsprechend der in Tabelle 3-1 gegebenen Klassifikation auch Hauptschutzelemente punktueller räumlicher Ausprägung, wie Siele, Schöpfwerke sowie Schleusen und Sperrwerke. Diese sind ebenfalls in Abbildung 4-32 verortet.

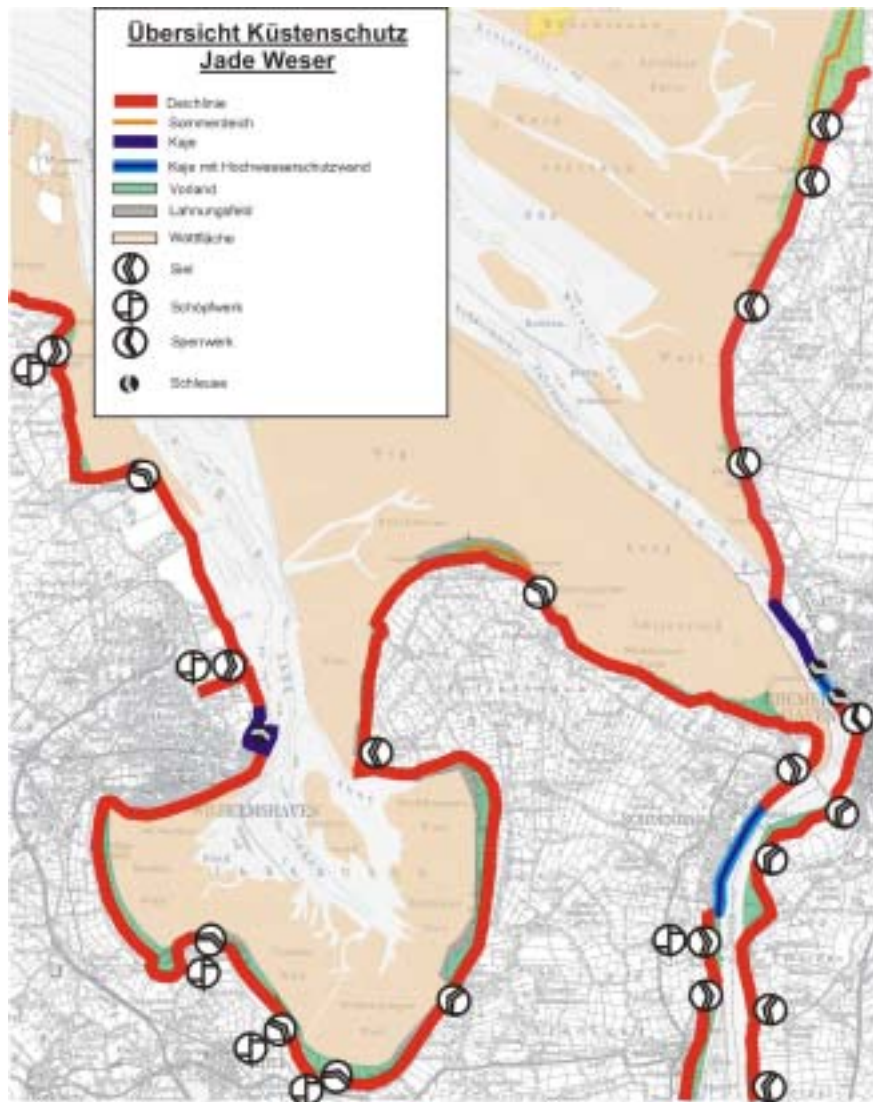


Abbildung 4-32: Überblick über die Schutzelemente der Festlandküste des Jade-Weser-Ästuars

Für die an der Wesermündung gelegenen Küstenabschnitte Butjadingens, Bremerhavens und Land Wurstens, welche bereits in Kapitel 4.1.3.4 und Kapitel 4.1.3.5 im Hinblick auf ihre Seegangsbelastung diskutiert worden sind, wird im folgenden auf ausgewählte Hauptschutzelemente näher eingegangen.

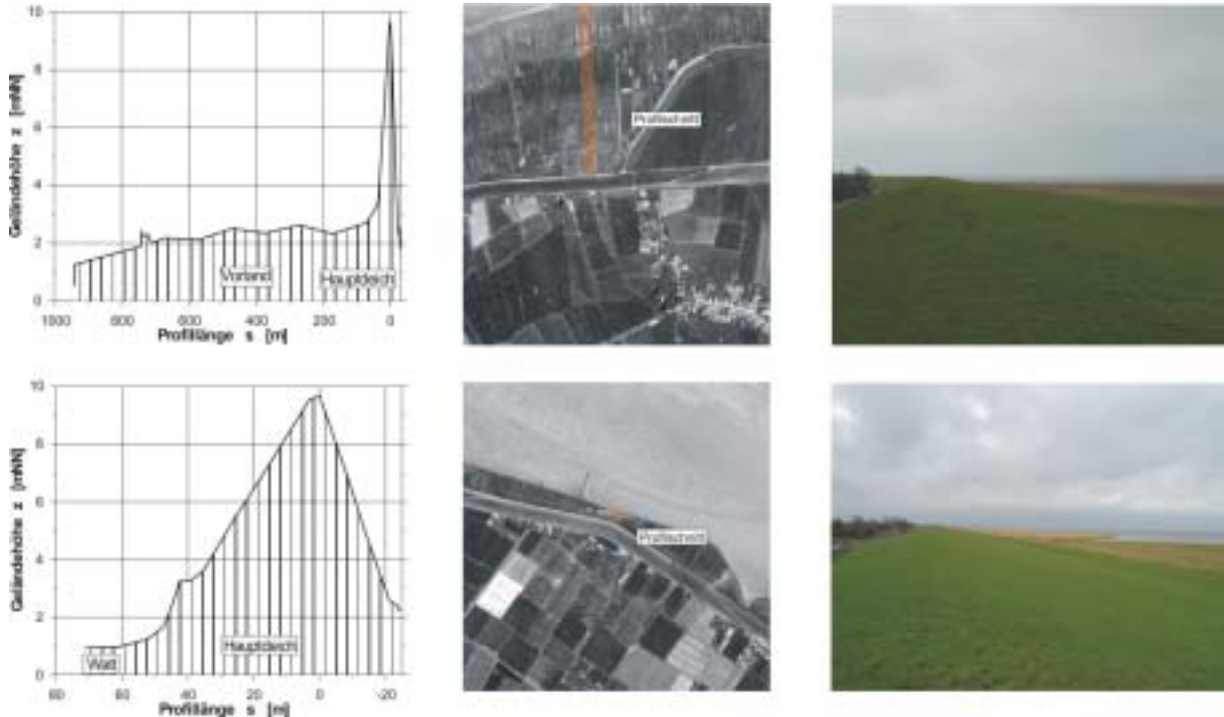


Abbildung 4-33: Informationen zu ausgewählten Deichabschnitten der Gemeinde Butjadingen: Deichprofil [Quelle: NIEDERSÄCHSISCHER LANDESBETRIEB FÜR WASSERWIRTSCHAFT UND KÜSTENSCHUTZ (NLWK)], Luftbild [Quelle: SCOUT SYSTEMS] und Photographie (oben: in Höhe Langwarden [3453450/5943250], unten: in Höhe Waddensersiel [3461150/5937350])



Abbildung 4-34: Informationen zu dem Siel bei Fedderwardersiel [3457320/5940780]: Luftbild [Quelle: SCOUT SYSTEMS] und Photographien

Die Hauptdeiche der Gemeinde Butjadingen weisen im Bezug auf die vorgelagerten Schutzelemente eine große Bandbreite auf. Es finden sich sowohl Strecken mit Vorländern einer Breite von bis zu 850 m als auch scharliegende, d.h. unmittelbar an das Watt angrenzende, Abschnitte. Die Abbildung 4-33 stellt exemplarisch zwei Deichabschnitte dar. Die Deichhöhe beträgt NN + 8,5 m (But-1 bzw. But-2) [Quelle: NIEDERSÄCHSISCHER LANDESBETRIEB FÜR

WASSERWIRTSCHAFT UND KÜSTENSCHUTZ (NLWK)], die Deichneigung 1:6 [Quelle: NLWK]. In Höhe Langwarden (But-1) ist eine Abfolge von Schardeich sowie Vorlanddeich mit und ohne Sommerdeich erkennbar. Zwischen den Deichabschnitten But-1 und But-2 findet sich bei Fedderwardsersiel ein punktuelles Schutzelement, welches in Abbildung 4-34 dargestellt ist.

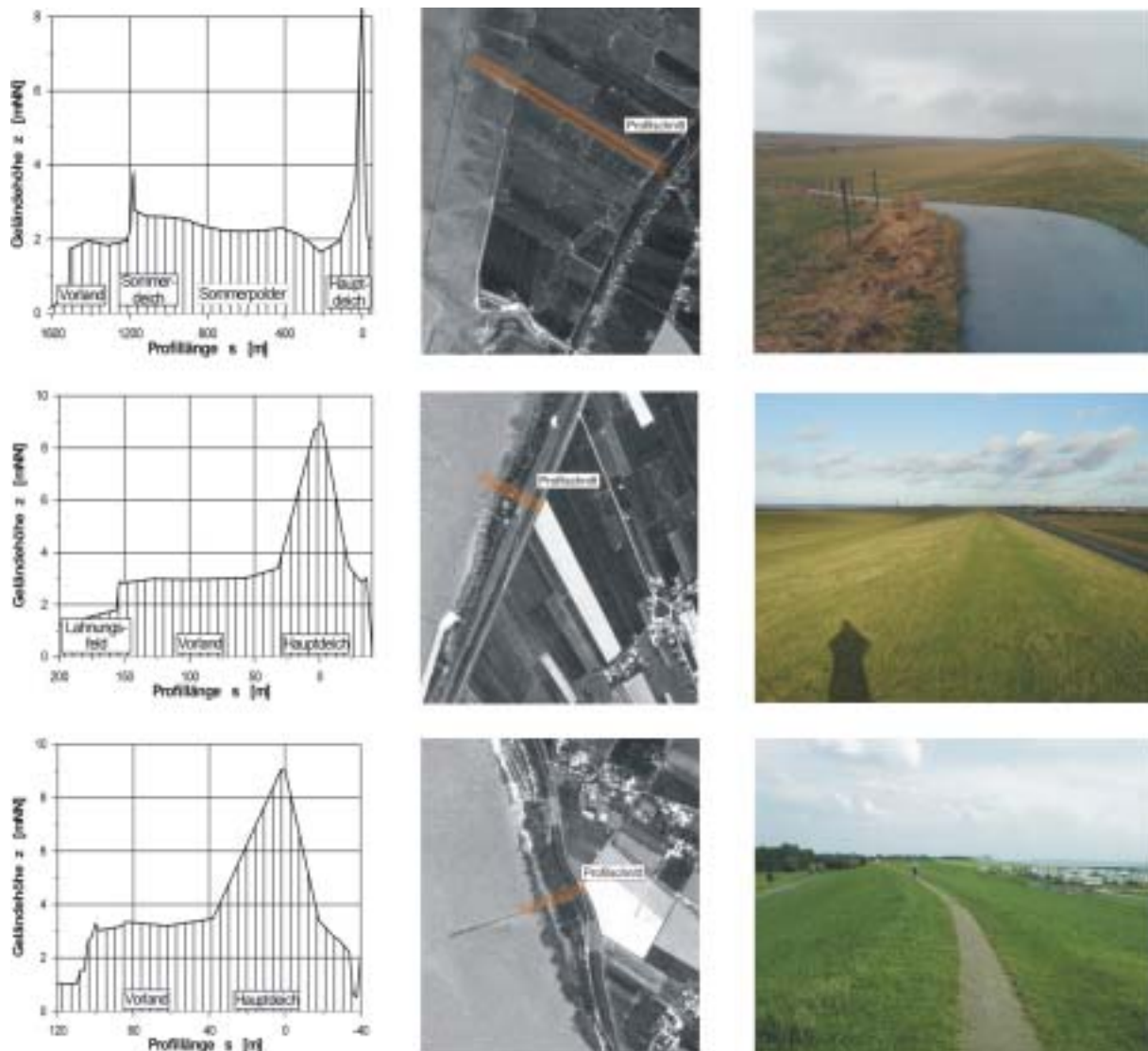


Abbildung 4-35: Informationen zu ausgewählten Deichabschnitten an der Außenweser nördlich von Bremerhaven: Deichprofil [Quelle: NIEDERSÄCHSISCHER LANDESBETRIEB FÜR WASSERWIRTSCHAFT UND KÜSTENSCHUTZ (NLWK)], Luftbild [Quelle: SCOUT SYSTEMS] und Photographie (oben: nördlich von Spieka-Neufeld [3468650/5959050], Mitte: nördlich von Solthörn [3467130/5953910], unten: südlich von Wremertief [3466950/5944350])

Für das rechte Ufer der Außenweser nördlich von Bremerhaven gibt die Abbildung 4-35 eine Übersicht über die vorhandene Hauptdeichlinie. Während südlich von Dorum-Neufeld eine nur geringe Vorlandbreite vorhanden ist, bzw. der Hauptdeich scharliegt, beträgt nördlich die Vorlandbreite bis zu 1600 m. Im Bereich der breiten Vorländer sind zudem Sommerdeiche, welche eine Kronenhöhe von ca. NN + 3,5 m bis NN + 3,8 m und Böschungsneigungen von 1:10 aufweisen, als ergänzende Schutzelemente vorhanden. Die Höhe der Hauptdeiche

beträgt zwischen Wremen (WU-1) und Dorum-Neufeld (Wu-2) ca. NN + 9 m bei einer Böschungsneigung von etwa 1:6 und ist in Richtung Spieka-Neufeld (Wu-3) auf ca. NN + 8,2 m bei einer Böschungsneigung von etwa 1:7 abgesenkt. In dem Verlauf des Hauptdeichs finden sich mit dem Wremer Siel, dem Dorumer Siel und dem Siel Spieka-Neufeld drei punktuelle Küstenschutzelemente, deren Ansicht in Abbildung 4-36 dargestellt ist.



Abbildung 4-36: Informationen zu Sielen zwischen Wremertief und Spieka-Neufeld: Luftbild [Quelle: SCOUT SYSTEMS] und Photographie (oben: Spieka-Neufeld [3470670/5961960], Mitte: Dorumer Siel [3468250/5956370], unten: Wremer Siel [3466710/5946510])

In der Stadt Bremerhaven einschließlich des stadtbremischen Hafengebiets wird der linienhafte Küstenschutz neben den Hauptdeichen, wie dem Lohmandeich, auch durch Stromkajen, wie der Kaje des Containerterminals Bremerhaven, gewährleistet. Die Hauptdeichlinie Bremerhavens ist mit Ausnahme eines im Norden vor der Gemeinde Weddewarden liegenden Abschnitts scharliegend mit Höhen von ca. NN + 7,7 m bis NN + 8,7 m und Deichneigungen von ca. 1:5 bis 1:4. Teilweise sind auf die Deichkrone Hochwasserschutzwände aufgesetzt. Die Stromkajen weisen Höhen von ca. NN + 7,5 m (Containerterminal) bzw. von ca. NN + 4,5 m (Columbuskaje) auf. Im Bereich geringer Kajenhöhe erfolgt durch Hochwasserschutzwände mit einer Höhe von ca. NN + 6,3 m bis NN + 6,8 m eine zusätzliche Sicherung. Die Abbildung 4-37 zeigt eine Übersicht der

linienhaften, in den folgenden Kapiteln hinsichtlich ihrer Sicherheit analysierten Küstenschutzelemente nördlich des Pegels Bremerhaven, Alter Leuchtturm. Neben den linienhaften Küstenschutzelementen sind dort als punktuelle Schutzelemente die Kaiserschleuse, die Nordschleuse sowie das Weddewarder Siel zu finden, deren Ansichten in Abbildung 4-38 gegeben sind.

Weitere Informationen zu Küstenschutzelementen im Jade-Weser-Gebiet finden sich in dem internet-basierten Bauwerksatlas, dessen Funktionalität im Anhang L erläutert ist.

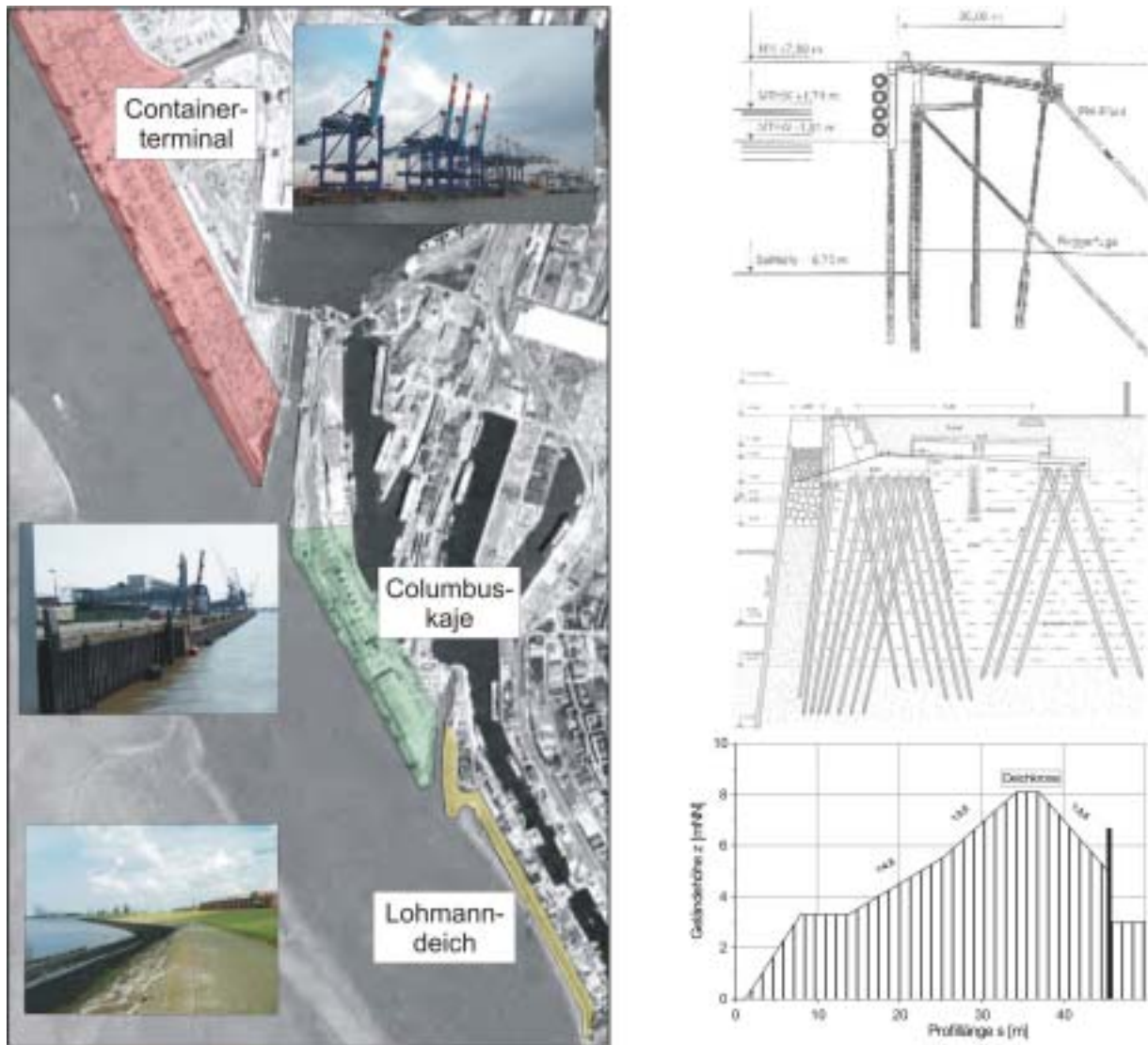


Abbildung 4-37: Übersicht über die linienhaften Schutzelemente an der Bremerhavener Küste nördlich des Pegels Bremerhaven, Alter Leuchtturm: Schnitt [Quelle: HANSESTADTBREMISCHES HAFENAMT BREMERHAVEN], Luftbild [Quelle: SCOUT SYSTEMS] und Photographie (oben: Kaje des Containerterminals [3469410/5938500], Mitte: Columbuskaje [3470370/5936690], unten: Lohmandeich [3471210/5935443])



Abbildung 4-38: Übersicht über die punktuellen Schutzelemente an der Bremerhavener Küste nördlich des Pegels Bremerhaven-Alter Leuchtturm:
Luftbild [Quelle: SCOUT SYSTEMS] und Photographie
(oben: Weddewarder Siel [3469260/5940680],
Mitte: Nordschleuse [3470240/5937760],
unten: Kaiserschleuse [3470850/5936350])

4.2.2 Wahrscheinlichkeit des Wellenüberlaufs an Hauptdeichen

Der Wellenüberlauf stellt entsprechend Kapitel 3.4.2 eine wesentliche, wenn nicht die maßgebende Ursache für das Versagen von Hauptdeichen dar. Neben dem Wasserstand ist zur Beurteilung der Zuverlässigkeit der Hauptdeiche nach (3-13) auch der Wellenauflauf $R_{98\%}$ nötig, welcher sich nach (3-14) aus den in Kapitel 4.1.3.4 dargestellten Seegangsbedingungen am Deichfuß ergibt. Für zwei Deichabschnitte der Küste Butjadingens (Abbildung 4-33) ist der aufbauend auf den in Abbildung 4-22 und Abbildung 4-26 dargestellten Seegangsbedingungen berechnete Wellenauflauf und die daraus abgeleitete Zuverlässigkeit in Abbildung 4-39 wiedergegeben. Bei einem Wasserstand von NN + 6 m und Windgeschwindigkeiten von 24 m/s, welche etwa der Bemessungsturmflut entsprechen, ist ein Wellenauflauf von bis zu 3,0 m zu erwarten. Bei der Deichhöhe von NN + 8,5 m folgt dann eine Zuverlässigkeit von

-1,1 m (es ist also mit Wellenüberlauf zu rechnen). Vergleichbare Darstellungen für Wellenauflauf und Zuverlässigkeit, basierend auf den in Abbildung 4-24 und Abbildung 4-27 dargestellten Seegangbedingungen, sind in Abbildung 4-40 und Abbildung 4-41 für Deiche an der Küste Land Wurstens und Bremerhavens gegeben.

Durch Zuordnung der gemeinsamen Eintrittswahrscheinlichkeit von Wasserstand und Wind (vgl. Kapitel 4.1.3.3) zu den in Abbildung 4-39 bis Abbildung 4-41 gegebenen Ergebnissen der Zuverlässigkeit folgt gemäß Kapitel 3.5.4 die Wahrscheinlichkeit bzw. die Jährlichkeit des Wellenüberlaufs. Entlang des untersuchten Küstenabschnitts weist die jährliche Wahrscheinlichkeit des Wellenüberlaufs mit ca. 1/5600 bis 1/1400 erhebliche Unterschiede auf (siehe Abbildung 4-43).

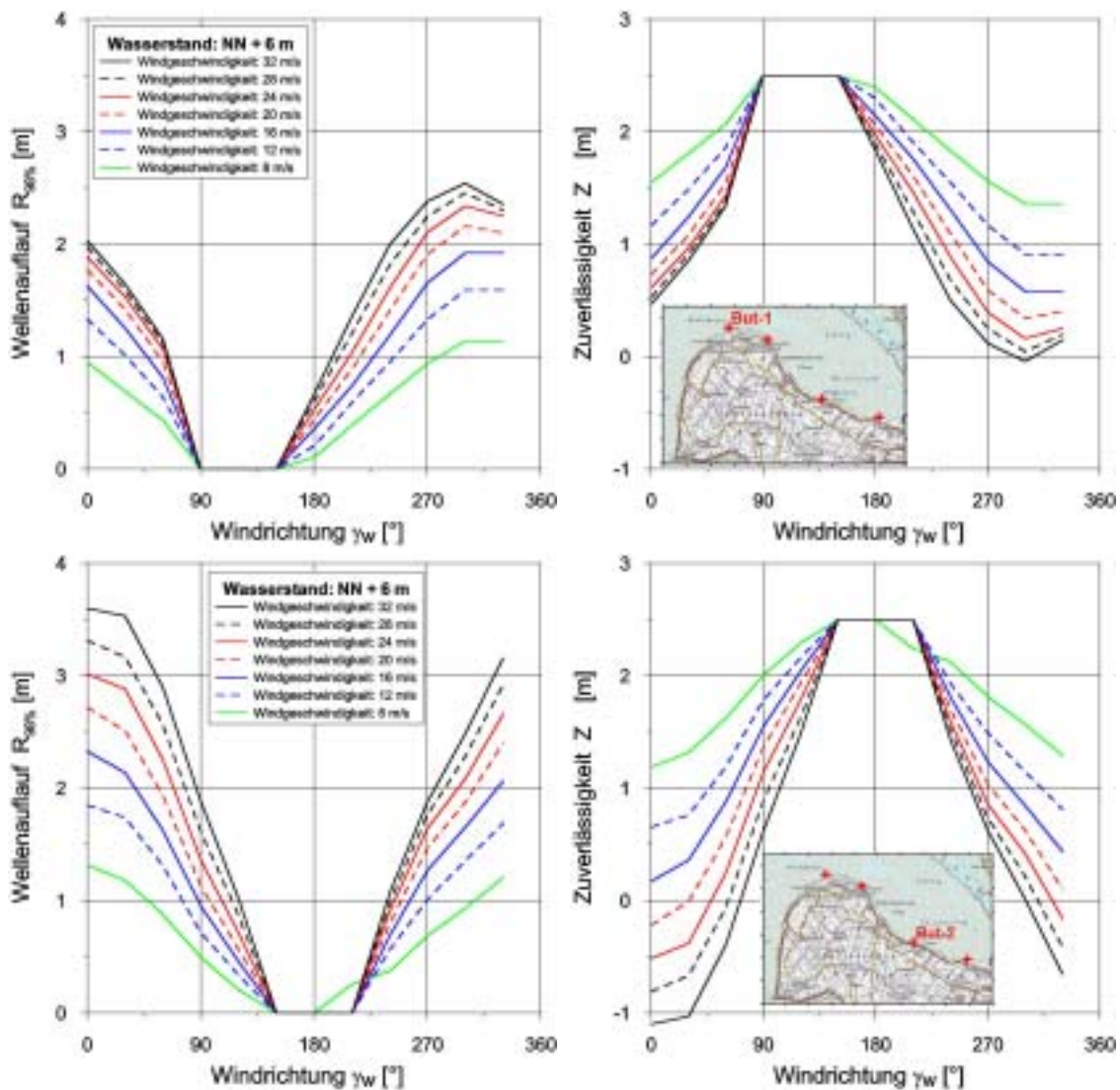


Abbildung 4-39: Abhängigkeit des Wellenaufbaus $R_{98\%}$ (links) und der Zuverlässigkeit Z (rechts) der Hauptdeiche eines Küstenteils Butjadingens vom Wind bei einem Wasserstand von NN + 6 m (oben: in Höhe Langwarden [3453450/5943250], unten: in Höhe Waddensersiel [3461150/5937350])

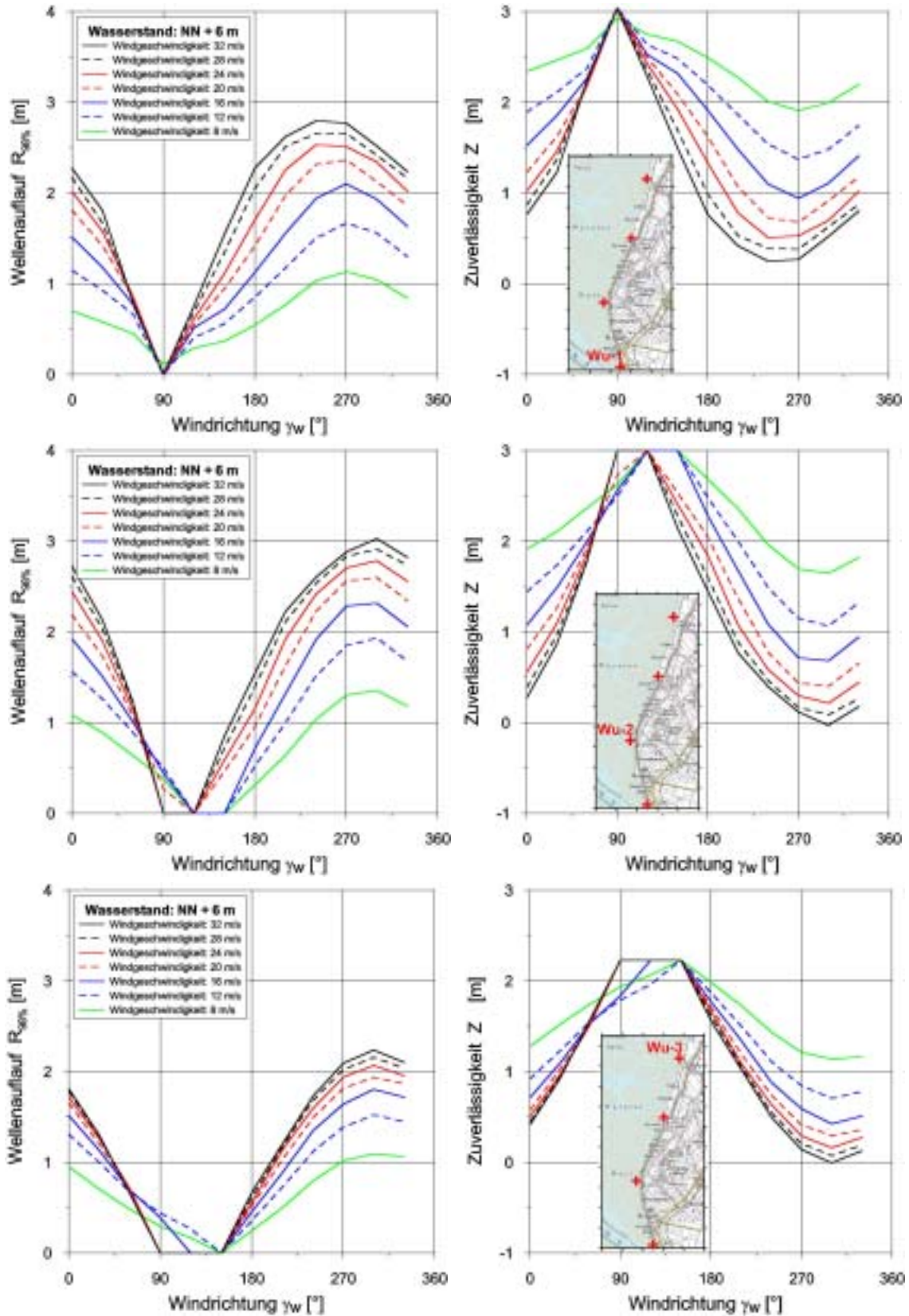


Abbildung 4-40: Abhängigkeit des Wellenaufbaus $R_{98\%}$ (links) und der Zuverlässigkeit Z (rechts) der Hauptdeiche der Wurster Küste vom Wind bei einem Wasserstand von NN + 6 m (oben: in Höhe Wremertief [3465350/5944350], Mitte: nördlich Solthörn [3467130/5953910], unten: in Höhe Spieka-Neufeld [3468650/5959050])

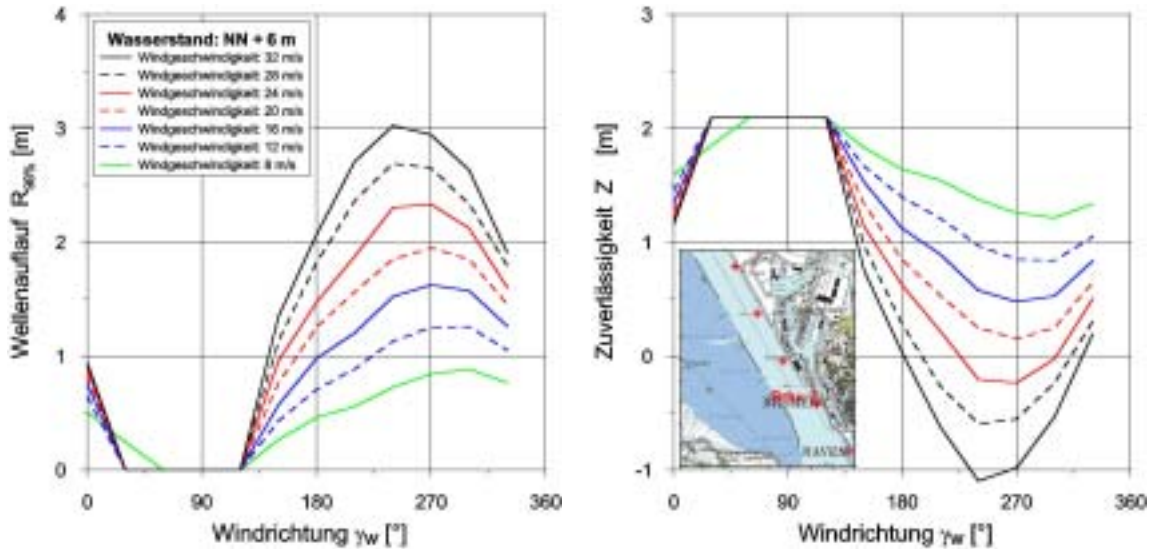


Abbildung 4-41: Abhängigkeit des Wellenaufbaus $R_{98\%}$ (links) und der Zuverlässigkeit Z (rechts) des Lohmandeichs [3471150/5935450] in Bremerhaven vom Wind bei einem Wasserstand von NN + 6 m

Die derzeitige Bemessung der Hauptdeiche nach dem Einzelwert-Verfahren ist demzufolge aus Sicht probabilistischer Bemessung (vgl. Kapitel 3.5.4) nicht ausgewogen. Dieses spiegeln auch Untersuchungen von MAI UND ZIMMERMANN [2000(c)] und ZIMMERMANN ET AL. [2004] für weitere niedersächsische Küstenabschnitte wieder.

Wird eine jährliche Wahrscheinlichkeit des Wellenüberlaufs von 1/1400 zugrundegelegt, so wäre nördlich von Spieka-Neufeld auch eine Deichhöhe von NN + 7,7 m ausreichend. Die Abbildung 4-42 verdeutlicht am Beispiel der Deichstrecke nördlich von Spieka-Neufeld den Zusammenhang zwischen jährlicher Wahrscheinlichkeit des Wellenüberlaufs und der Deichhöhe. Eine Deicherhöhung um 1 m führt demnach zu einer Verminderung der jährlichen Wahrscheinlichkeit des Wellenüberlaufs um den Faktor 9.

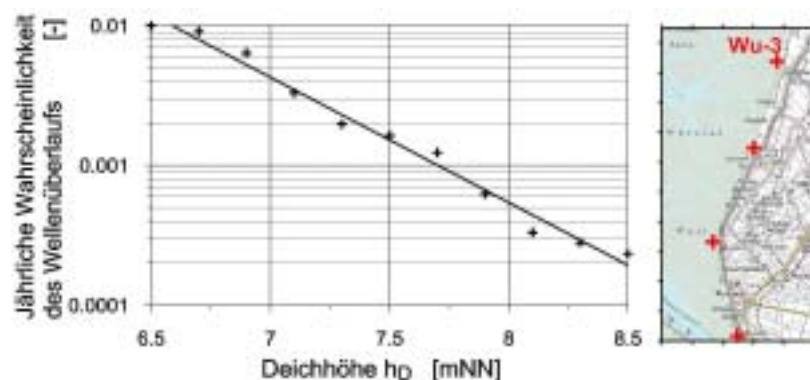


Abbildung 4-42: Jährliche Wahrscheinlichkeit des Wellenüberlaufs in Abhängigkeit von der Kronenhöhe des Hauptdeichs bei Spieka-Neufeld

Neben der Deichhöhe haben auch dem Hauptdeich vorgelagerte Küstenschutzelemente, wie Vorland und Sommerdeich, erhebliche Bedeutung für die Sicherheit (siehe Tabelle 4-4). Für das Vorland an der Küste Butjadingens und Land Wurstens ergibt sich je nach Vorlandlänge eine Verminderung der jährlichen Wahrscheinlichkeit des Wellenüberlaufs eines scharliegenden Hauptdeichs auf ca. 35 % bis 70 %. Eine Kombination von Vorland und

Sommerdeich, wie nördlich Spieka-Neufeld, führt zu einer Verminderung der jährlichen Wahrscheinlichkeit des Wellenüberlaufs auf ca. 25 %. Vergleichbare Ergebnisse finden sich auch an anderen Küstenabschnitten der Nordseeküste, wie Untersuchungen von MAI ET AL. [1997(a)] sowie MAI UND VON LIEBERMAN [2002(a)] zeigen.

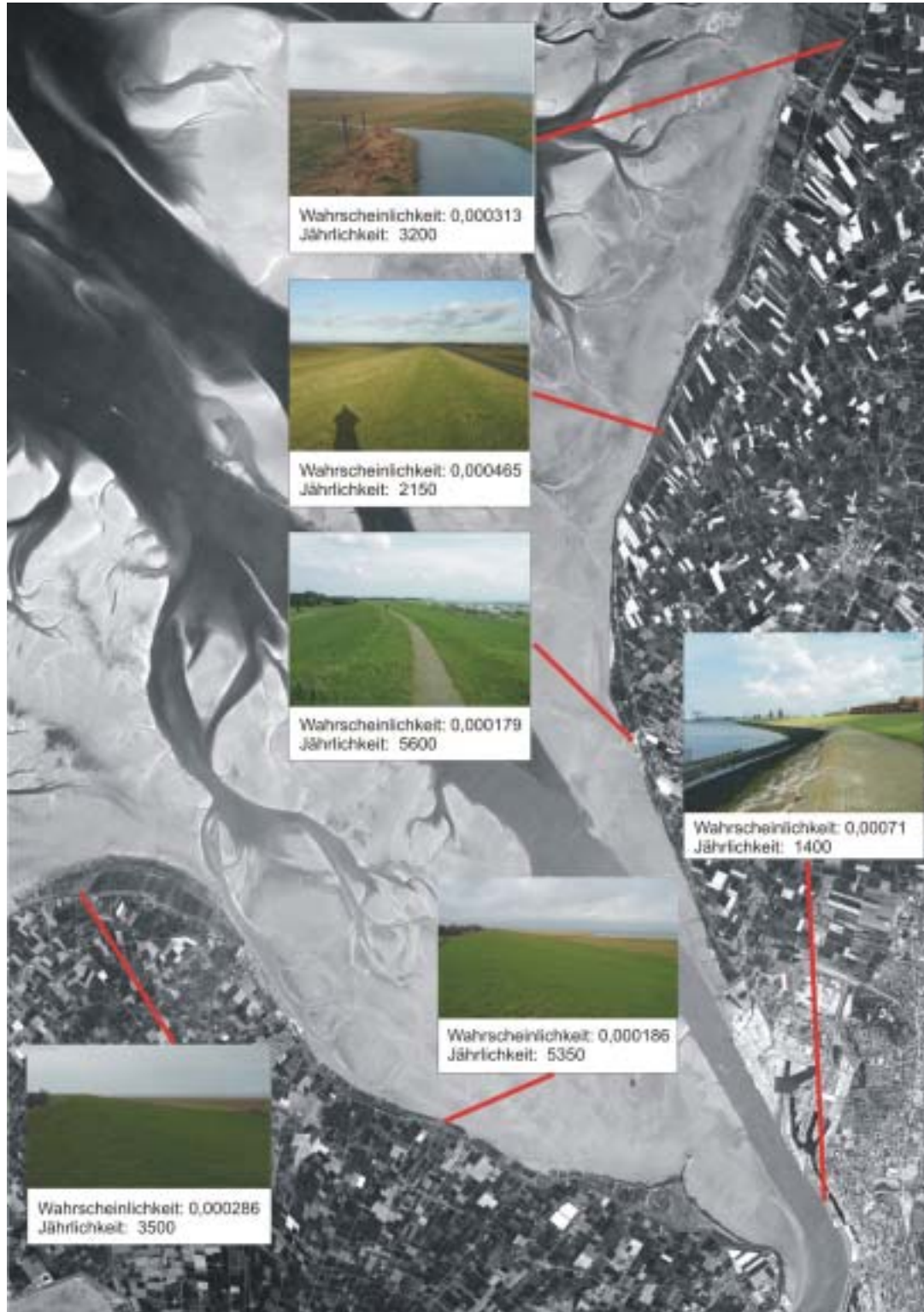


Abbildung 4-43: Wahrscheinlichkeit und Jährlichkeit des Wellenüberlaufs an Deichen an der Außenweser (Bezugsjahr: 2000)

Lage des Deichabschnitts	Wahrscheinlichkeit des Wellenüberlaufs am Hauptdeich	
	mit vorgelagerten Küstenschutzelementen (Vorland V, Sommerdeich S)	ohne vorgelagerte Küstenschutzelemente
Langwarden [3453450/5943250]	ca. 1/3500 (V)	ca. 1/1250
Wremertief [3466950/5944350]	ca. 1/5600 (V)	ca. 1/4000
nördlich Solthörn [3465350/5950650]	ca. 1/2150 (V)	ca. 1/1100
Spieka-Neufeld [3468650/5959050]	ca. 1/3200 (V+S)	ca. 1/890

Tabelle 4-4: Bedeutung zusätzlicher Küstenschutzelemente für die Überlaufsicherheit des Hauptdeichs

Eine Berme an der Außenböschung des Hauptdeichs, welche den Wellenauflauf gemäß Formel (3-18) vermindert, bedeutet ebenfalls eine Erhöhung des Sicherheitsniveaus. Die Abbildung 4-44 stellt am Beispiel des Lohmandeichs in Bremerhaven die Abhängigkeit der jährlichen Wahrscheinlichkeit des Wellenüberlaufs von der Höhenlage der Berme dar. Es ist erkennbar, daß eine deutliche Verminderung der Wahrscheinlichkeit des Wellenüberlaufs nur bei einer Bermenhöhe von mehr als NN + 4,5 m erreicht wird. Die zur Zeit vorhandene Bermenhöhe von NN + 3,3 m vermindert die Wahrscheinlichkeit des Wellenüberlaufs nur in geringem Maße, da die optimale Wirksamkeit der Berme für Wasserstände auf Bermenhöhe erreicht wird [FACHAUSSCHUß FÜR KÜSTENSCHUTZWERKE, 2002]. Bei Sturmflut sind die Tidehochwasserstände jedoch erheblich höher.

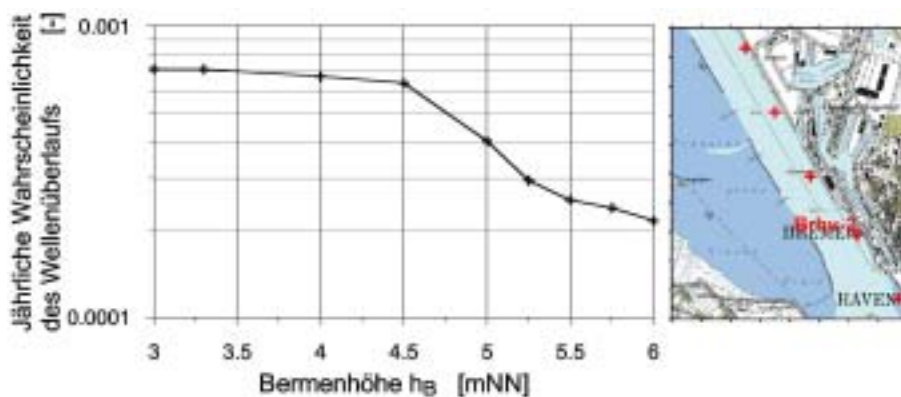


Abbildung 4-44: Jährliche Wahrscheinlichkeit des Wellenüberlaufs in Abhängigkeit von der Höhe der Berme des Lohmandeichs

4.2.3 Wahrscheinlichkeit des Wellenüberlaufs an Kajen und Hochwasserschutzwänden

Als Maß für die Sicherheit von Hochwasserschutzwänden aber auch Kajen (Sonderfall der HWS-Typ III) eignet sich, wie in Kap. 3.4.3 dargestellt, die Wahrscheinlichkeit des Überschreitens der zulässigen Wellenüberlaufmenge.

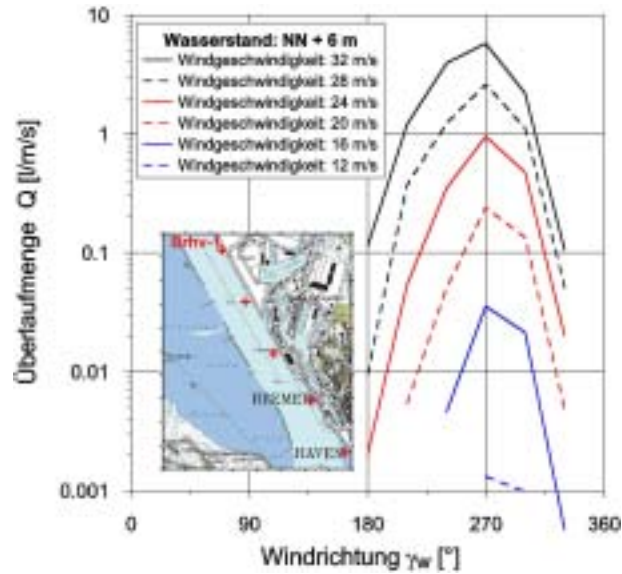


Abbildung 4-45: Abhängigkeit des Wellenüberlaufs Q an der Kaje des Containerterminals [3469410/5938500] in Bremerhaven vom Wind bei einem Wasserstand von NN + 6 m

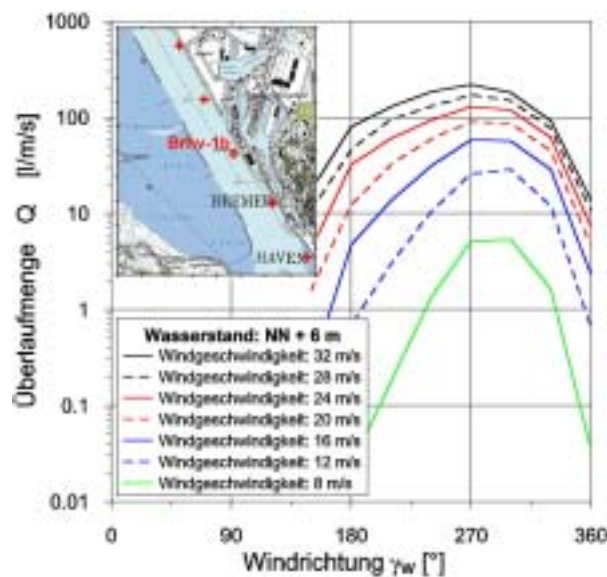


Abbildung 4-46: Abhängigkeit des Wellenüberlaufs Q an der Hochwasserschutzwand am Nordende der Columbuskaje [3470370/5936690] in Bremerhaven vom Wind bei einem Wasserstand von NN + 6 m

Zur Beurteilung ist dazu zunächst aus Wellenhöhe und -richtung sowie Wasserstand nach den Formeln (3-28) bis (3-30) die vorhandene Wellenüberlaufmenge zu ermitteln [siehe auch MAI ET AL., 2000(b)]. Für die in Abbildung 4-26 dargestellten Seegangsbedingungen an der Kaje des Containerterminals folgt die in Abbildung 4-45 wiedergegebene Richtungsabhängigkeit der Wellenüberlaufmenge. Bei einem Wasserstand von NN + 6 m und Windgeschwindigkeiten von 32 m/s ist eine mittlere Wellenüberlaufmenge von bis zu 6 l/m/s zu erwarten. Die Abbildung 4-46 zeigt eine äquivalente Darstellung für die südlich des Containerterminals gelegene Hochwasserschutzwand auf der Columbuskaje (HWS-Typ IV). Aufgrund der im Vergleich zur NN + 7,5 m hohen Kaje des Containerterminals mit NN + 6,34 m sehr viel niedrigeren Höhe der Hochwasserschutzwand sind an der Columbuskaje mittlere Wellenüberlaufmengen von bis zu 200 l/m/s zu erwarten.

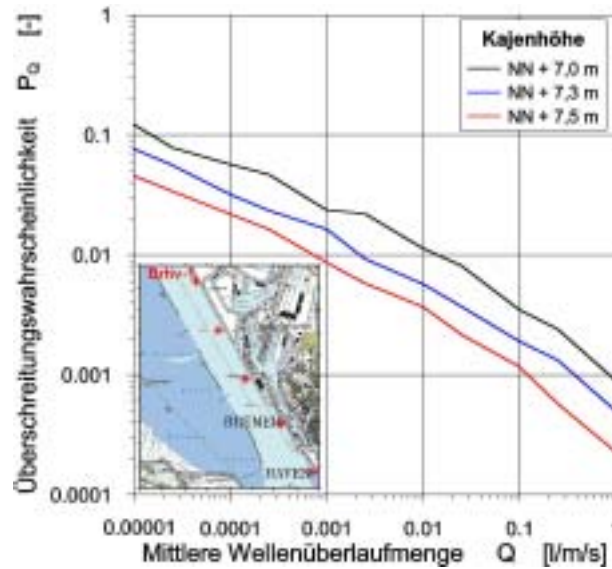


Abbildung 4-47: Jährliche Überschreitungswahrscheinlichkeit der Wellenüberlaufmenge an der Kaje des Containerterminals Bremerhaven [3469410/5938500] in Abhängigkeit von der Höhe der Kaje

Ähnlich dem Vorgehen bei der Beurteilung der Deichsicherheit in Kapitel 4.2.2 folgt aus Abbildung 4-45 und Abbildung 4-46 durch Zuordnung der in Kapitel 4.1.3.3 abgeleiteten gemeinsamen Eintrittswahrscheinlichkeit von Wasserstand und Wind die jährliche Überschreitungswahrscheinlichkeit der mittleren Wellenüberlaufmenge. Diese ist für die Kaje des Containerterminals in Abbildung 4-47 dargestellt. Für die vorhandene Kajenhöhe von NN + 7,50 m beträgt die mittlere Wellenüberlaufmenge, welche mit einer jährlichen Wahrscheinlichkeit von 1/100 überschritten wird, etwa 0,001 l/m/s. Im Falle einer um 0,5 m (z.B. infolge Setzung) verminderten Kajenhöhe erhöht sich diese Menge auf ca. 0,01 l/m/s.

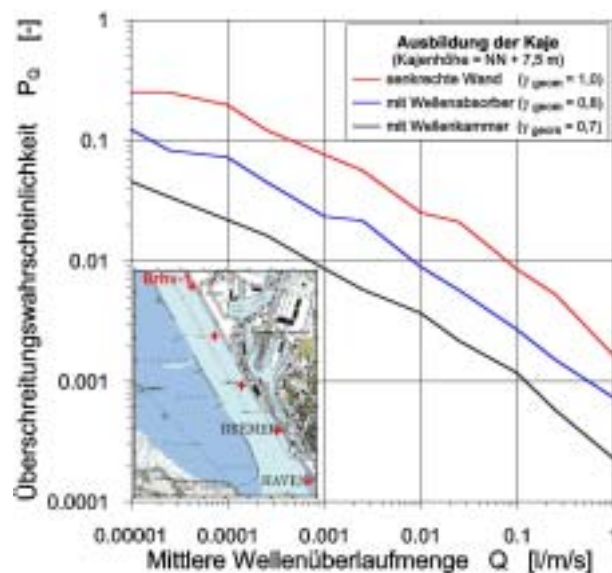


Abbildung 4-48: Jährliche Überschreitungswahrscheinlichkeit der Wellenüberlaufmenge an der Kaje des Containerterminals Bremerhaven [3469410/5938500] mit bzw. ohne Wellenkammer (senkrechte Wand)

Für die derzeitige Sollhöhe der Kaje von NN + 7,5 m beträgt die jährliche Wahrscheinlichkeit des Überschreitens des Grenzzustandes der Gebrauchstauglichkeit (hier $q_{zul} = 0,01$ l/m/s, Minimalwert für Fahrzeuge aus Tabelle 3-12) ca. 1/250, während ein Überschreiten des Grenzzustands der Tragfähigkeit (hier $q_{zul} = 50$ l/m/s, Minimalwert aus Tabelle 3-12) mit einer Wahrscheinlichkeit von weniger als 1/10000 eintritt. Bei Ausbildung der Kaje als senkrechte Wand ohne die zur Zeit vorhandene Wellenkammer erhöht sich die Wahrscheinlichkeit eines Überschreitens der Grenzzustände der Gebrauchstauglichkeit bzw. der Tragfähigkeit etwa um den Faktor 8 (Abbildung 4-48). Hinsichtlich der Bedeutung der Kajengestaltung sind vergleichbare Resultate von MAI ET AL. [2003] für die geplante Kaje des JadeWeserPorts ermittelt worden.

Die jährliche Überschreitungswahrscheinlichkeit der mittleren Wellenüberlaufmenge an der Hochwasserschutzwand auf der Columbuskaje ist in Abbildung 4-49 dargestellt. Die jährliche Wahrscheinlichkeit des Überschreitens des Grenzzustands der Gebrauchstauglichkeit (hier $q_{zul} = 0,03$ l/m/s, Minimalwert für Fußgänger / Gebäude aus Tabelle 3-12) beträgt bei der zur Zeit vorhandenen Minimalhöhe der HWS von NN + 6,34 m etwa 1/25, die Wahrscheinlichkeit des Überschreitens des Grenzzustands der Tragfähigkeit (hier $q_{zul} = 50$ l/m/s, Minimalwert aus Tabelle 3-12) ist etwa 1/450. Eine Erhöhung der Hochwasserschutzwand auf NN + 7,24 m vermindert diese Wahrscheinlichkeiten auf ca. 1/90 bzw. 1/5000.

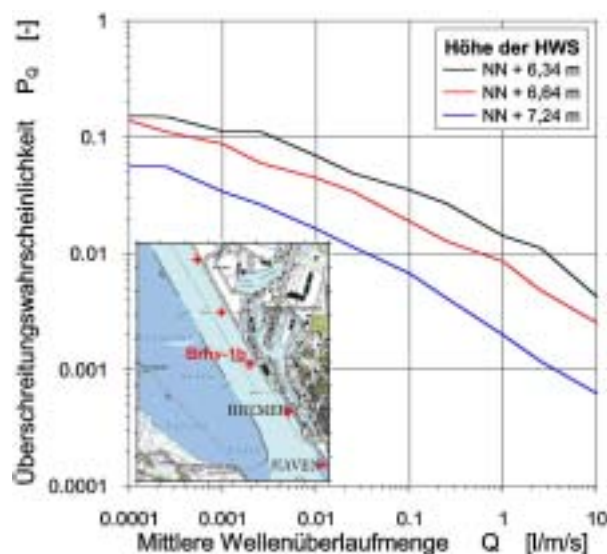


Abbildung 4-49: Jährliche Überschreitungswahrscheinlichkeit der Wellenüberlaufmenge an der Hochwasserschutzwand auf der Columbuskaje [3469410/5938500] in Abhängigkeit von der Höhe der Schutzwand

4.3 Auswirkung des Klimawandels auf die Sicherheit des Küstenschutzes an Jade und Weser

4.3.1 Klimaänderungsbedingte Zunahme der Belastungen auf Küstenschutzsysteme

Die in Kapitel 4.2 abgeleitete Versagenswahrscheinlichkeit der Küstenschutzanlagen, welche für die in Kapitel 4.1 dargestellte heutige Belastungssituation dargestellt worden ist, wird sich als Folge der in Kapitel 2.2.2 im Überblick gegebenen klimaänderungsbedingten Erhöhung der Belastung in Zukunft erhöhen.

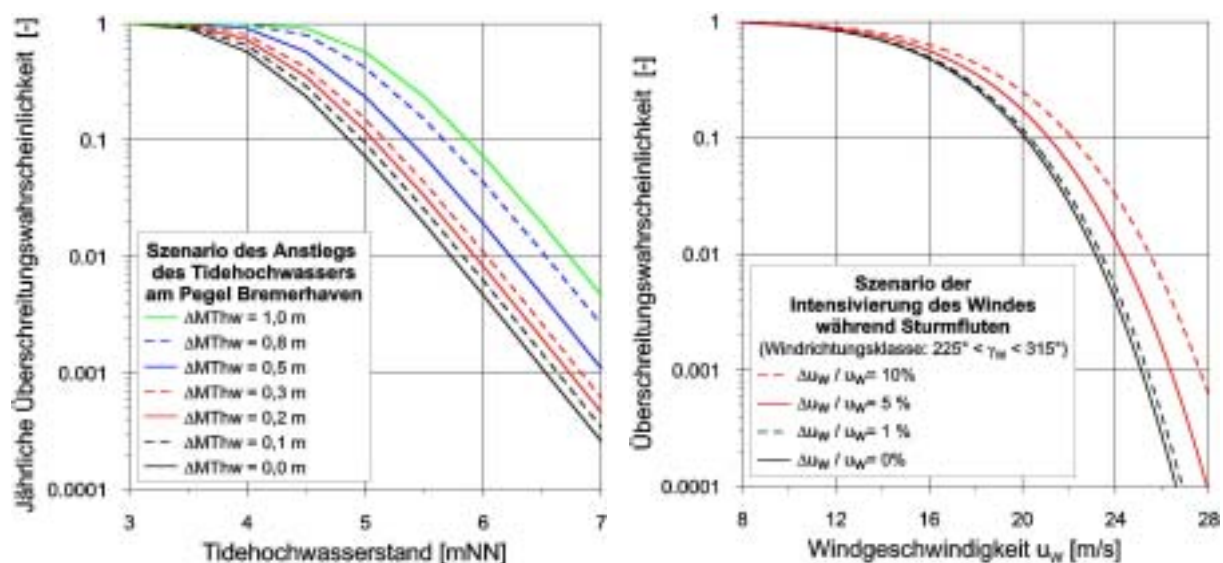


Abbildung 4-50: Szenarien eines als Konsequenz eines beschleunigten Klimawandels zu erwartenden Wasserstandsanstiegs (links) und einer Intensivierung der Winde während Sturmfluten (rechts)

Als mögliche Szenarien klimaänderungsbedingt erhöhter Belastungen sind, wie in den Kapiteln 2.2.2.2 und 2.2.2.3 erläutert, ein Anstieg des Tidehochwassers um bis zu 1 m und eine Intensivierung des Windes um bis zu 10 % denkbar. Exemplarisch erfolgt daher die Klimafolgenanalyse im Hinblick auf die Sicherheit der Küstenschutzsysteme für einen Anstieg des Tidehochwasserstands von 0,1 m, 0,2 m, 0,3 m, 0,5 m, 0,8 m und 1,0 m sowie für eine Erhöhung der Windgeschwindigkeit um 1 %, 5 % und 10 %. In Abbildung 4-50 sind exemplarisch aus der in Abbildung 4-3 dargestellten Statistik der Tidehochwasser am Pegel Bremerhaven bzw. aus der in Abbildung 4-13 wiedergegebenen Windstatistik im Bereich des Jade-Weser-Ästuars die Szenarien infolge des Klimawandels geänderter Statistiken von Tidehochwasserstand und Wind gegeben.

Mit dem Anstieg des Tidehochwasserstands und der Windgeschwindigkeit geht ein Anstieg der in Abbildung 4-29 bis Abbildung 4-31 ausgewiesenen Seegangsbelastung der Küste Butjadingens, Bremerhavens und des Land Wurstens einher. Für die Szenarien der Erhöhung des Tidehochwasserstands weisen die Abbildung 4-51 bis Abbildung 4-53 die als Folge der Klimaänderung veränderten Seegangsstatistiken am Deichfuß aus. Ein Anstieg des mittleren Tidehochwasserstands um 1 m führt im Bereich der Vorlanddeiche in Butjadingen (But-1) und Land Wursten (Wu-1, Wu-2, Wu-3) zu einer Erhöhung der 100-jährlichen signifikanten

Wellenhöhe um 0,25 m bis 0,35 m und der 100-jährlichen mittleren Wellenperiode um 0,7 s bis 1,0 s. Im Bereich scharliegender Deiche (But-2, Brhv-1, Brhv-2) nimmt hingegen die 100-jährliche signifikante Wellenhöhe um 0,1 m bis 0,2 m und die 100-jährliche mittlere Wellenperiode um 0,4 s bis 0,6 s zu. Die Ursache dieser größeren Klimasensitivität der Seegangbelastung von Vorlanddeichen ist in der bei Wasserstandserhöhung verminderten Seegangsdämpfung über den Vorländern zu suchen.

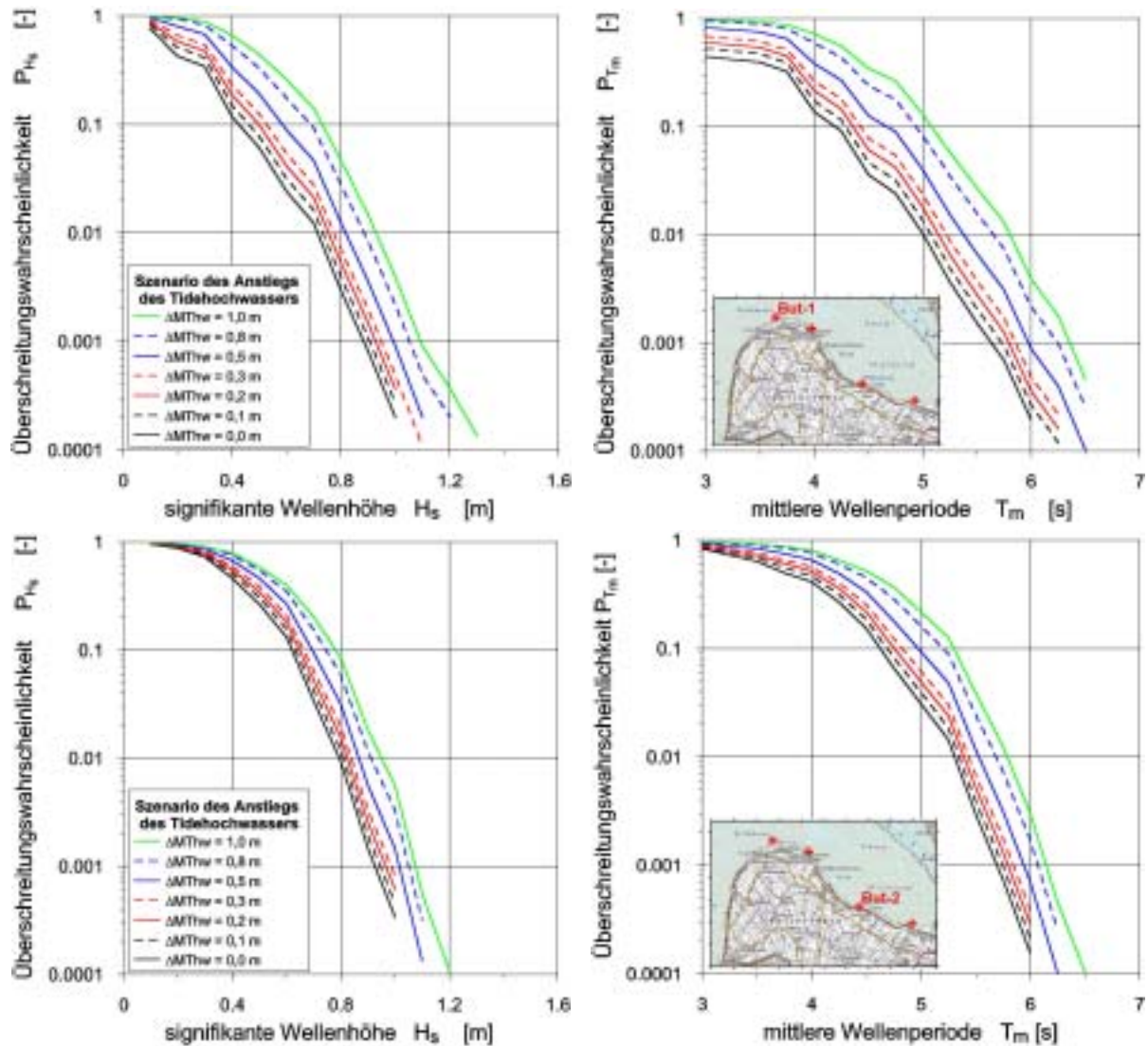


Abbildung 4-51: Veränderung der Überschreitungswahrscheinlichkeit charakteristischer Seegangparameter an verschiedenen Positionen vor der Küste Butjadingens (oben: in Höhe Langwarden [3453450/5943250], unten: in Höhe Waddensersiel [3461150/5937350]) als Folge eines Wasserstandsanstiegs – signifikante Wellenhöhe (links) und mittlere Wellenperiode (rechts)

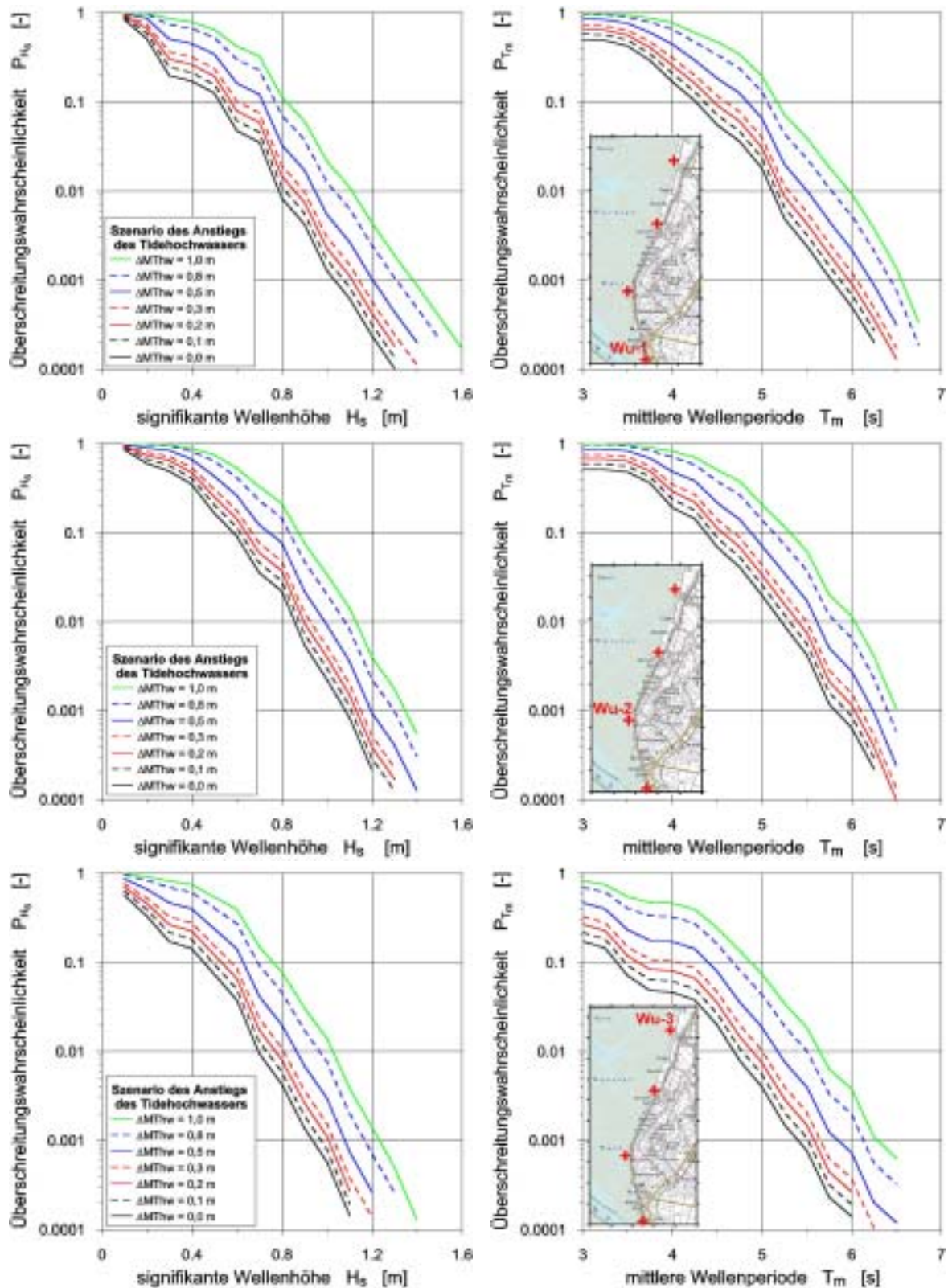


Abbildung 4-52: Veränderung der Überschreitungswahrscheinlichkeit charakteristischer Seegangparameter an verschiedenen Positionen vor der Küste Land Wurstens (oben: in Höhe Wremertief [3466950/5944350], Mitte: in Höhe Solthörn [3465350/5950650], unten: in Höhe Spieka-Neufeld [3468650/5959050]) als Folge eines Wasserstandsanstiegs – signifikante Wellenhöhe (links) und mittlere Wellenperiode (rechts)

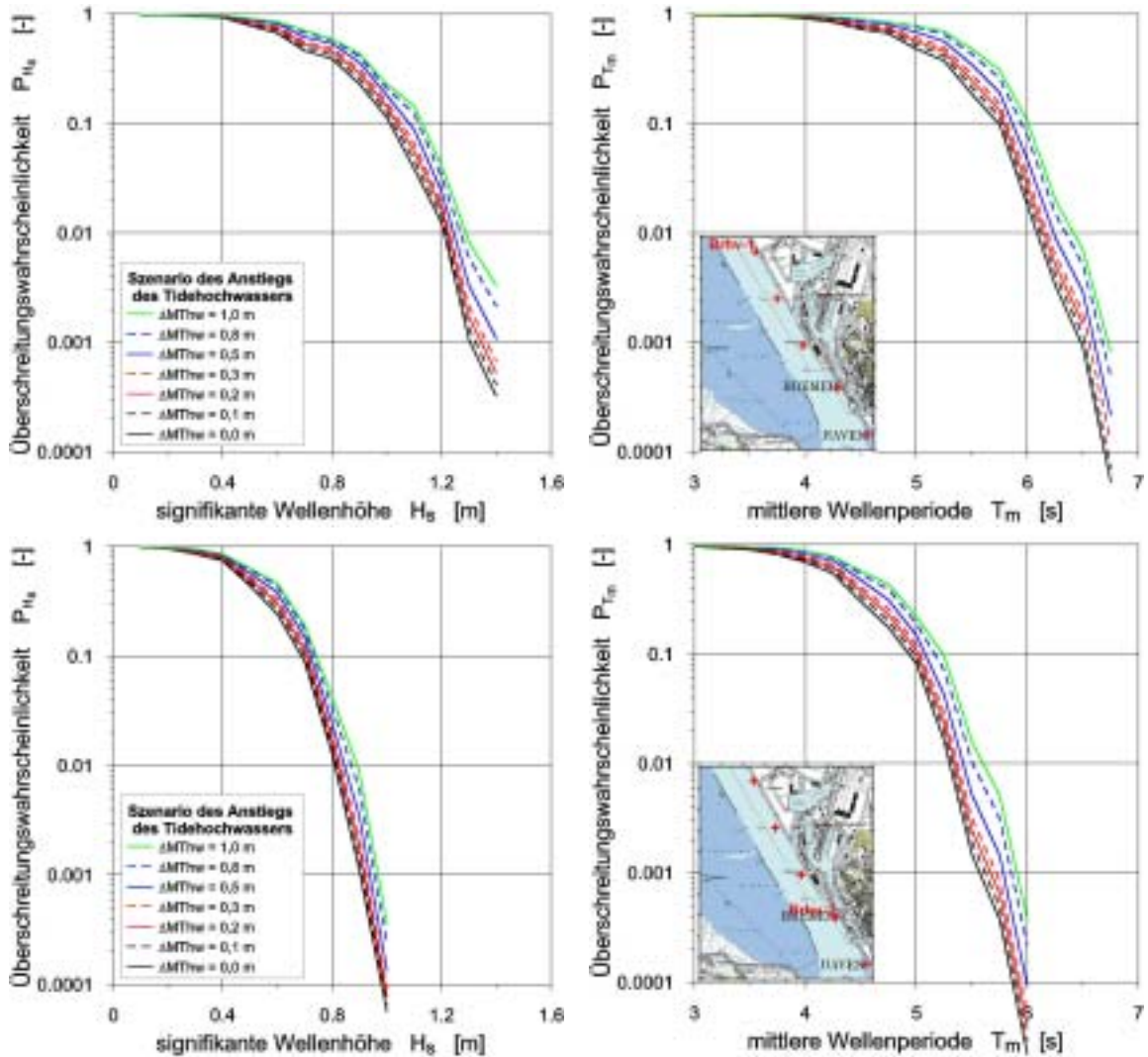


Abbildung 4-53: Veränderung der Überschreitungswahrscheinlichkeit charakteristischer Seegangsparemeter an verschiedenen Positionen vor der Küste Bremerhavens (oben: in Höhe Containerterminal II [3469250/5938650], unten: in Höhe Lohmandeich [3471150/5935450]) als Folge eines Wasserstandsanstiegs – signifikante Wellenhöhe (links) und mittlere Wellenperiode (rechts)

Im Gegensatz dazu führt eine Intensivierung des Windes insbesondere an den scharliegenden Küstenschutzelementen zu einer erhöhten Seegangbelastung, während die Seegangbelastung von Vorlanddeichen in nur geringem Maße ansteigt, da dort überwiegend wassertiefenbegrenzter Seegang vorliegt und so als Folge eines windbedingt erhöhten Seegangs über dem Watt stärkeres Wellenbrechen über dem Vorland eintritt. So beträgt bei einem Anstieg der Windgeschwindigkeit um 10 % die Zunahme der 100-jährlichen signifikanten Wellenhöhe an den Vorlanddeichen Butjadingens (But-1) und Land Wurstens (Wu-1, Wu-2 und Wu-3) etwa 4 cm und die der mittleren Wellenperiode etwa 0,15 s, wie in Abbildung 4-54 bis Abbildung 4-56 dargestellt ist. An scharliegenden Küstenschutzelementen bei Waddensersiel (But-2) und Bremerhaven (Brhv-1 und Brhv-2) beträgt die Zunahme der Wellenhöhe bzw. –periode hingegen 10 cm bis 15 cm bzw. 0,2 bis 0,3 s.

Der Vergleich von Abbildung 4-51 bis Abbildung 4-53 mit Abbildung 4-54 bis Abbildung 4-56 zeigt, daß bei Klimawandel der Anstieg der Seegangsbelastung des Küstenschutzsystems hauptsächlich auf einen Wasserstandsanstieg zurückzuführen ist, während die in Tabelle 2-3 genannte Intensivierung des Windes die Seegangsbelastung nur gering beeinflusst. Dies gilt um so mehr, da in die in Kapitel 3.4.2 und 3.4.3 eingeführten Zuverlässigkeitsfunktionen neben dem Seegang der Tidehochwasserstand direkt eingeht, während der Wind nur indirekt über den Seegang Einfluß hat.

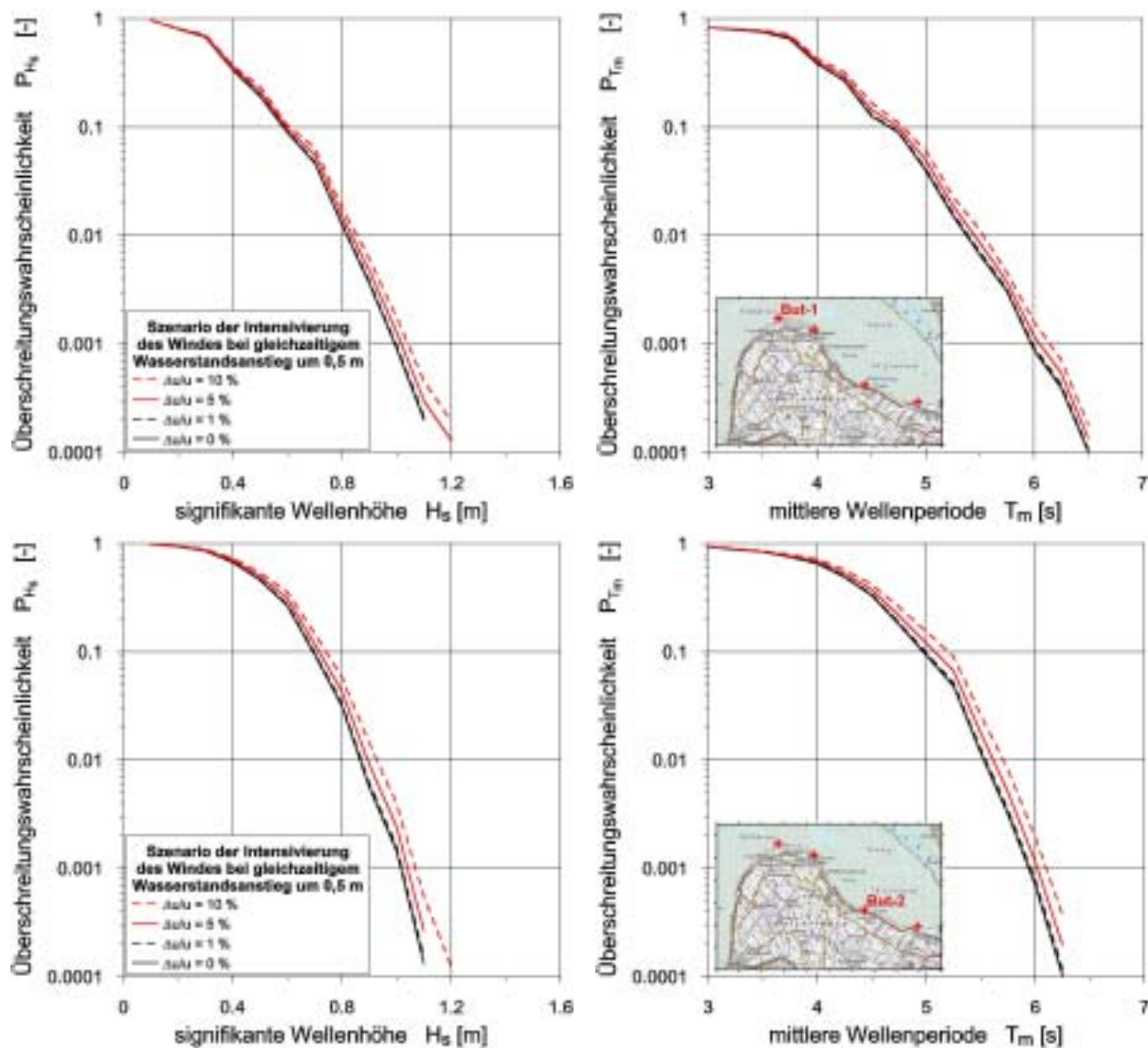


Abbildung 4-54: Veränderung der Überschreitungswahrscheinlichkeit charakteristischer Seegangparameter an verschiedenen Positionen vor der Küste Butjadingens (oben: in Höhe Langwarden [3453450/5943250], unten: in Höhe Waddensersiel [3461150/5937350]) als Folge eines Anstiegs der Windgeschwindigkeit bei einer Zunahme des mittleren Tidehochwasserstands um 0,5 m – signifikante Wellenhöhe (links) und mittlere Wellenperiode (rechts)

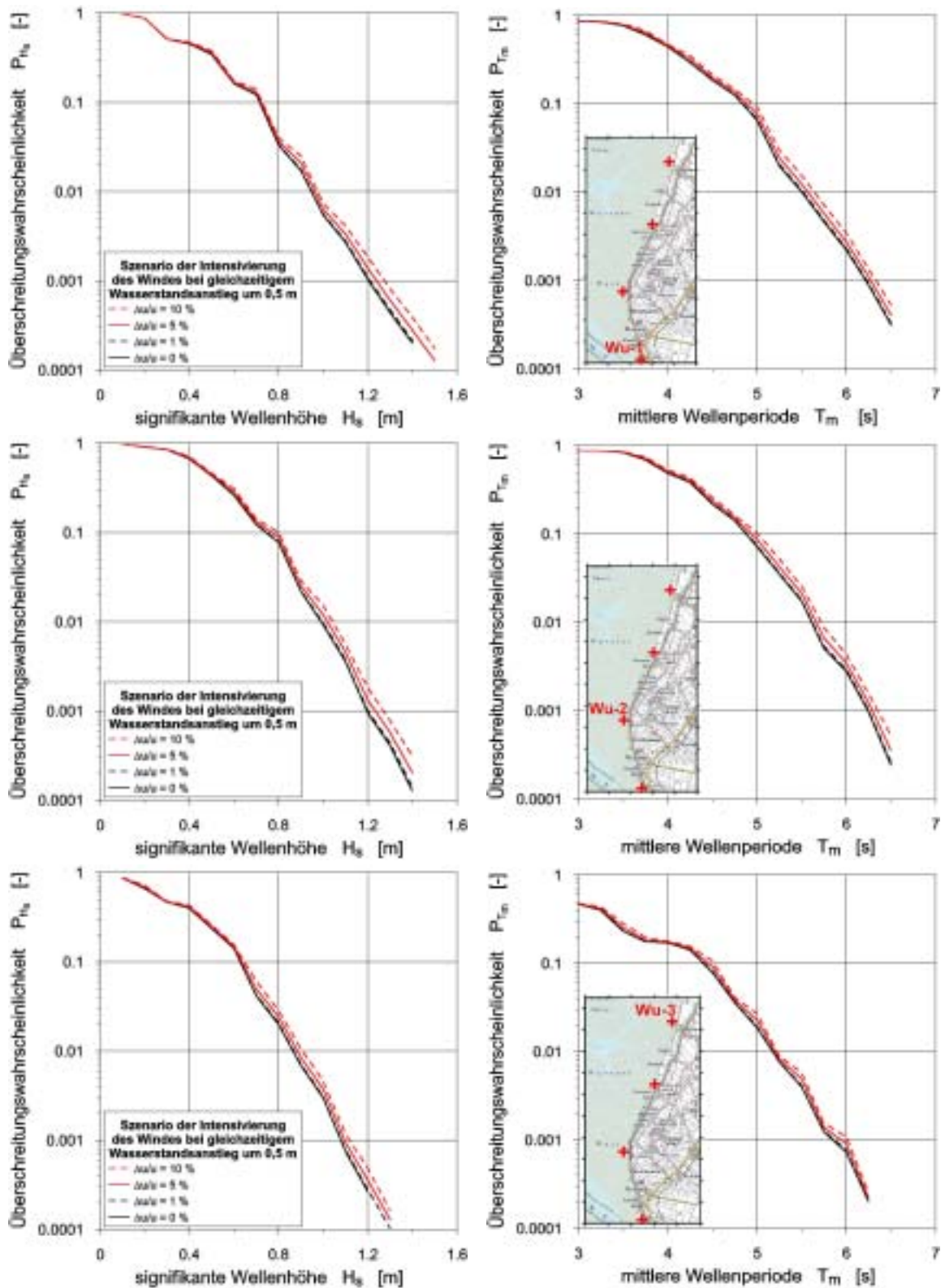


Abbildung 4-55: Veränderung der Überschreitungswahrscheinlichkeit charakteristischer Seegangparameter an verschiedenen Positionen vor der Küste Land Wurstens (oben: in Höhe Wremertief [3466950/5944350], Mitte: in Höhe Solthörn [3465350/5950650], unten: in Höhe Spieka-Neufeld [3468650/5959050]) als Folge eines Anstiegs der Windgeschwindigkeit bei einer Zunahme des mittleren Tidehochwasserstands um 0,5 m – signifikante Wellenhöhe (links) und mittlere Wellenperiode (rechts)

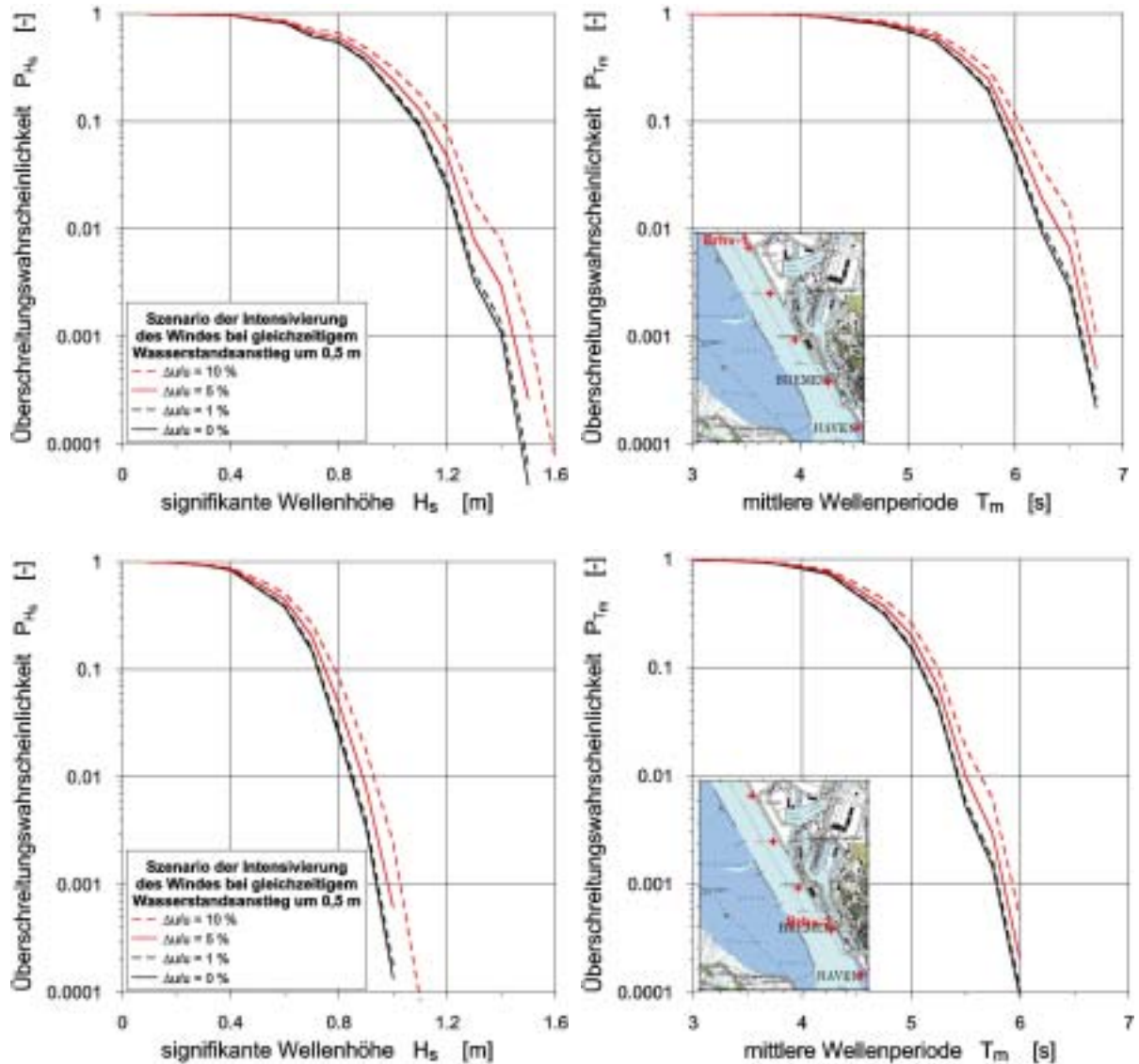


Abbildung 4-56: Veränderung der Überschreitungswahrscheinlichkeit charakteristischer Seegangparameter an verschiedenen Positionen vor der Küste Bremerhavens (oben: in Höhe Containerterminal II [3469250/5938650], unten: in Höhe Lohmandeich [3471150/5935450]) als Folge eines Anstiegs der Windgeschwindigkeit bei einer Zunahme des mittleren Tidehochwasserstands um 0,5 m – signifikante Wellenhöhe (links) und mittlere Wellenperiode (rechts)

4.3.2 Klimaänderungsbedingte Zunahme der Versagenswahrscheinlichkeit von Küstenschutzsystemen

4.3.2.1 Wahrscheinlichkeit des Wellenüberlaufs an Hauptdeichen bei Klimaänderung

Mit dem in Kapitel 4.3.1 dargestellten Anstieg der Belastungen der Hauptdeiche geht eine Verminderung ihrer Sicherheit gegen Wellenüberlauf bzw. eine Zunahme der Wahrscheinlichkeit des Wellenüberlaufs einher. Für die in Kapitel 4.2.2 bei heutiger Belastungssituation untersuchten Deichstrecken gibt Abbildung 4-57 die relative Zunahme der Überlaufwahrscheinlichkeit bei Anstieg des Tidehochwassers wieder. Bei einem Anstieg des Tidehochwassers um 0,5 m wird sich die Versagenswahrscheinlichkeit auf etwa das vier- bis fünffache erhöhen. Ein Anstieg um 1 m führt bei unverändertem Küstenschutzsystem zu einer Zunahme der Überlaufwahrscheinlichkeit um den Faktor 15 bis 25. Diese relative Verminderung der Deichsicherheit besitzt auch für andere niedersächsische Küstenabschnitte Gültigkeit [MAI UND ZIMMERMANN, 2000(c)]. Die geringste Zunahme der Wahrscheinlichkeit des Wellenüberlaufs weisen die scharliegenden Deiche Bremerhavens auf, da dort, wie in Kapitel 4.3.1 gezeigt, infolge eines Wasserstandsanstiegs die geringste Erhöhung der Seegangsbelastung zu verzeichnen ist. Im Gegensatz dazu liegt die größte Sensitivität der Deichsicherheit gegenüber einem Anstieg des Tidehochwasserstands nördlich von Spieka-Neufeld vor, da dort der dem Deich vorgelagerte Sommerdeich infolge des Wasserstandsanstiegs einen Großteil seiner seegangsdämpfenden Eigenschaften verliert.

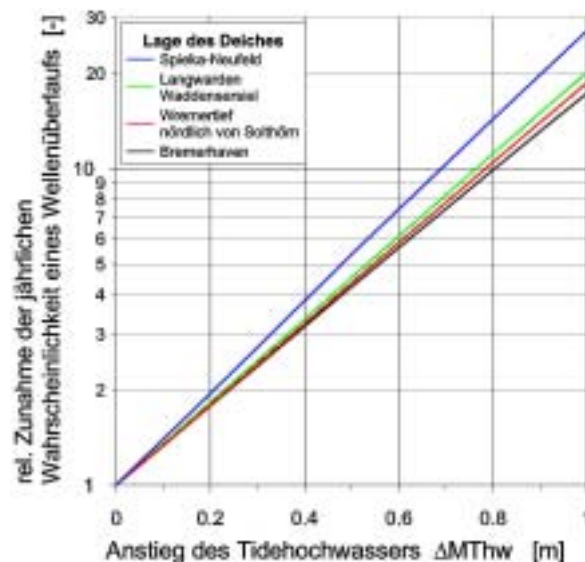


Abbildung 4-57: Relative Zunahme der Wahrscheinlichkeit des Wellenüberlaufs an verschiedenen Hauptdeichen des Jade-Weser-Ästuars als Folge eines Wasserstandsanstiegs

Im Vergleich zu den Folgen eines Wasserstandsanstiegs führt die in Abbildung 4-58 dargestellte Intensivierung des Windes zu einer vergleichsweise geringen relativen Zunahme der Wahrscheinlichkeit eines Wellenüberlaufs an den Hauptdeichen. Eine Zunahme der Windgeschwindigkeit um 4 % zieht einen Anstieg der Versagenswahrscheinlichkeit um ca. 4 % bis 17 % nach sich. Im Gegensatz zur Wirkung des Wasserstandsanstiegs führt eine Intensi-

vierung des Windes am Ort des sommerdeichgeschützten Vorlanddeichs bei Spieka-Neufeld zu der geringsten Verminderung der Versagenswahrscheinlichkeit, da, wie in Abbildung 4-54 bis Abbildung 4-56 erläutert, im Gegensatz zu scharliegenden Deichen hier die Wellenhöhe tiefenbegrenzt ist und daher bei erhöhtem Wind nicht bzw. nur gering ansteigt.

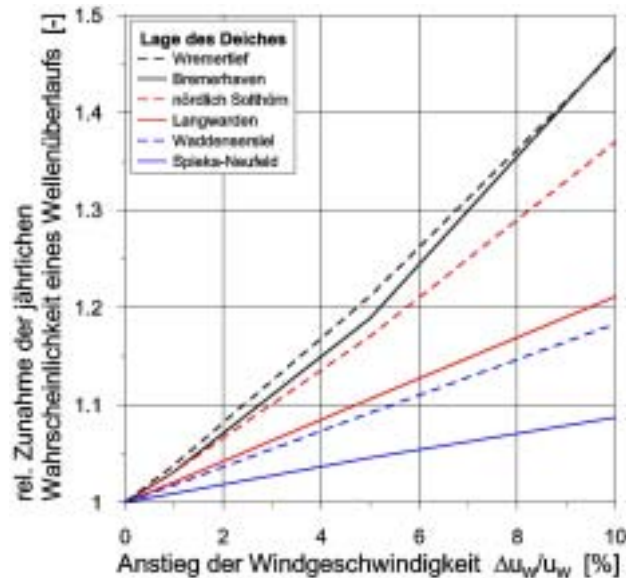


Abbildung 4-58: Relative Zunahme der Wahrscheinlichkeit des Wellenüberlaufs an verschiedenen Hauptdeichen des Jade-Weser-Ästuars als Folge einer Intensivierung des Windes

4.3.2.2 Wahrscheinlichkeit des Wellenüberlaufs an Kajen und Hochwasserschutzwänden bei Klimaänderung

An den Kajen und Hochwasserschutzwänden, deren derzeitige Sicherheit in Kapitel 4.2.3 dargestellt ist, führt die in Kapitel 4.3.1 dargestellte Zunahme der Belastungen zu einer vergleichbaren Änderung der Überlaufwahrscheinlichkeit wie an den in Kapitel 4.3.2.1 untersuchten Deichen. Die Abbildung 4-59 verdeutlicht die relative Zunahme der Überschreitungswahrscheinlichkeit ausgewählter Wellenüberlaufmengen mit dem Anstieg des Tidehochwasserstands. Danach führt ein Wasserstandsanstieg von 1 m je nach betrachteter Überlaufmenge an der Kaje des Containerterminals zu einer Zunahme der Wahrscheinlichkeit um den Faktor 12 ($Q = 0,001$ l/m/s) bis 17 ($Q = 0,1$ l/m/s) und an der auf die Columbuskaje aufgesetzten Hochwasserschutzwand zu einer Zunahme um den Faktor 9 ($Q = 0,1$ l/m/s) bis 17 ($Q = 100$ l/m/s). Ein Wasserstandsanstieg wirkt sich demzufolge insbesondere in einer Erhöhung der Eintrittswahrscheinlichkeit hoher Wellenüberlaufmengen aus. So wird an der Kaje des Containerterminals nach einem Wasserstandsanstieg von 0,5 m die als Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit angesehene Wellenüberlaufmenge von 0,01 l/m/s mit einer jährlichen Wahrscheinlichkeit von ca. 1/60 etwa 4 mal häufiger überschritten als heute, während die Wahrscheinlichkeit einer Überschreitung der als Grenzzustand der Tragfähigkeit angesehenen Wassermenge von 50 l/m/s sich um den Faktor 4,2 erhöht, wobei die jährliche Auftretenswahrscheinlichkeit jedoch 1/10000 nicht überschreitet. Im Vergleich dazu vermindert sich die Sicherheit an der Hochwasserschutzwand auf der Columbuskaje gegenüber einer Überschreitung der Überlaufwassermenge von 50 l/m/s um den Faktor 4,7 auf 1/95 Jahre.

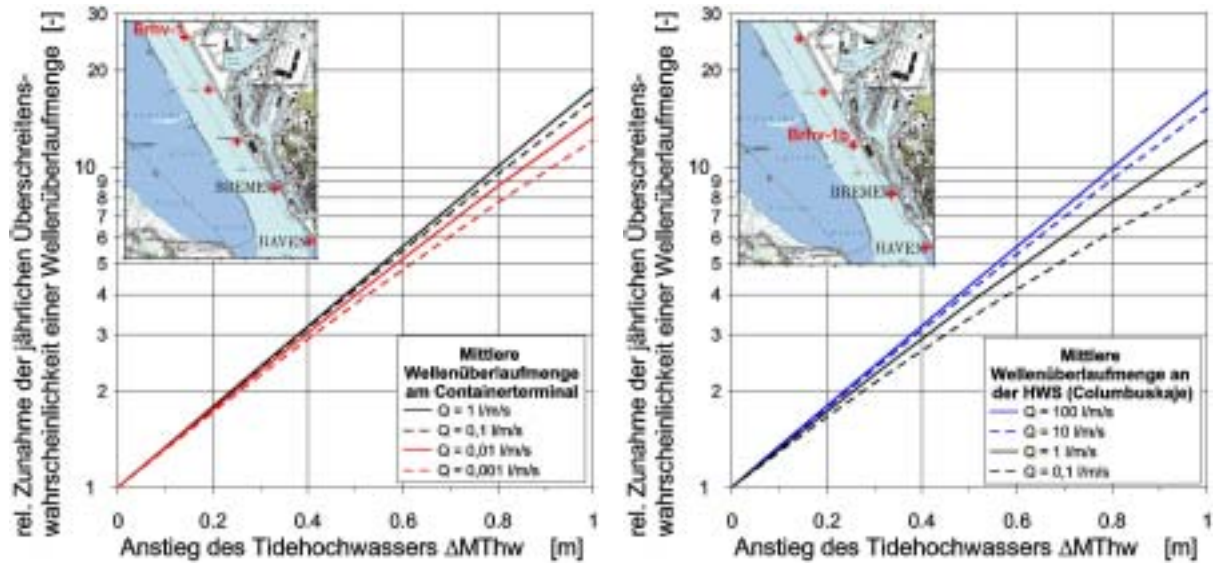


Abbildung 4-59: Relative Zunahme der Wahrscheinlichkeit der Überschreitung einer vorgegebenen Wellenüberlaufmenge an der Kaje des Containerterminals (links) bzw. an der Hochwasserschutzwand der Columbuskaje (rechts) als Folge eines Wasserstandsanstiegs

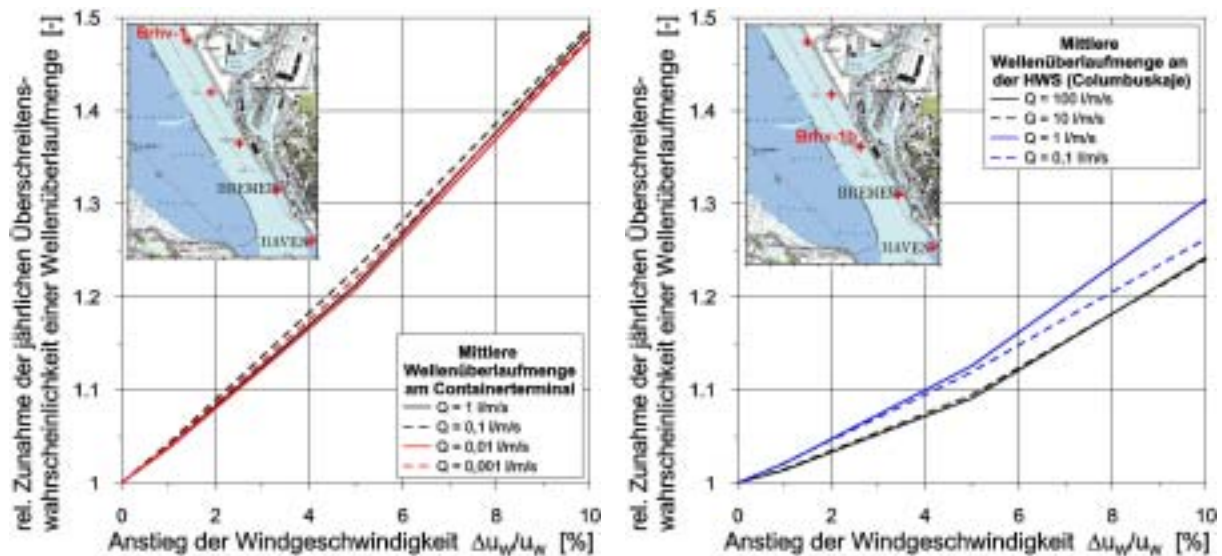


Abbildung 4-60: Relative Zunahme der Wahrscheinlichkeit der Überschreitung einer vorgegebenen Wellenüberlaufmenge an der Kaje des Containerterminals (links) bzw. an der Hochwasserschutzwand der Columbuskaje (rechts) als Folge einer Intensivierung des Windes

Ein Anstieg der Windgeschwindigkeit führt im Vergleich zu einem Wasserstandsanstieg, ähnlich wie dies in Kapitel 4.3.2.1 für die Hauptdeiche dargelegt ist, zu einer geringeren Erhöhung der Überschreitungswahrscheinlichkeit der Grenzwerte der Wellenüberlaufmenge. An der Kaje des Containerterminals ergibt sich bei einer Intensivierung des Windes um 5 % eine Zunahme der Überschreitungswahrscheinlichkeit einer Überlaufmenge um etwa 48 %, während an der Hochwasserschutzwand der Columbuskaje eine Zunahme von 25 % bis 30 % zu erwarten ist (Abbildung 4-60).

4.3.3 Anpassung von Küstenschutzsystemen an den Klimawandel

Die im Kapitel 4.3.2 dargestellte Verminderung der Sicherheit der Küstenschutzanlagen infolge der bei Klimawandel wachsenden Belastungen erfordert, sofern der derzeitige (im Sinne gleicher Versagenswahrscheinlichkeit nicht ausgewogene) Sicherheitsstatus auch weiterhin angestrebt wird, eine Verstärkung der vorhandenen Schutzsysteme. So weist die Abbildung 4-61 die unter Beibehaltung der vorhandenen Bauweise im Falle eines Wasserstandsanstiegs erforderliche Erhöhung der Deiche und Kajen an der Außenweser aus. Bei einem Wasserstandsanstieg von 0,5 m ist eine Anpassung der Deichhöhe für Schardeiche um ca. 0,55 m und für Vorlanddeiche (, ein nicht mit dem Wasserspiegelanstieg mitwachsendes Vorland vorausgesetzt) bis 0,75 m nötig. Der Unterschied in der erforderlichen Erhöhung geht auf die bereits in Kapitel 4.3.2.1 dargestellte, bei Wasserstandsanstieg verminderte seegangsdämpfende Wirkung des Vorlandes zurück. Die Kaje des Containerterminals und die Hochwasserschutzwand der Columbuskaje sind in diesem Falle um ca. 0,65 m zu erhöhen. Neben der infolge des Wasserstandsanstiegs von 0,5 m unmittelbar notwendigen Erhöhung der Küstenschutzanlagen ergibt sich als Folge der mittelbar mit dem Wasserstandsanstieg verbundenen Zunahme der Seegangsbelastung ein weiterer Anpassungsbedarf, der für Vorlanddeiche bis zu 0,25 m beträgt. Dieser Anpassungsbedarf ist jedoch stark abhängig von der mit dem Wasserstandsanstieg einhergehenden Veränderung der Vorlandhöhe. Die Abbildung 4-62 weist den Einfluß einer Änderung der Vorlandhöhe auf die zur Gewährleistung des vorhandenen Sicherheitsniveaus erforderliche Deicherhöhung aus. Demnach ist bei einem Mitwachsen der Vorländer bei einem Wasserspiegelanstieg um 1 m eine Deicherhöhung von etwas mehr als 1 m ausreichend, während eine Abnahme der Vorlandhöhe um 0,5 m bei gleichzeitigem Wasserstandsanstieg um 1 m eine Deicherhöhung von 1,55 m bis 1,7 m erfordert.

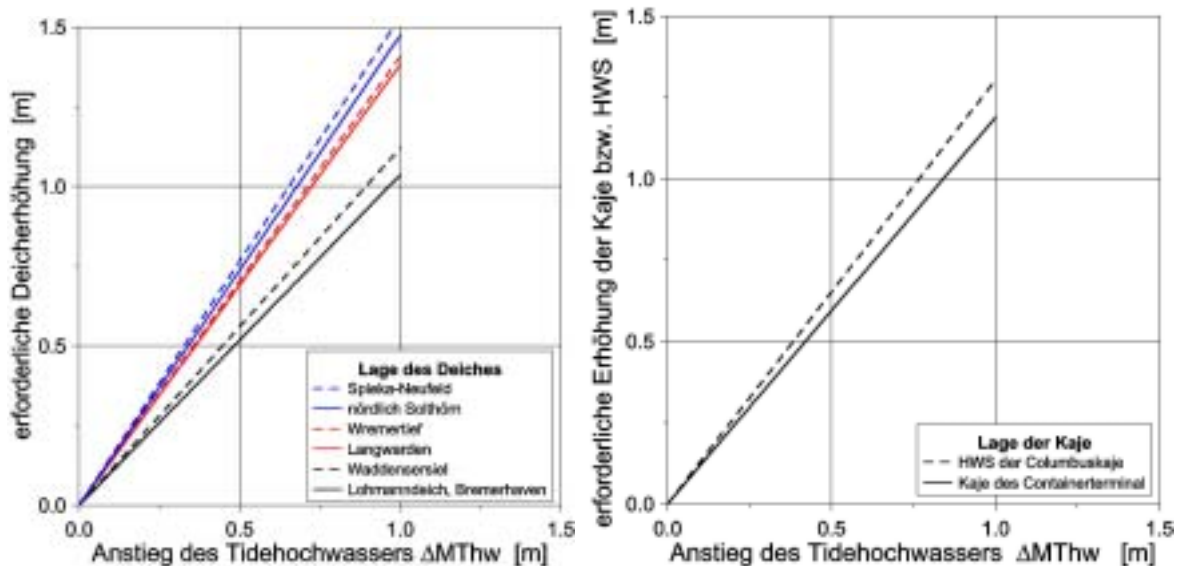


Abbildung 4-61: Erforderliche Erhöhung verschiedener Deiche am Jade-Weser-Ästuar (links) sowie der Kaje des Containerterminals bzw. der Hochwasserschutzwand der Columbuskaje in Bremerhaven (rechts) zur Aufrechterhaltung des derzeitigen Sicherheitsniveaus in Abhängigkeit vom Wasserstandsanstieg

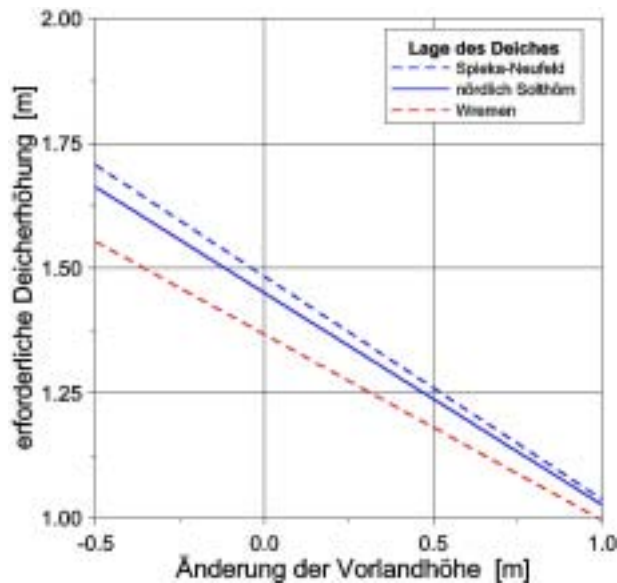


Abbildung 4-62: Erforderliche Erhöhung verschiedener Deiche an der Wurster Küste zur Aufrechterhaltung des derzeitigen Sicherheitsniveaus bei einem Wasserstandsanstieg von 1 m und einer gleichzeitigen Änderung der vorhandenen Vorlandhöhe

Eine Intensivierung des Windes ist im Vergleich zu den Erfordernissen bei Wasserstandsanstieg durch eine geringe Erhöhung der Küstenschutzanlagen kompensierbar. Die Abbildung 4-63 weist die bei einer Zunahme der Windgeschwindigkeit um 4% erforderliche Deicherhöhung mit ca. 0,07 m bis 0,17 m und die erforderliche Erhöhung der Hochwasserschutzwand bzw. der Kaje des Containerterminals mit 0,04 m bzw. 0,12 m aus.

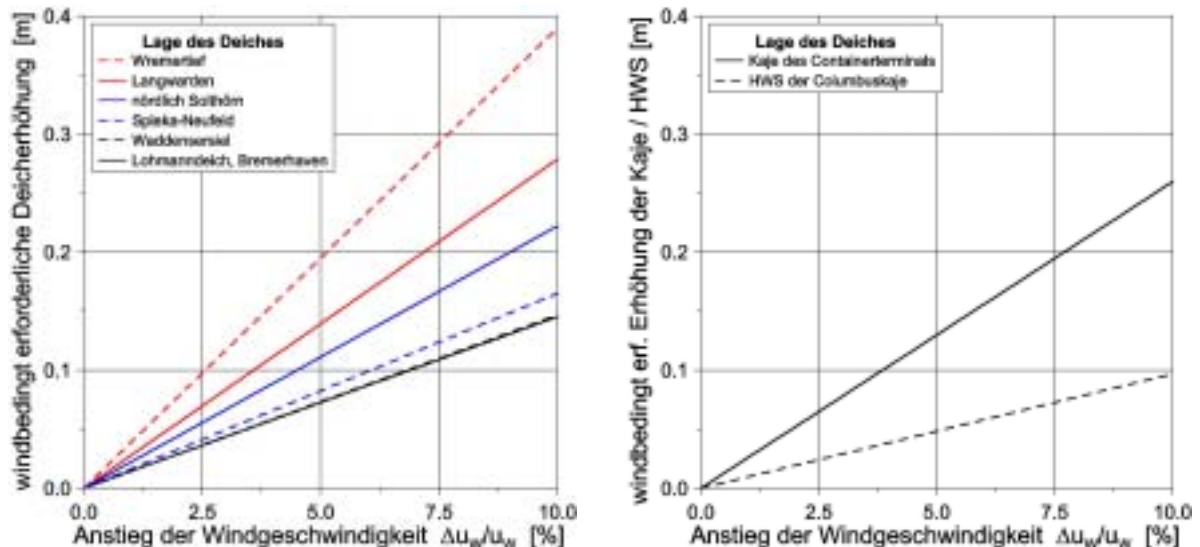


Abbildung 4-63: Erforderliche Erhöhung verschiedener Deiche am Jade-Weser-Ästuar (links) sowie der Kaje des Containerterminals bzw. der Hochwasserschutzwand der Columbuskaje in Bremerhaven (rechts) zur Aufrechterhaltung des derzeitigen Sicherheitsniveaus in Abhängigkeit von der Intensivierung des Windes

5 Überflutungsgefährdung an Jade und Weser

5.1 Statische Ausweisung des Überflutungsgebiets

Eine erste Abschätzung der Überflutungsgefährdung des Hinterlands an Jade und Weser ist mit Hilfe der in Kapitel 3.6.2 definierten potentiellen Zone der Betroffenheit, welche sich durch statische Verschneidung des an den Deichen auftretenden Wasserstands mit dem Geländemodell ergibt, möglich.

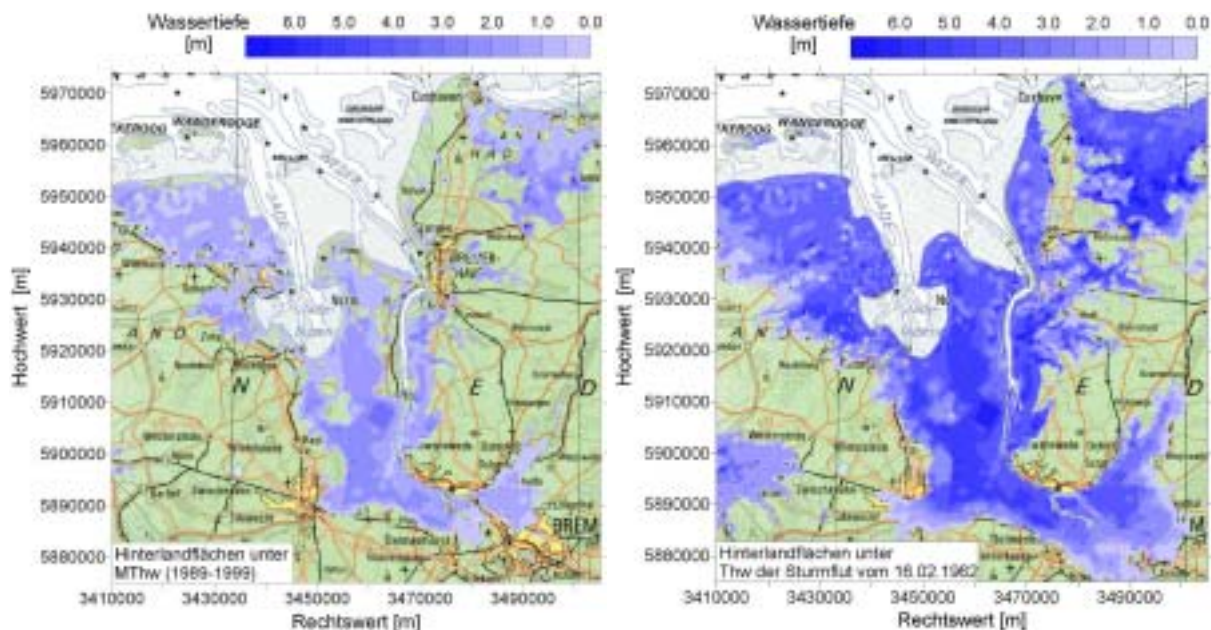


Abbildung 5-1: Unter MThw (links) bzw. dem Thw der Sturmflut vom 16.02.1962 (rechts) liegende Flächen im Jade-Weser-Gebiet (Datengrundlage: DGM 50)

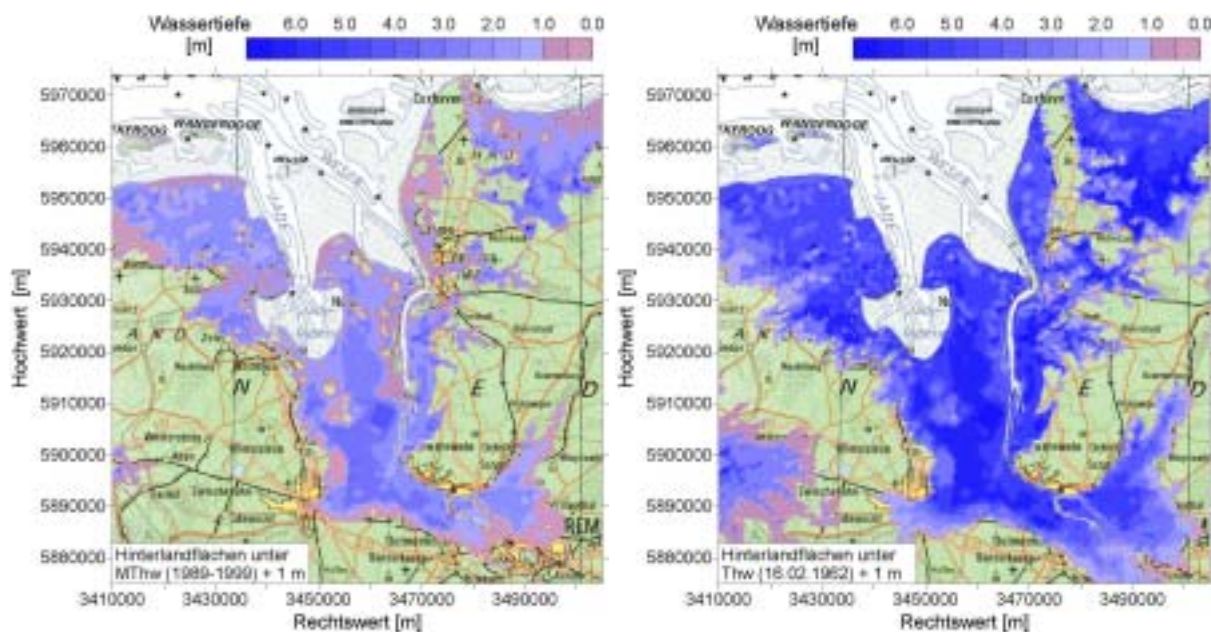


Abbildung 5-2: Bei Wasserstandsanstieg um 1 m unter MThw (links) bzw. dem um 1 m erhöhten Thw der Sturmflut vom 16.02.1962 (rechts) liegende Flächen im Jade-Weser-Gebiet (Datengrundlage: DGM 50)

Für die zur Zeit vorliegende Situation der in Tabelle 3-4 aufgeführten mittleren Tidehochwasser (MThw) und der in Tabelle 3-5 tabellierten höchsten Tidehochwasser (HThw) zeigt die Abbildung 5-1 die tiefliegende Hinterlandfläche. Die im Betrachtungsgebiet unter MThw liegende betroffene Gesamtfläche beträgt zur Zeit etwa 1950 km², die unter HThw liegende Fläche etwa 3980 km². Diese potentielle Zone der Betroffenheit wird sich bei einem Wasserstandsanstieg vergrößern. Die Abbildung 5-2 weist die bei einem Anstieg des MThw bzw. HThw um 1 m betroffenen Flächen im Küstenhinterland aus. Während bei einem Wasserstandsanstieg um 1 m die unter HThw liegende Fläche aufgrund des scharfen Geländesprungs zwischen Geest und Marsch nur um etwa 10 % auf 4320 km² ansteigt, erhöht sich die unter MThw liegende Fläche um ca. 40 % auf 2780 km².

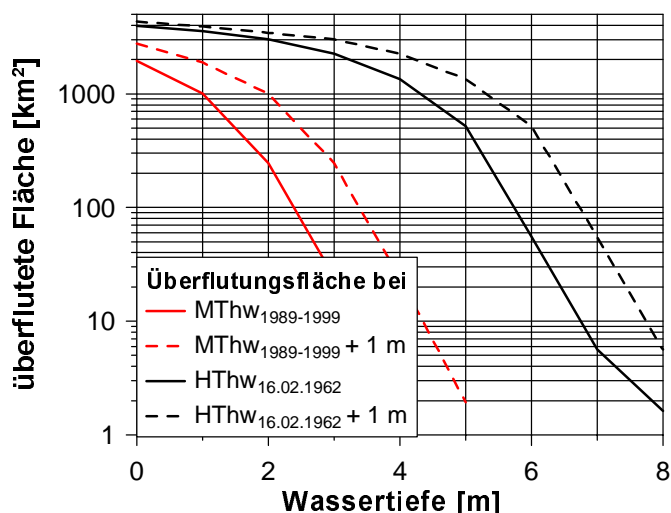


Abbildung 5-3: Wassertiefen im potentiellen Überflutungsgebiet

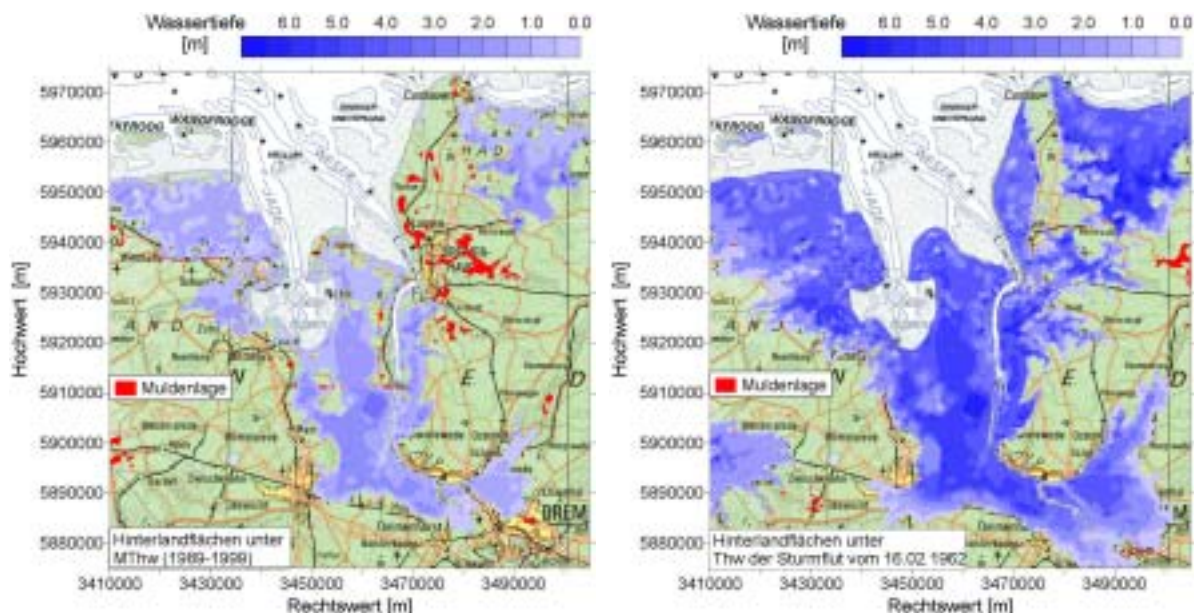


Abbildung 5-4: Überflutunggefährdetes Küstenhinterland unter MThw (links) bzw. dem Thw der Sturmflut vom 16.02.1962 (rechts) im Jade-Weser-Gebiet ohne Muldenlagen (Datengrundlage: DGM 50)

Die im potentiellen Überflutungsgebiet zu erwartenden Wassertiefen sind in Abbildung 5-3 für die heutigen Wasserstandsbedingungen sowie für das Szenario eines Wasserstandsanstiegs um 1 m aufgeführt. Im Mittel ergibt sich für einen dem MTHw entsprechenden Wasserstand im potentiellen Überflutungsgebiet eine Wassertiefe von 1,2 m, für einen dem HHThw entsprechenden Wasserstand eine Wassertiefe von 3,2 m. Bei Wasserstandsanstieg um 1 m erhöht sich die mittlere Wassertiefe im potentiellen Überflutungsgebiet auf 1,6 m bzw. 3,9 m.

Die Berücksichtigung von nicht direkt überflutungsgefährdeten Muldenlagen im Küstenhinterland (vgl. Abbildung 3-27) führt zu einer geringfügigen Verminderung des potentiellen Überflutungsgebiets. Die Abbildung 5-4 weist das potentielle Überflutungsgebiet ohne Muldenlagen aus. Die potentielle Überflutungsfläche unter HHThw reduziert sich dadurch um ca. 1 %, die Fläche unter MTHw um ca. 6 %. Die Verminderung der potentiellen Überflutungsfläche erfolgt vornehmlich im Land Wursten zwischen Bremerhaven und Cuxhaven.

5.2 Dynamische Ausweisung überflutungsgefährdeter Gebiete

5.2.1 Einführung in die Methodik

Die in Kapitel 5.1 dargestellte Methode zur Ausweisung des bei Versagen des Küstenschutzsystems gefährdeten Hinterlands stellt eine sehr konservative Abschätzung dar, da der zeitliche Ablauf des Überflutungsvorgangs nach Versagen des Küstenschutzsystems gänzlich vernachlässigt wird. Im Gegensatz zu Flußhochwassern, deren Scheitelwasserstand oft über Tage erreicht wird, ist an der tidebeeinflussten Küste der Scheitelwasserstand der Sturmflut auf nur wenige Stunden begrenzt.

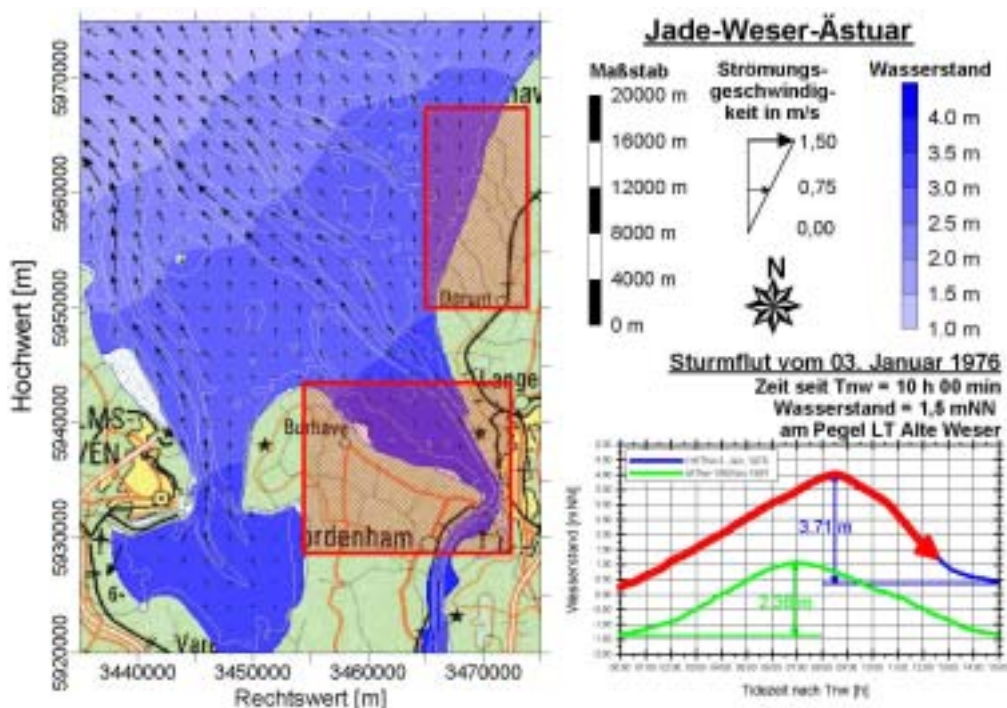


Abbildung 5-5: Simulation der Tidewasserstände und -strömungen im Jade-Weser-Ästuar während der Sturmflut vom 03.01.1976

Dies erfordert die dynamische Ausweisung von Überflutungsflächen unter Berücksichtigung des zeitlichen Ablaufs von Sturmfluten.

Für die Jade-Weser-Mündung zeigt die Abbildung 5-5 ein Beispiel der mit dem zweidimensionalen hydronumerischen Programmsystem MIKE 21 HD berechneten Wasserstands- und Strömungsverhältnisse während der Sturmflut 1976. Die Simulationsergebnisse zeigen deutlich die Konzentration der Ebbströmung auf die tiefen Fahrrinnen von Jade und Weser. Aus dieser mit einer räumlichen Auflösung von 100 m durchgeführten Simulation des Sturmflutgeschehens im Ästuar ergeben sich für zwei im Folgenden näher diskutierte Gebieten die Randbedingungen von Wasserstand und Durchfluß. Die Lage und Ausdehnung dieser mit einer räumlichen Auflösung von 25 m aufgebauten Detailgebiete an den Küsten Butjadingens und Land Wurstens ist in Abbildung 5-5 markiert. Alternativ zur Anwendung dieser Modellkette ist zur dynamischen Bestimmung von Überflutungsflächen auch die direkte Steuerung des Wasserstands am Ort des Versagens des Küstenschutzsystems möglich. Jedoch wird bei dieser Näherung die Wasserstandsabsenkung am Ort des Versagens des Küstenschutzsystems nicht berücksichtigt. An der offenen Küste Butjadingens bzw. Land Wurstens ist dieser Effekt jedoch von untergeordneter Bedeutung, wie die Analyse der in Abbildung 5-6 beispielhaft dargestellten numerischen Simulation des Überflutungsereignisses an der Küste Butjadingens ergibt. So ist im Falle eines vollständigen Deichversagens auf einer Länge von 200 m mit einer Verminderung des Tidehochwasserstands von etwa 5 cm zu rechnen (vgl. Abbildung 5-7). Aufgrund der sehr geringen Veränderung der Tidewasserstände infolge eines Versagens von Küstenschutzsystemen ist bei direkter Steuerung des Wasserstandes am Ort des Versagens auch nur ein sehr geringer Effekt auf die dynamische Ausweisung der Überflutungsfläche zu erwarten, so daß an der offenen Küste die operationelle Ausweisung des bei Versagen des Küstenschutzsystems gefährdeten Hinterlands unter Verwendung dieser Näherung erfolgen kann.

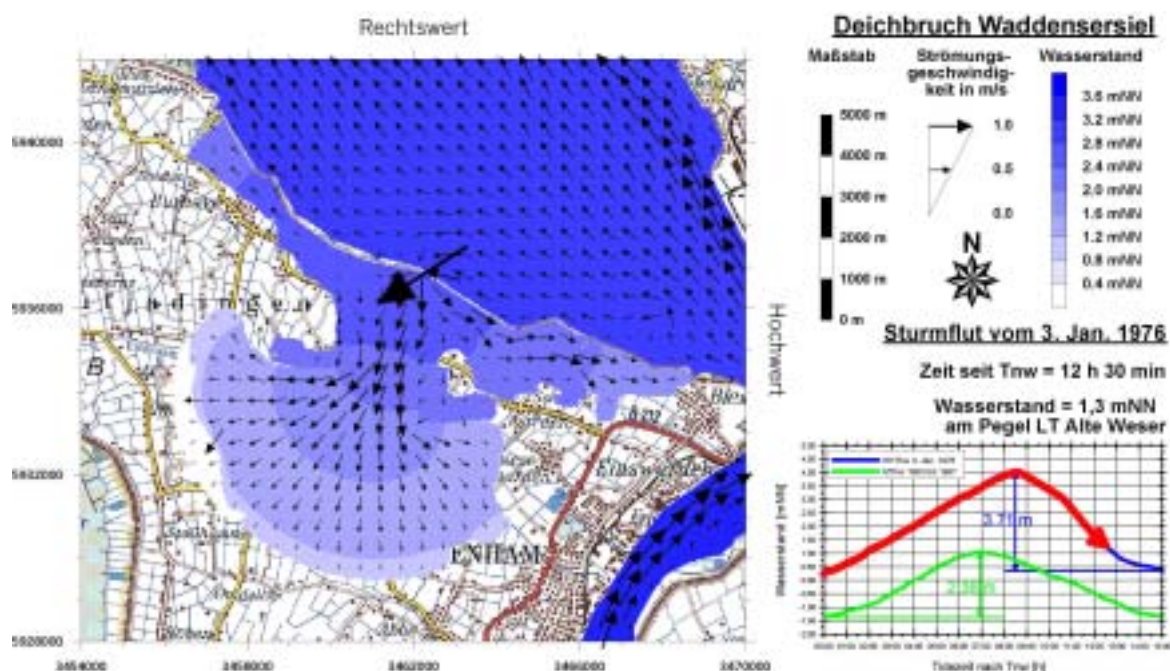


Abbildung 5-6: Überflutung der Gemeinde Butjadingen unter Voraussetzung eines Deichbruchs bei Waddensersiel während der Sturmflut vom 03.01.1976 [nach WEIGEL UND MAI, 2002(a)]

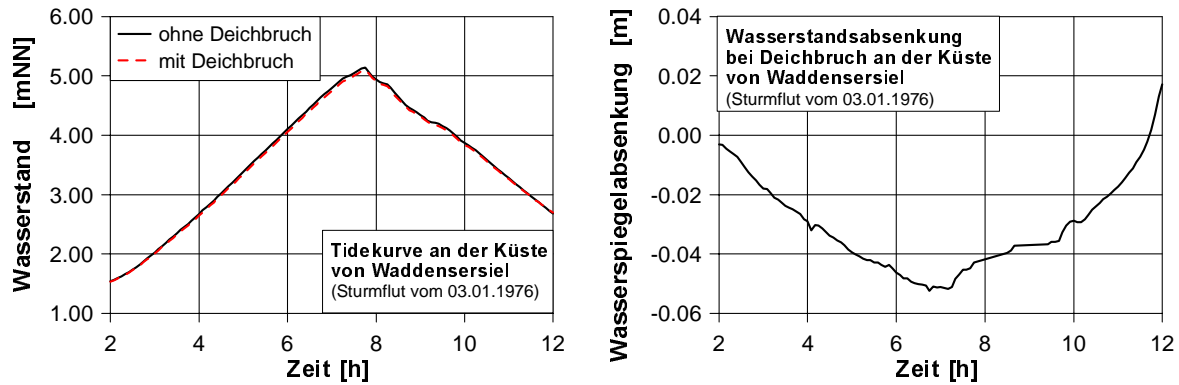


Abbildung 5-7: Absenkung des Wasserstands bei Waddensersiel infolge eines Deichbruchs der Breite von 200 m und vollständigen Abtrags des Deichkörpers

Wesentlich größere Unsicherheiten für das Ergebnis der dynamischen Ausweisung überflutungsgefährdeter Küstengebiete resultieren aus den im folgenden diskutierten Annahmen zur Geländerauhigkeit des Hinterlandes (siehe Kapitel 5.2.2), zu den Windverhältnissen (siehe Kapitel 5.2.3) sowie zum Zeitpunkt des Versagens des Küstenschutzsystems (siehe Kapitel 5.2.4). Daneben wird in Kapitel 5.2.5 der Einfluß der Abmessung einer Deichbruchlücke, in Kapitel 5.2.6 der zusätzlicher Schutzelemente sowie in Kapitel 5.2.7 der des Sturmfluttyps und –scheidels auf die Überflutung diskutiert. Schließlich erfolgt in Kapitel 5.2.8 eine Bestimmung des Überflutungsgebiets in Abhängigkeit vom Ort eines Deichbruches.

5.2.2 Einfluß der Geländerauhigkeit auf die Überflutung

Die Untersuchung des Einflusses der Geländerauhigkeit findet sich beispielhaft für einen Deichbruch am Jadebusen nahe Schweiburgersiel bei MAI UND VON LIEBERMAN [2001(b)]. In Abbildung 5-8 ist eine vergleichbare Analyse für den in Abbildung 5-6 dargestellten Deichbruch bei Waddensersiel gegeben. Die Parametrisierung basiert auf der in Kapitel 3.6.2 beschriebenen Formulierung nach Manning-Strickler. Die im Bereich des Hinterlands ortsunabhängig angenommenen Manning-Strickler-Beiwerte von $M = 14 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$ bis $M = 22 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$ orientieren sich an dem für unebenes, bewachsenes Vorland durch SCHRÖDER [1998] gegebenen Wertebereich.

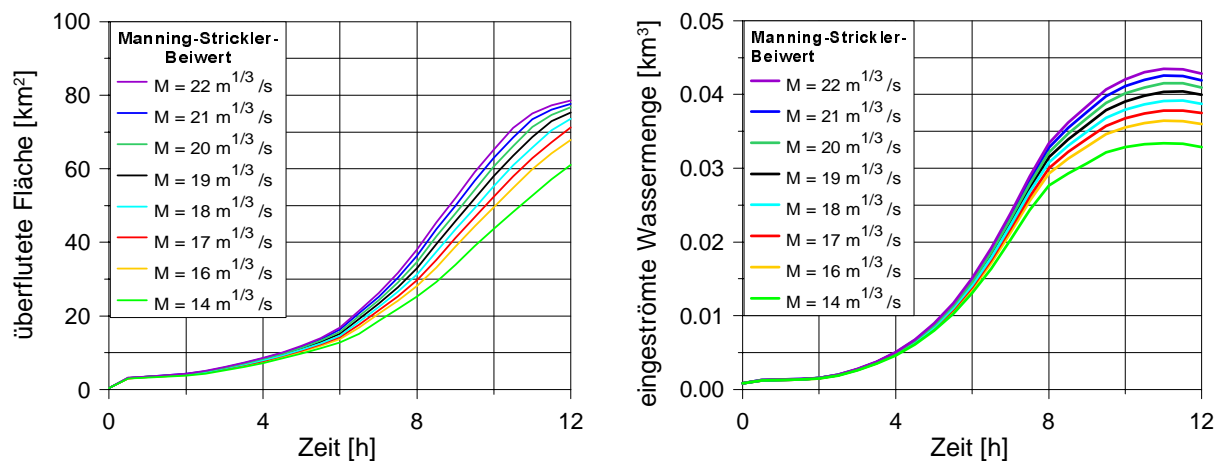


Abbildung 5-8: Einfluß der Bodenrauhigkeit auf den Überflutungsvorgang nach Deichbruch bei Waddensersiel während der Sturmflut vom 03.01.1976

Sowohl die Untersuchungen bei Schweiburgersiel als auch die bei Waddensersiel zeigen, daß mit einer Erhöhung des Manning-Strickler-Beiwerts um 50 % eine Vergrößerung der Überflutungsfläche und des Überflutungsvolumens um etwa 30 % verbunden ist. Im Gegensatz zu der hydronumerischen Simulation des Tidegeschehens in Ästuarien ist eine Kalibrierung der Parametrisierung der Rauigkeit durch Vergleich mit Naturmessungen bei der Modellierung der Überflutung des Hinterlands aufgrund der sehr begrenzten Dokumentation vergangener Deichbruchereignisse nahezu unmöglich, was zu einer erheblichen Unsicherheit bei der Ausweisung von Überflutungsgebieten führt.

5.2.3 Einfluß des Windes auf die Überflutung

Auch die während der Sturmflut vorliegenden Windverhältnisse haben entscheidenden Einfluß auf die Überflutung des Hinterlandes nach Deichbruch. Die Abbildung 5-9 zeigt exemplarisch für den in Abbildung 5-6 dargestellten Deichbruch bei Waddensersiel die Veränderung der Überflutungsfläche und des Überflutungsvolumens in Abhängigkeit von der Intensität des küstennormalen Windes. Ein aufländiger Wind der Geschwindigkeit von 16 m/s führt zu einer Vergrößerung der Überflutungsfläche um etwa 20 % und einer Zunahme des Überflutungsvolumens um 10 %. Ein ablandiger Wind von 16 m/s reduziert die Überflutungsparameter in entsprechender Höhe. Da an der niedersächsischen Küste Sturmfluten mit südwestlichen bis nördlichen Winden einhergehen, weisen somit die ohnehin stark seegangsbelasteten Westküsten, wie das Land Wursten, windbedingt eine im Vergleich zu den Ostküsten, wie Wangerland, erhöhte Überflutungsgefährdung auf.

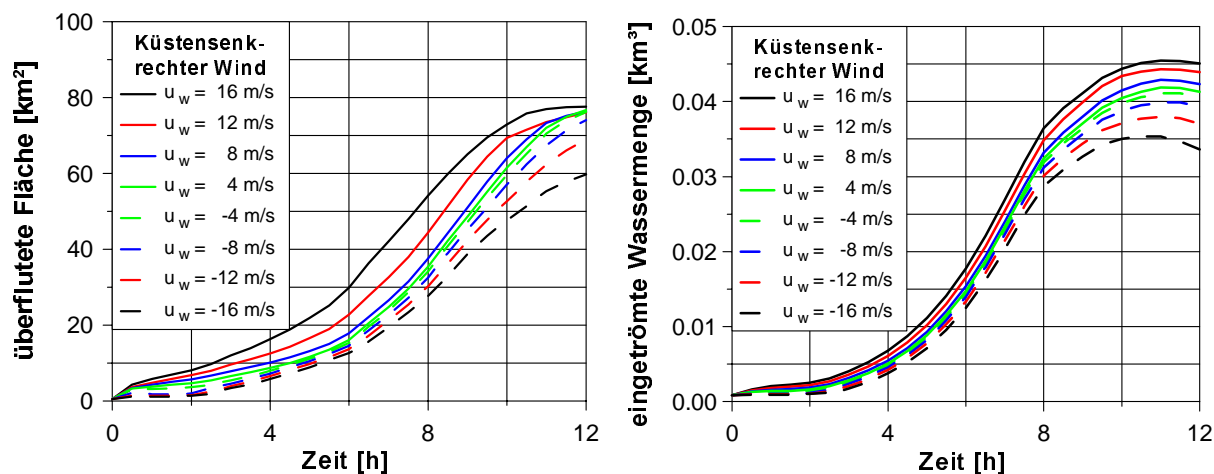


Abbildung 5-9: Einfluß der Windverhältnisse auf den Überflutungsvorgang nach Deichbruch bei Waddensersiel während der Sturmflut vom 03.01.1976

5.2.4 Einfluß des Deichbruchzeitpunktes auf die Überflutung

Die dynamische Abschätzung des durch Sturmfluten gefährdeten Hinterlands erfolgt auf der sicheren Seite liegend (jedoch weniger konservativ als die statische Ausweisung) unter Annahme eines Deichbruches zu Beginn der Sturmflut. Im Vergleich dazu traten Deichbrüche während vergangener Sturmfluten jedoch erst zum Zeitpunkt des Sturmflutidehochwassers [ZITSCHER ET AL., 1979] bzw. während des Tidedefalls [KRAMER ET AL., 1962] auf. Der Einfluß des Bruchzeitpunktes ist daher exemplarisch für den in Abbildung 5-6 dargestellten

Deichbruch bei Waddensersiel untersucht worden. Die charakteristischen Kenngrößen des Überflutungsvorgangs sind in Abbildung 5-10 für einen Deichbruch bei Variation der Eintrittszeit zwischen einer bis elf Stunden nach Tideniedrigwasser am Pegel Leuchtturm Alte Weser aufgeführt. Während die konservative Annahme eines Deichbruchs bereits zu Beginn der Sturmflut zu einer Gesamtüberflutungsfläche von 70 km² und einem ins Hinterland strömenden Wasservolumen von 0,035 km³ führt, reduziert sich die Überflutungsfläche und das eingeströmte Wasservolumen bei einem Deichbruch zum Zeitpunkt des Tidehochwassers bei Waddensersiel auf etwa 70 %. Mit der Verringerung der von Überflutung betroffenen Fläche geht jedoch im Nahbereich der Deichbruchlücke ein erheblicher Anstieg der für die Schädigung bedeutsamen Strömungsgeschwindigkeit einher. Die Abbildung 5-11 zeigt unter Variation des Bruchzeitpunktes exemplarisch die Strömungsgeschwindigkeit in einer Entfernung von 100 m und 250 m hinter der Deichbruchlücke. Es zeigt sich, daß bei einem gleichmäßigen Fluten durch den bereits zu Beginn der Sturmflut gebrochenen Hauptdeich die Strömungsgeschwindigkeit etwa 2,3 m/s beträgt, während diese bei einem Deichbruch zur Zeit des Tidehochwassers auf 2,6 m/s ansteigt.

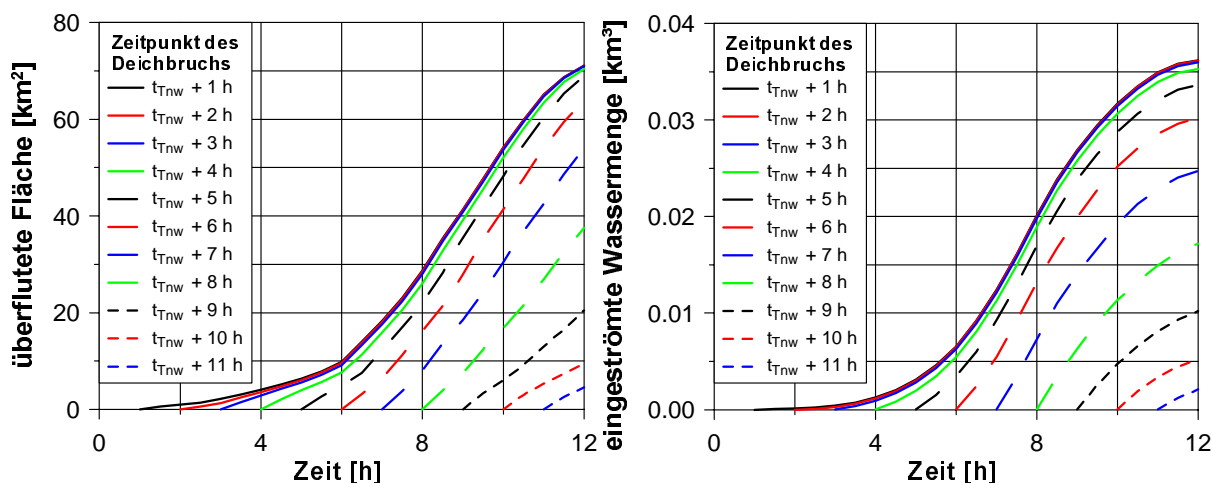


Abbildung 5-10: Einfluß des Bruchzeitpunktes des Hauptdeichs bei Waddensersiel auf den Überflutungsvorgang während der Sturmflut vom 03.01.1976

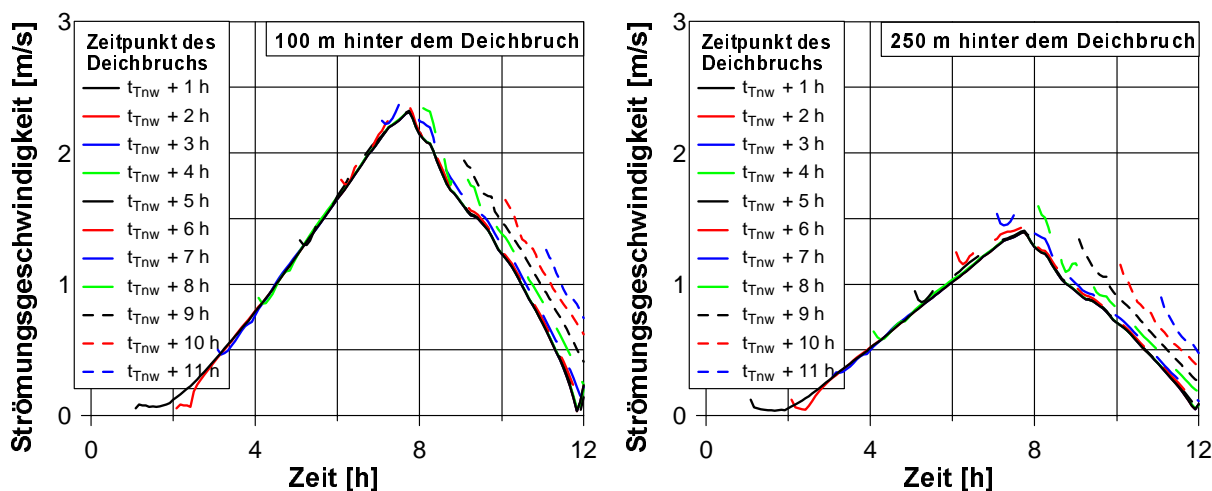


Abbildung 5-11: Einfluß des Bruchzeitpunktes des Hauptdeichs auf die Strömungsgeschwindigkeit hinter der Deichbruchöffnung während der Sturmflut vom 03.01.1976

5.2.5 Einfluß des Deichbruchabmessungen auf die Überflutung

Auch die Abmessung des Deichbruches, d.h. sowohl Breite als auch Tiefe der Deichlücke, beeinflussen in hohem Maße die von der Überflutung betroffene Hinterlandfläche, wie u.a. Untersuchungen von MAI ET AL. [2002(b)] für einen Deichbruch bei Kleinensiel an der Unterweser sowie von WEIGEL UND MAI [2002(b)] für den in Abbildung 5-6 dargestellten Deichbruch nahe Waddensersiel zeigen. Die Abbildung 5-12 verdeutlicht den Einfluß der Breite der Deichbruchlücke auf die Ausdehnung des überfluteten Hinterlandes und die einströmende Wassermenge. Sowohl die Überflutungsfläche als auch die eingeströmte Wassermenge steigen nicht proportional zur Breite der Deichbruchlücke an. Vielmehr bleibt die überflutete Fläche bei einer Verbreiterung der Deichbruchlücke von 235 m auf 335 m nahezu konstant. Das einströmende Wasservolumen erhöht sich nur um ca. 10 %.

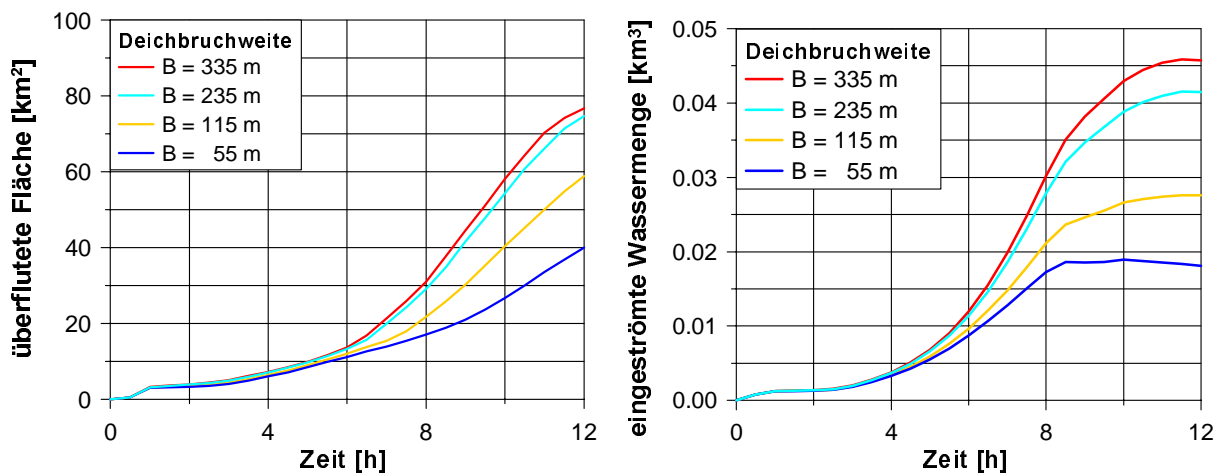


Abbildung 5-12: Einfluß der Bruchweite auf den Überflutungsvorgang nach Deichbruch bei Waddensersiel während der Sturmflut vom 03.01.1976

Dennoch folgen aus der Unsicherheit über die Breite der sich einstellenden Deichbruchlücke – vergangene Deichbrüche an der niedersächsischen Küste wiesen Breiten von 50 m bis 200m auf – erhebliche Unsicherheiten für die Ausweisung der Überflutungsfläche und der bei Überflutung zu erwartenden Überflutungstiefe. Ähnliche Unsicherheiten für Überflutungsfläche und –tiefe ergeben sich aus der Unsicherheit über die Tiefe der Deichbruchlücke. So ist zu erwarten, daß bei Kleideichen eine über Geländehöhe liegende Restschwelle verbleibt, während bei Sanddeichen der Deich völlig abgetragen wird und in der Deichbruchöffnung tiefe Kolke entstehen. Die Abbildung 5-13 verdeutlicht die Abhängigkeit der Überflutungsfläche und des durch die Deichbruchlücke einströmenden Wasservolumens von der Höhe der verbleibenden Restschwelle. Kolke einer Tiefe von mehr als 2 m unter Geländehöhe scheinen die Überflutungsfläche im Hinterland nicht wesentlich zu vergrößern. Auch das einströmende Wasservolumen nimmt bei einer weiteren Eintiefung von 1 m unter GOK auf 2 m unter GOK nur um 10 % zu. Im Gegensatz dazu führt eine Restschwelle in der Deichbruchöffnung, wie sie zum Beispiel in Zukunft durch alternative Deichbautechniken [OHLE UND DUNKER, 2001] erreicht werden kann, zu einer erheblich Reduzierung der Überflutungsfläche sowie des einströmenden Wasservolumens.

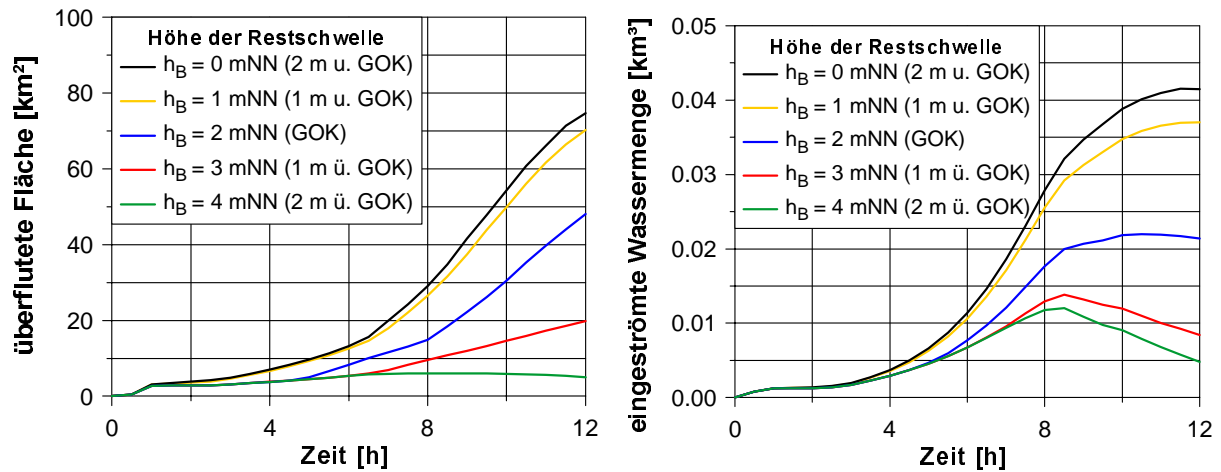


Abbildung 5-13: Einfluß einer Restschwelle auf den Überflutungsvorgang nach Deichbruch bei Waddensersiel während der Sturmflut vom 03.01.1976

5.2.6 Einfluß des Schutzsystemaufbaus auf die Überflutung

Vergleichbare Wirkungen wie die einer Restschwelle haben auch die vor der Deichbruchstelle im Hauptdeich liegenden Küstenschutzelemente, wie Vorland und Sommerdeich. Diese zusätzlichen Küstenschutzelemente finden sich im Jade-Weser-Gebiet speziell an der nördlichen Wurster Küste (siehe Abbildung 5-14). Der Einfluß vor dem Hauptdeich liegender Küstenschutzelemente wird im Folgenden beispielhaft für den in Abbildung 5-15 dargestellten Deichbruch zwischen Cappel-Neufeld und Spieka-Neufeld diskutiert. Dieser Küstenabschnitt ist zur Zeit durch ein System von Sommerdeich, Vorland und Hauptdeich geschützt. Es ist jedoch ein Rückbau der Sommerdeiche als Ausgleichsmaßnahme im Zuge der Erweiterung des Container-Terminals IV in Bremerhaven geplant und zum Teil schon realisiert.



Abbildung 5-14: Deichnahe Küstenschutzelemente an der nördlichen Wurster Küste und Positionen angenommener Deichbruchereignisse

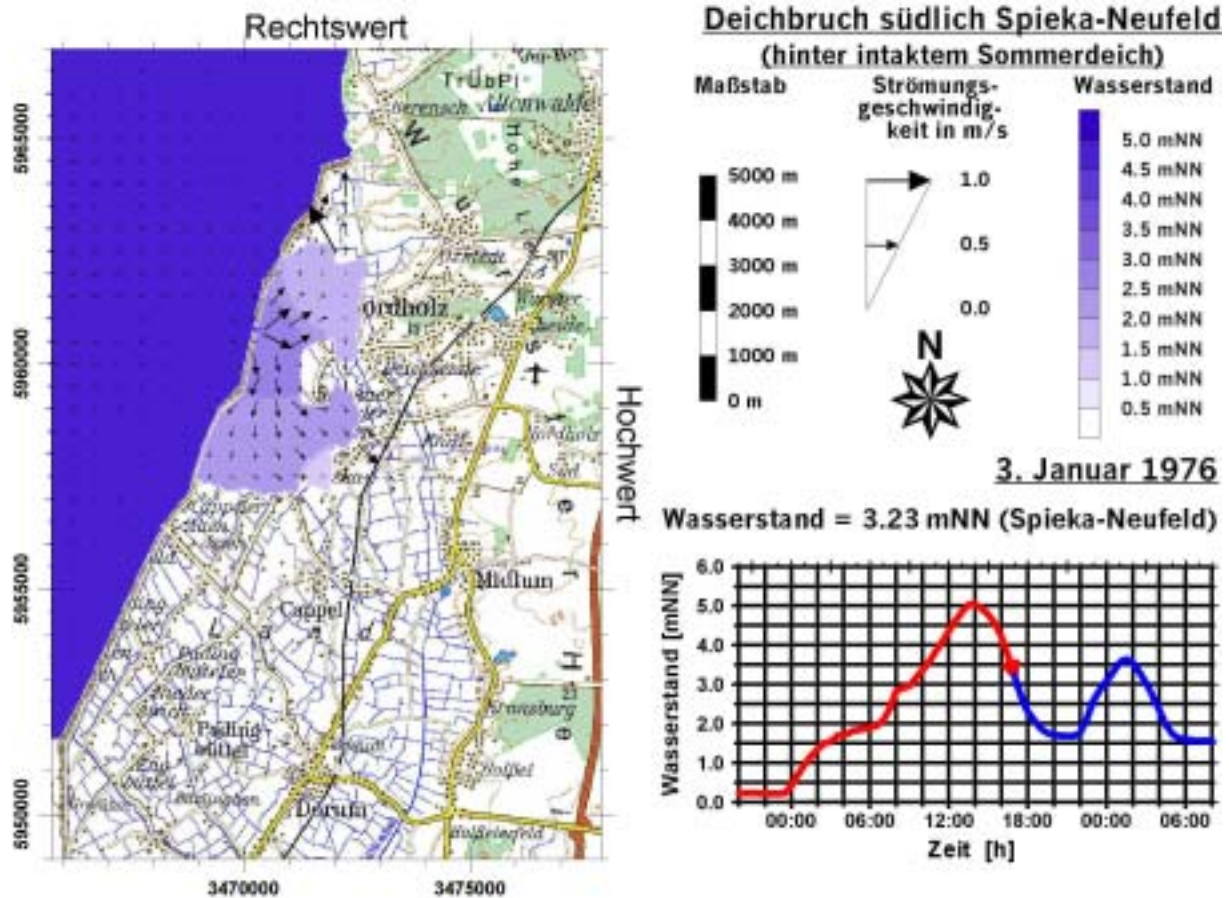


Abbildung 5-15: Überflutung des Land Wurstens nach Bruch eines durch Sommerdeich geschützten Hauptdeichs südlich von Spieka-Neufeld während der Sturmflut vom 03.01.1976

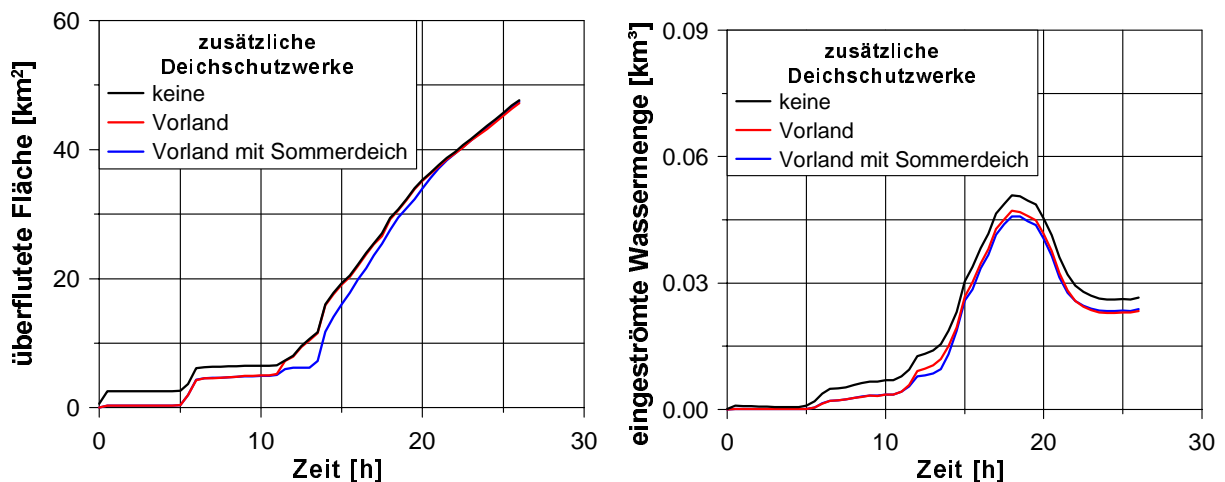


Abbildung 5-16: Einfluß der Deichschutzwerke Vorland und Sommerdeich auf den Überflutungsvorgang nach Deichbruch südlich von Spieka-Neufeld während der Sturmflut vom 03.01.1976

Der Einfluß zusätzlicher Küstenschutzelemente vor dem Hauptdeich auf die Überflutungsfläche und das einströmende Wasservolumen bei einem während der Sturmflut vom 03.01.1976 angenommenen Deichbruch ist in Abbildung 5-16 dargestellt. Es zeigt sich, daß zusätzliche Deichschutzwerke nur geringen Einfluß auf das Überflutungsgeschehen haben.

So ist die maximale Ausdehnung der Überflutungsfläche unabhängig von dem Vorhandensein von Vorland und Sommerdeich. Lediglich die durch einen Deichbruch im Hauptdeich einströmende Wassermenge ist bei Vorhandensein eines Vorlandes um 10 % leicht reduziert. Ein zusätzlicher Sommerdeich auf dem Vorland führt nur zu einer unwesentlichen Reduzierung des einströmenden Wasservolumens, was auf seine über 500 m große Entfernung zum Hauptdeich zurückzuführen ist. Trotz ihrer in Bezug auf die Reduzierung der Überflutungsfläche bei Deichbruch geringe Wirkung haben die Sommerdeiche durch die Vermeidung des ungehinderten Einströmens der in der Regel unter NN + 3,80 m auflaufenden Nachtiden von Sturmfluten eine nicht zu unterschätzende Wirkung für den Schutz des Hinterlands bei fälligen Sturmfluten.

5.2.7 Einfluß des Sturmfluttyps auf die Überflutung

Eine Untersuchung des Einflusses des Sturmfluttyps auf das Überflutungsgeschehen ist z.B. durch Vergleich der Folgen eines Deichbruchs für die schweren Sturmfluten der Jahre 1962, 1976 und 1999 möglich. Die Abbildung 5-17 zeigt die Überflutungsfläche sowie das einströmende Wasservolumen unter Annahme eines Deichbruchs an der Cappeler Wasserlöse (siehe Abbildung 5-14). Bei einem Deichbruch während einer mit 1962 vergleichbaren Sturmflut ergeben sich, verglichen mit Sturmfluten der Jahre 1976 und 1999, sowohl eine mit ca. 60 % erheblich größere Überflutungsfläche als auch ein mit 90 % sehr viel größeres einströmendes Wasservolumen.

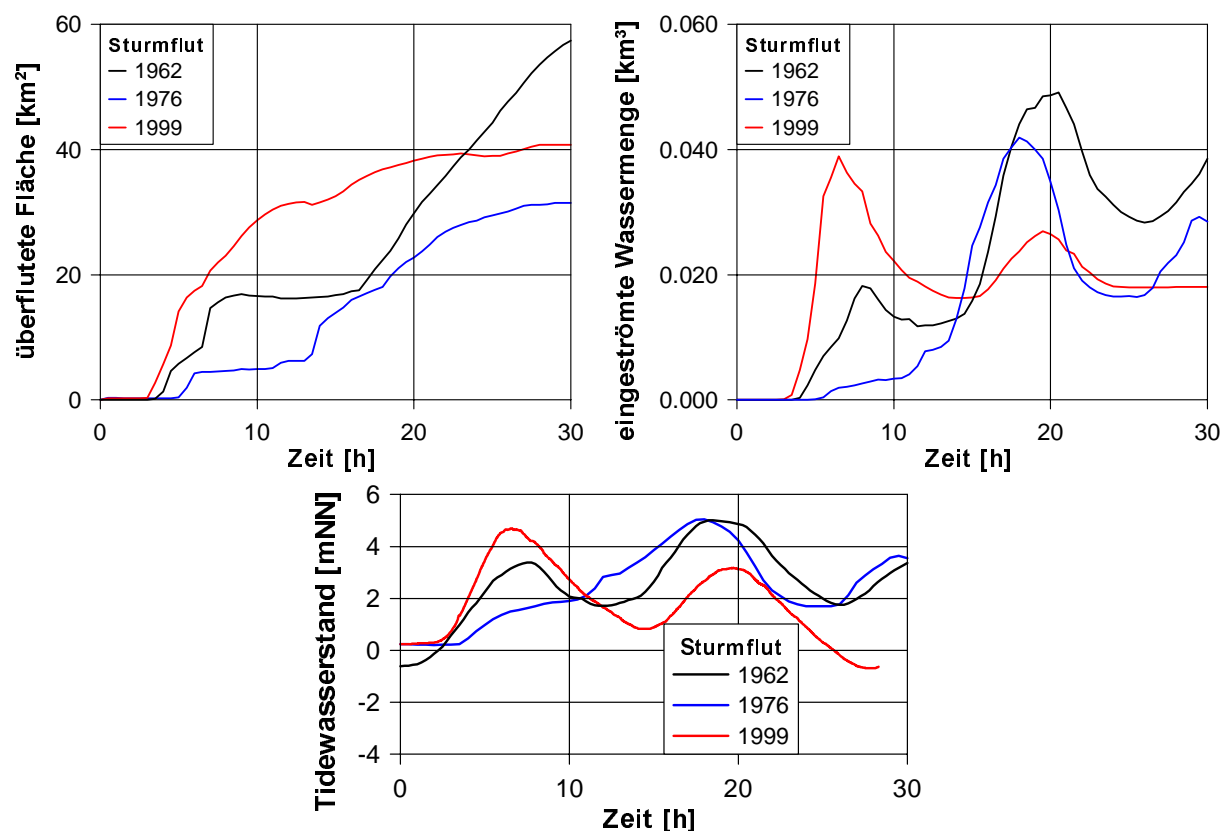


Abbildung 5-17: Einfluß des Sturmflutverlaufs auf den Überflutungsvorgang nach Deichbruch an der Cappeler Wasserlöse in Cappel-Neufeld (Vergleich der Sturmfluten vom 16.02.1962, 03.01.1976 und 03.12.1999)

Dies geht einerseits auf den mit NN + 5,45 m höheren Sturmflutscheitelwasserstand – 1976 betrug dieser NN + 5,05 m und 1999 NN + 4,70 m – zurück und andererseits auf die größere Fülligkeit der 62-er Sturmflut. Die Charakteristika der Überflutung im Falle eines Deichbruchs während der Sturmfluten von 1976 und 1999 unterscheiden sich hingegen nur sehr gering. Ähnliche Untersuchungen sollten im Sinne eines präventiven Katastrophenschutzes für die gesamte deutsche Küste durchgeführt werden.

Die Beurteilung der Folgen von Klimaänderungen auf die Überflutungsgefährdung des Hinterlands kann z.B. durch die Entwicklung verschiedener Sturmflutenszenarien auf der Grundlage vergangener Ereignisse erfolgen.

Die Abbildung 5-18 zeigt auf der Basis der 76-er Sturmflut entwickelte Szenarien mit einem um 0,3 m bis 1,0 m erhöhten Scheitelwasser bei unverändertem Tideverlauf sowie die sich unter dieser Voraussetzung zu erwartende Überflutungsfläche und das einströmende Wasservolumen. Ein Anstieg des Scheitelwasserstands um 0,3 m führt zu einer um 30 % größeren Überflutungsfläche und einer Zunahme des einströmenden Wasservolumens um 10 %.

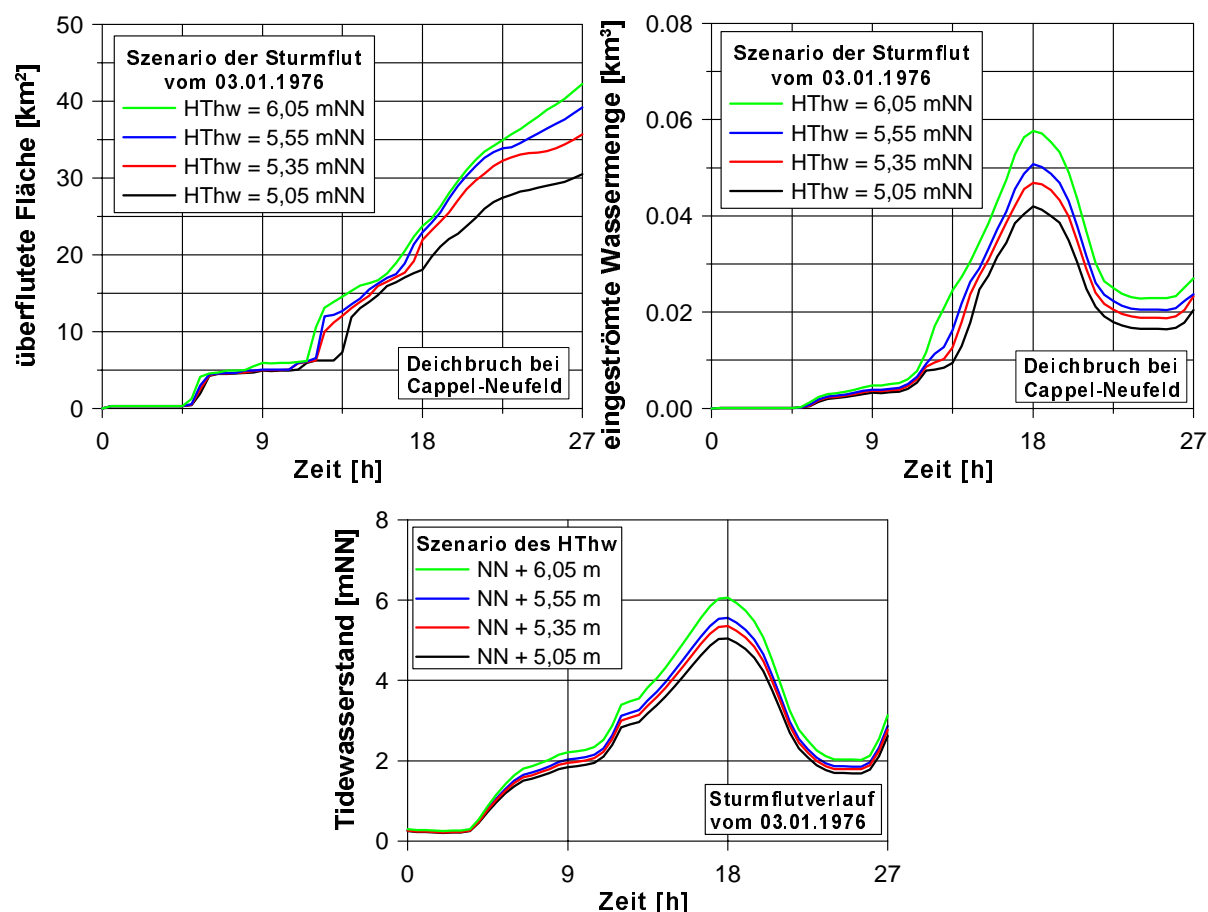


Abbildung 5-18: Folgen eines Wasserstandsanstiegs für den Überflutungsvorgang nach Deichbruch an der Capper Wasserlöse in Cappel-Neufeld (Grundlage: Szenarien der Sturmflut vom 03.01.1976)

5.2.8 Einfluß des Versagensortes auf die Überflutung

Neben dem diskutierten Einfluß des Küstenschutzsystems sowie des Sturmflutgeschehens auf die zu erwartende Überflutungsfläche ergeben sich entlang eines Küstenabschnitts je nach Lage des Versagensortes stark veränderliche Überflutungsflächen. Für die Küstenregion nördlich von Bremerhaven ist diese Abhängigkeit der Überflutungsfläche sowie der einströmenden Wassermenge vom Ort eines Deichbruches in Abbildung 5-19 dargestellt.

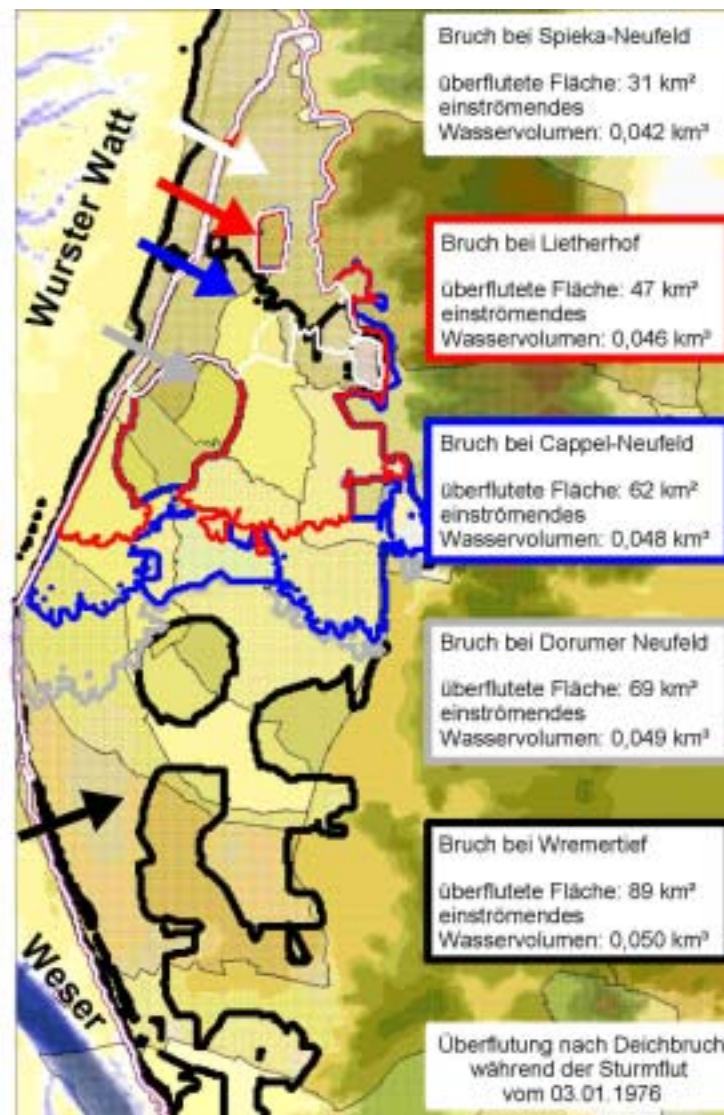


Abbildung 5-19: Abhängigkeit der dynamisch ermittelten Überflutungsfläche vom Ort des Deichbruchs [MEYER UND MAI, 2004]

Es zeigt sich, daß einerseits aufgrund der Hinterlandstruktur, insbesondere der größeren Entfernung der Geest von der Küste, und andererseits aufgrund des höheren Tidehochwasserstands die Überflutungsfläche mit südlicherer Lage des Deichbruchs an der Küste Land Wurstens von etwa 30 ha auf 90 ha zunimmt. Das einströmende Wasservolumen weist jedoch keine derartig großen Unterschiede auf. Jedoch ist die nach Tidehochwasser wieder durch die Deichbruchlücke ausströmende Wassermenge im Falle

eines Deichbruchs bei Spieka-Neufeld erheblich größer als bei einem Deichbruch bei Wremen, so daß sich nach Deichbruch in Wremen eine wesentlich größere Schädigung ergibt.

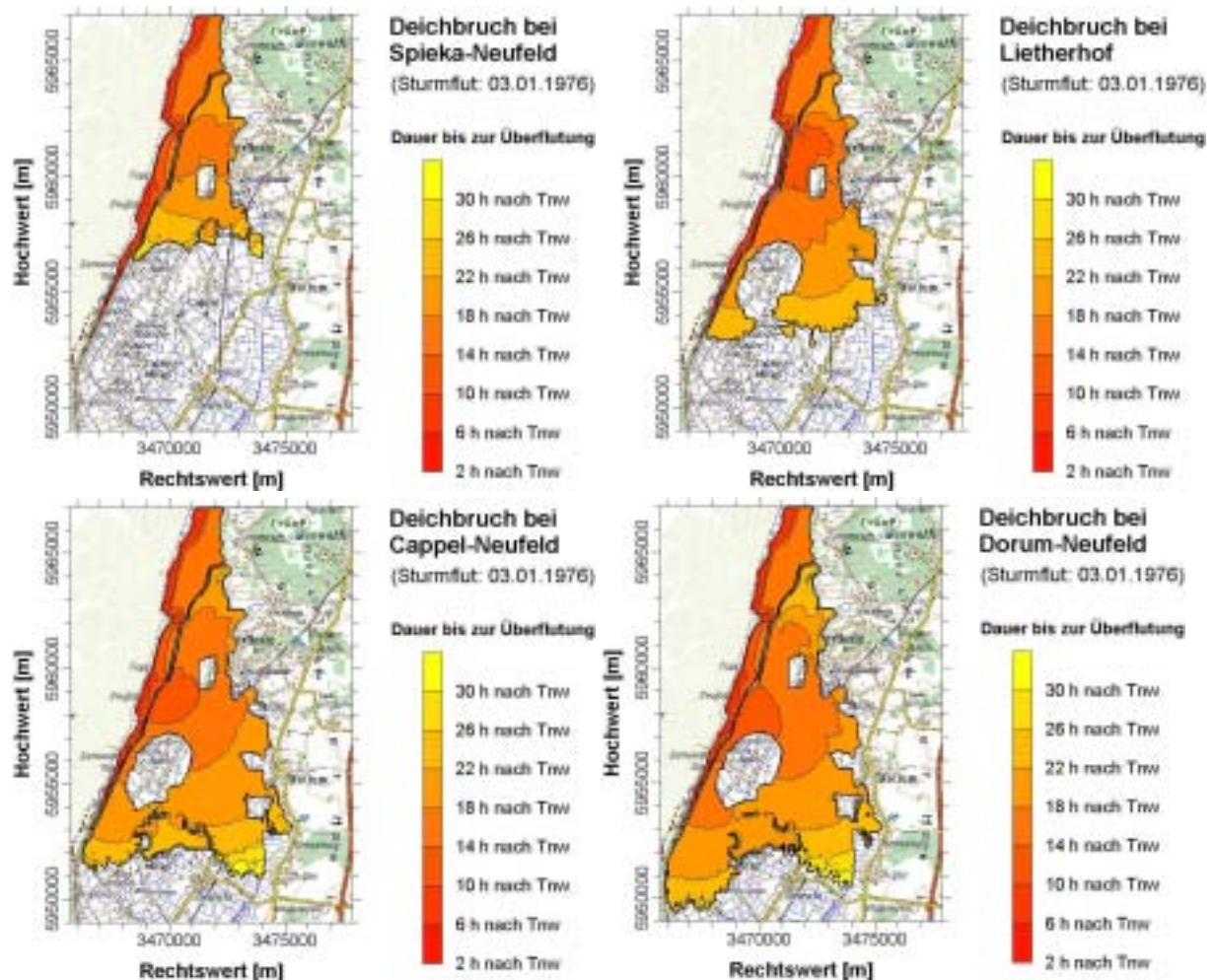


Abbildung 5-20: Dauer bis zur Überflutung im Hinterland bzw. Vorwarnzeit bei Deichbruch an verschiedenen Positionen während der Sturmflut vom 03.01.1976

Die dynamische Analyse des Überflutungsgeschehens ermöglicht außerdem die Abschätzung der nach Deichbruch verbleibenden Vorwarn-/ Evakuierungsdauer im Hinterland. Für die nördlichen der in Abbildung 5-19 ausgewerteten Deichbruchereignisse sind die Vorwarnzeiten in Abbildung 5-20 dargestellt. Es zeigt sich deutlich die Abstufung der Vorwarnzeit um die jeweilige Deichbruchlücke. Etwa 3 Stunden nach Tidehochwasser ist die Flutwelle 2 km in das Hinterland vorgedrungen, nach 7 Stunden reicht sie etwa 4 km ins Hinterland. Aus den einzelnen Karten gleicher Vorwarnzeit für die verschiedenen Deichbruchereignisse läßt sich für jede Position im Hinterland die für den vorbeugenden Katastrophenschutz wichtige Mindestvorwarnzeit, d.h. die minimale Dauer bis zur Überflutung, bestimmen. Für die Deichstrecke zwischen Spieka-Neufeld und Dorumer Neufeld weist Abbildung 5-21 die Mindestvorwarnzeit im Hinterland aus. Für einen bis zur Geländeoberkante reichenden Deichbruch einer Breite von 100 m beträgt die Vorwarnzeit für das mehr als 2 km vom Deich entfernte Hinterland mehr als 3 Stunden (nach Tidehochwasser).

Neben den hier diskutierten Deichbrüchen bei Waddensersiel und im Land Wursten findet sich eine Zusammenstellung dynamischer Überflutungssimulationen für weitere Küstenabschnitte des Jade-Weser-Ästuars in dem in Anhang M beschriebenen internet-basierten Atlas zur Ausweisung von Überflutungsflächen (siehe www.unics.uni-hannover.de/nhgmimai/ueberflutung).

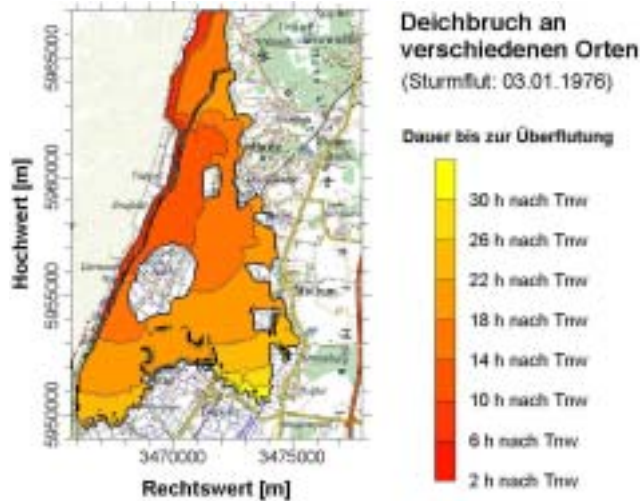


Abbildung 5-21: Mindestdauer bis zur Überflutung im Hinterland bzw. Vorwarnzeit für Deichbrüche zwischen Dorum-Neufeld und Spieka-Neufeld während der Sturmflut vom 03.01.1976

6 Überflutungsschaden an Jade und Weser

6.1 Wertbestand und Nutzung im Hinterland

6.1.1 Wertbestand auf Gemeindeebene

Die Berechnung des Überflutungsschadens in den in Kapitel 5 statisch bzw. dynamisch ausgewiesenen Überflutungsflächen im Hinterland erfordert, wie in Kapitel 3.6.3 dargestellt, eine Ermittlung des Wertbestands in den bei Überflutung betroffenen Küstengemeinden. Zur Ermittlung des Vermögens auf Gemeindeebene nach Gleichung (3-64) sind in Tabelle 6-1 die Einwohnerzahl, die Zahl der Sozialversicherungspflichtigbeschäftigten und der Kraftfahrzeugbestand (Kfz-Bestand), welcher zur Ermittlung des Kfz-Vermögens nötig ist, aufgeführt. In den zwischen Jade und Weser liegenden Gemeinden Butjadingen und Nordenham beträgt die Einwohnerzahl etwa 34.800, die Beschäftigtenzahl etwa 10.300 sowie die Zahl der zugelassenen Kfz etwa 16.900. Die an der Außenweser gelegenen Gemeinden Land Wursten und Nordholz weisen etwa 16.450 Einwohner, 2.250 Beschäftigte und 9.300 Kfz auf. Innerhalb der beiden Teilgebiete ist jedoch, wie Abbildung 6-1 verdeutlicht, eine starke räumliche Variabilität von Bevölkerungs-, Beschäftigungs- und Kfz-Dichte festzustellen, welcher jedoch bei der derzeitigen Auslegung von Küstenschutzanlagen nicht Rechnung getragen wird.

Der nach Gleichung 3-64 über das einwohner- bzw. beschäftigtenbezogene Pro-Kopf-Vermögen berechnete Vermögensbestand der Küstengemeinden spiegelt die starke räumliche Variabilität der Bevölkerungs- und Beschäftigtendichte wider. Tabelle 6-2 und Abbildung 6-2 geben das gemeindespezifische, über alle Wirtschaftszweige aggregierte Nettoanlage- und Vorratsvermögen sowie Bodenwert, Kfz-Vermögen, Wohn- und Hausratsvermögen wieder. Abbildung 6-3 verdeutlicht die starke Konzentration der Vermögenswerte in den Stadtgemeinden Nordenham, Langen und Cuxhaven, was nur zu geringem Teil auf die größere Gemeindefläche zurückgeführt werden kann.

Gemeinde	Einwohnerzahl	Beschäftigtenzahl	Zahl der Kfz
Butjadingen	6.547	1.073	3.534
Nordenham	28.263	9.243	13.374
Cappel	717	24	442
Cuxhaven	53.736	17.559	26.862
Dorum	3.179	782	1.840
Langen	17.895	3.117	10.428
Midlum	1.811	98	1.011
Misselwarden	496	11	291
Mulsum	472	14	277
Nordholz	7.482	1.094	4.156
Padingbüttel	517	27	306
Wremen	1.775	213	963

Tabelle 6-1: Einwohner und Beschäftigte in Butjadingen und Land Wursten
 [Quelle: NIEDERSÄCHSISCHES LANDESAMT FÜR STATISTIK, 2000,
 nach MEYER, 2003]

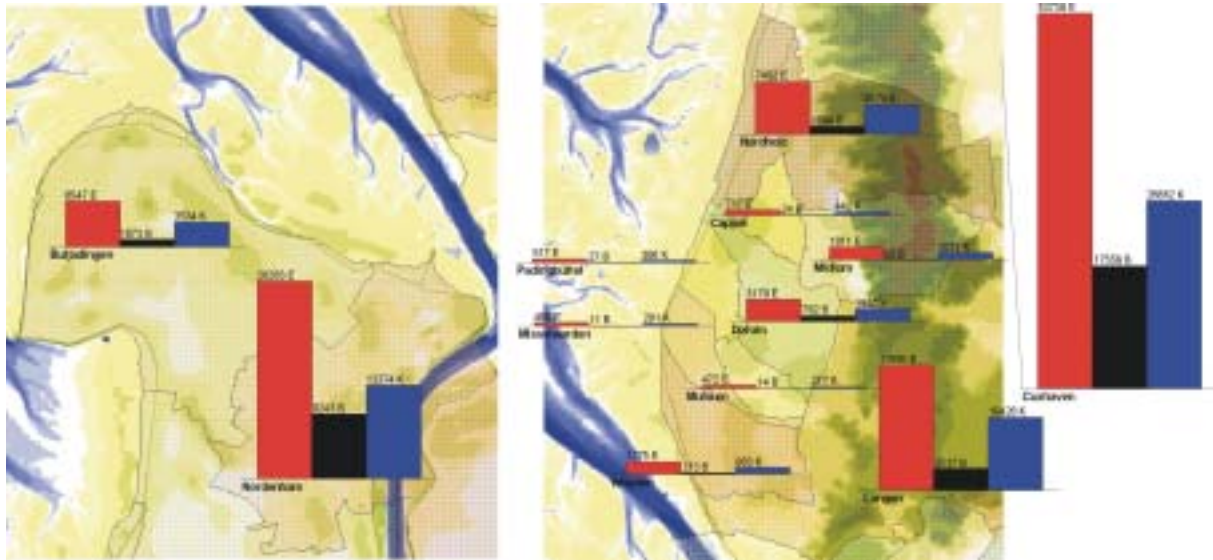


Abbildung 6-1: Einwohner (E), Beschäftigte (B) und Kfz (K) in den Küstengemeinden
 [nach MEYER UND MAI, 2004, MAI ET AL., 2004]

Gemeinde	Nettoanlagevermögen [€]	Vorratsvermögen und Viehvermögen [€]	Bodenwert und öff. Freiflächen [€]	Hausrat- und Wohnvermögen [€]	Kfz-Vermögen [€]
Butjadingen	116.052.836,-	25.316.781,-	371.684.850,-	365.536.009,-	32.144.910,-
Nordenham	915.263.632,-	109.649.607,-	1.038.951.546,-	1.401.594.946,-	121.625.126,-
Cappel	11.102.852,-	813.234,-	34.404.545,-	38.092.884,-	4.023.321,-
Cuxhaven	1.973.835.744,-	146.936.545,-	1.943.941.099,-	2.763.189.805,-	244.422.166,-
Dorum	67.608.029,-	9.548.251,-	114.314.475,-	168.890.336,-	16.738.558,-
Langen	346.552.859,-	36.084.266,-	676.545.698,-	915.056.245,-	94.822.635,-
Midlum	18.647.267,-	3.051.602,-	73.314.544,-	96.484.273,-	9.204.355,-
Misselwarden	8.647.836,-	2.707.915,-	28.138.221,	26.350.767,-	2.647.390,-
Mulsum	8.699.609,-	995.133,-	21.478.146,-	25.077.035,-	2.520.450,-
Nordholz	144.961.735,-	13.221.547,-	202.680.035,-	375.793.875,-	37.826.244,-
Padingbüttel	7.175.777,-	1.032.347,-	28.383.278,-	27.464.861,-	2.786.243,-
Wremen	21.113.001,-	3.110.545,-	66.071.229,-	94.304.561,-	8.763.881,-

Tabelle 6-2: Bestand der Vermögenswerte in den Küstengemeinden
 [nach MEYER UND MAI, 2004]

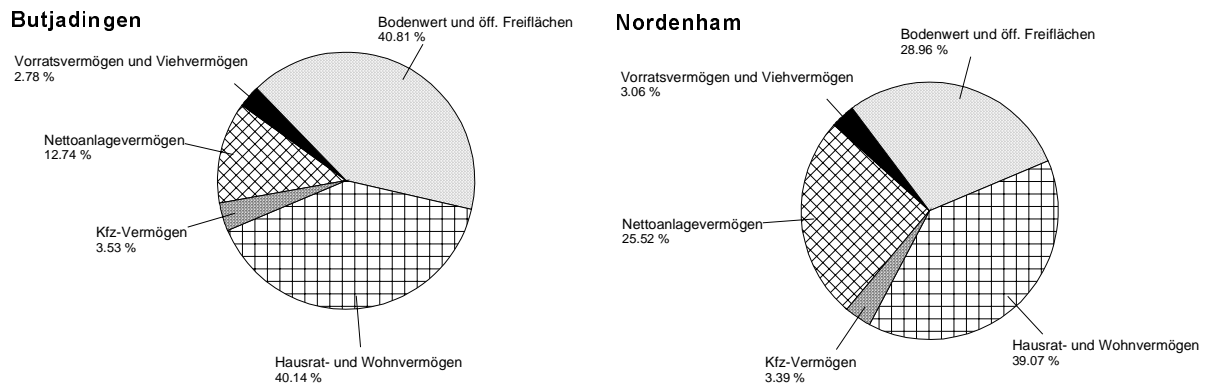


Abbildung 6-2: Übersicht über die Vermögensverteilung in den Küstengemeinden
 Butjadingen und Nordenham

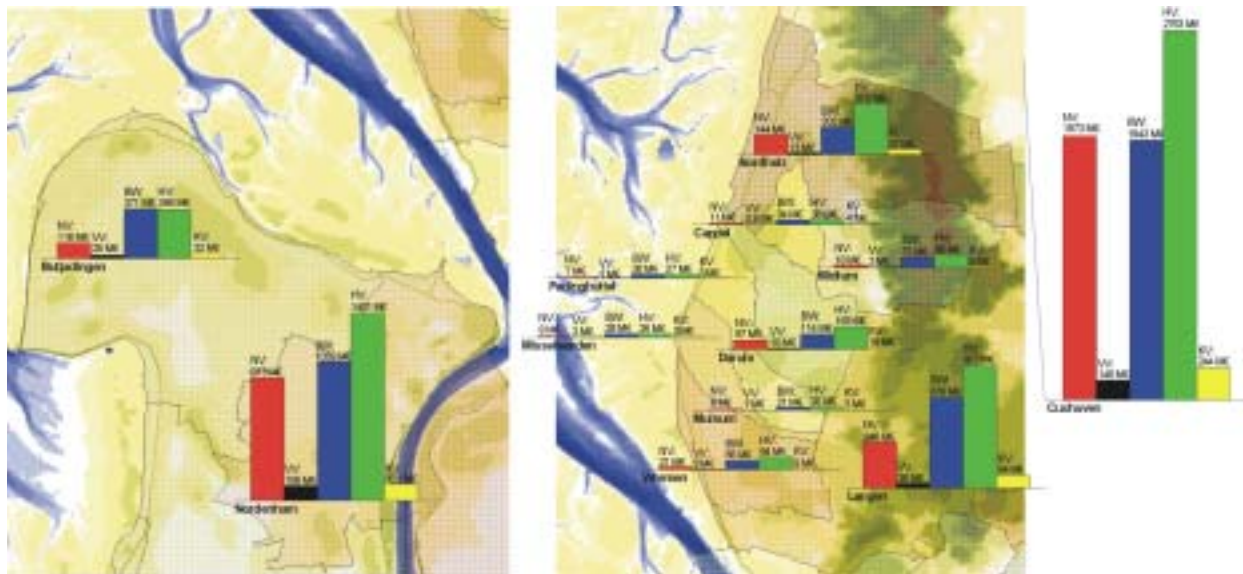


Abbildung 6-3: Vermögensverteilung in den Küstengemeinden (NV: Nettoanlagevermögen, VV: Vorratsvermögen, BW: Bodenwert, HV: Hausrat und Wohnvermögen, KV: Kfz-Vermögen) [nach MEYER UND MAI, 2004]

In allen in Abbildung 6-3 dargestellten Küstengemeinden stellt das Wohnvermögen den bedeutendsten bzw. einen der bedeutendsten Bestandteile des Gemeindevermögens dar. Die Abbildung 6-2 verdeutlicht den Anteil der Vermögensarten am Gesamtvermögen für die landwirtschaftlich geprägte Gemeinde Butjadingen sowie für die gewerblich/industriell geprägte Gemeinde Nordenham. Für die Küstengemeinden an der Außenweser finden sich vergleichbare Darstellungen im Anhang M. Neben dem Wohnvermögen ist in den gewerblich bzw. industriell geprägten Stadtgemeinden das Anlagevermögen ein sehr bedeutender Vermögensbestandteil, während es in den landwirtschaftlich geprägten Gemeinden der Bodenwert ist. Da bei Überflutung der Boden nicht dauerhaft zerstört wird, ergibt sich auch aus diesem Grund bei Stadtgemeinden eine im Vergleich zu ländlichen Gemeinden sehr viel höhere Vulnerabilität, d.h. Schadenserwartung bei Überflutung nach Versagen des Küstenschutzsystems bei Sturmflut. Für die zur Beurteilung des Überflutungsschadens nötige Zuordnung der Vermögensarten zu den im ATKIS-DLM unterschiedenen Nutzungskategorien werden das Anlagevermögen und das Vorratsvermögen in die in Tabelle 6-3 aufgeführten Wirtschaftszweige für die Gemeinden Butjadingen und Nordenham untergliedert. Eine entsprechende Zusammenstellung des nach Wirtschaftszweigen untergliederten Vermögens für die an der Außenweser gelegenen Küstengemeinden findet sich im Anhang M.

Die Unsicherheit der hier angewendeten und in Kapitel 3.6.3 erläuterten mesoskaligen Ermittlung des Gesamtwertbestands einer Küstengemeinde ist aufgrund der nur näherungsweise gültigen Annahme eines landes- bzw. kreisweit konstanten Pro-Kopf-Vermögens erheblich. Erste Abschätzungen lassen eine Unsicherheit bei der Vermögensermittlung bis zu 30 % als möglich erscheinen.

Vermögensart	Gemeinde Butjadingen [€]	Gemeinde Nordenham [€]
Nettoanlagevermögen (NAV) gesamt	116.052.836,23	915.263.631,57
Land- und Forstwirtschaft	29.905.414,50	27.952.808,57
Bergbau	0,00	0,00
Energie- und Wasserversorgung	0,00	0,00
Bergbau, Energie und Wasserversorgung	0,00	0,00
Produzierendes Gewerbe	4.169.824,91	386.171.419,13
Handel, Reparatur	5.993.162,44	41.165.027,92
Gastgewerbe	16.042.908,66	9.049.826,09
Verkehr- und Nachrichtenübermittlung	6.616.457,42	119.839.218,11
Finanzierung, Vermietung, Dienstleister	8.952.860,10	97.584.648,90
Öffentliche und private Dienstleister	44.372.208,20	233.500.682,56
Vorratsvermögen gesamt	3.898.734,91	97.388.183,95
Land- und Forstwirtschaft	0,00	0,00
Bergbau	0,00	0,00
Energie- und Wasserversorgung	0,00	0,00
Bergbau, Energie und Wasserversorgung	0,00	0,00
Produzierendes Gewerbe	816.281,09	75.582.545,13
Handel, Reparatur	2.620.804,56	17.981.006,62
Gastgewerbe	114.865,69	63.731,17
Verkehr- und Nachrichtenübermittlung	32.381,43	562.698,21
Finanzierung, Vermietung, Dienstleister	275.147,00	2.986.258,02
Öffentliche und private Dienstleister	39.255,13	211.944,80
Viehvermögen	21.418.045,15	12.261.422,75
Bodenwert gesamt	370.489.416,33	1.031.542.192,04
Wohnfläche	274.179.367,20	899.865.552,72
Landwirtschaft	95.040.373,70	52.687.945,99
Industrie	1.269.675,43	78.988.693,32
Zeitwert der öffentlichen Freiflächen	1.195.433,74	7.409.353,86
Wohnkapital	232.444.701,17	1.003.178.939,49
Vermögen des Hausrats	133.091.308,24	398.416.006,62
KFZ-Vermögen	32.144.910,43	121.625.126,30

Tabelle 6-3: Bestand der Vermögenswerte in Butjadingen und Nordenham

6.1.2 Klassifikation und Bewertung der Hinterlandnutzung

Innerhalb der Küstengemeinden erfolgt entsprechend der Darstellung in Kapitel 3.6.3 die mesoskalige Verortung des Wertbestands über die im digitalen Landschaftsmodell ATKIS-DLM unterschiedenen Landnutzungsarten. Abbildung 6-4 weist die Hinterlandnutzung beispielhaft für die Küstengemeinden Butjadingen und Nordenham aus. Für die an der Außenweser gelegenen Küstengemeinden ist im Anhang N eine graphische Darstellung der Hinterlandnutzung gegeben. Sowohl in den Küstengemeinden zwischen Jade und Weser als auch in den an der Außenweser gelegenen Gemeinden herrscht die landwirtschaftliche

Nutzung als Grün- bzw. Ackerland vor, wie Tabelle 6-4 bzw. die Tabellen N-1 und N-2 im Anhang N zeigen. Der Flächenanteil der übrigen Nutzungsarten beträgt bis zu 25 % der Gesamtfläche, wie die Integration der Hinterlandflächen gleicher Nutzung zeigt.

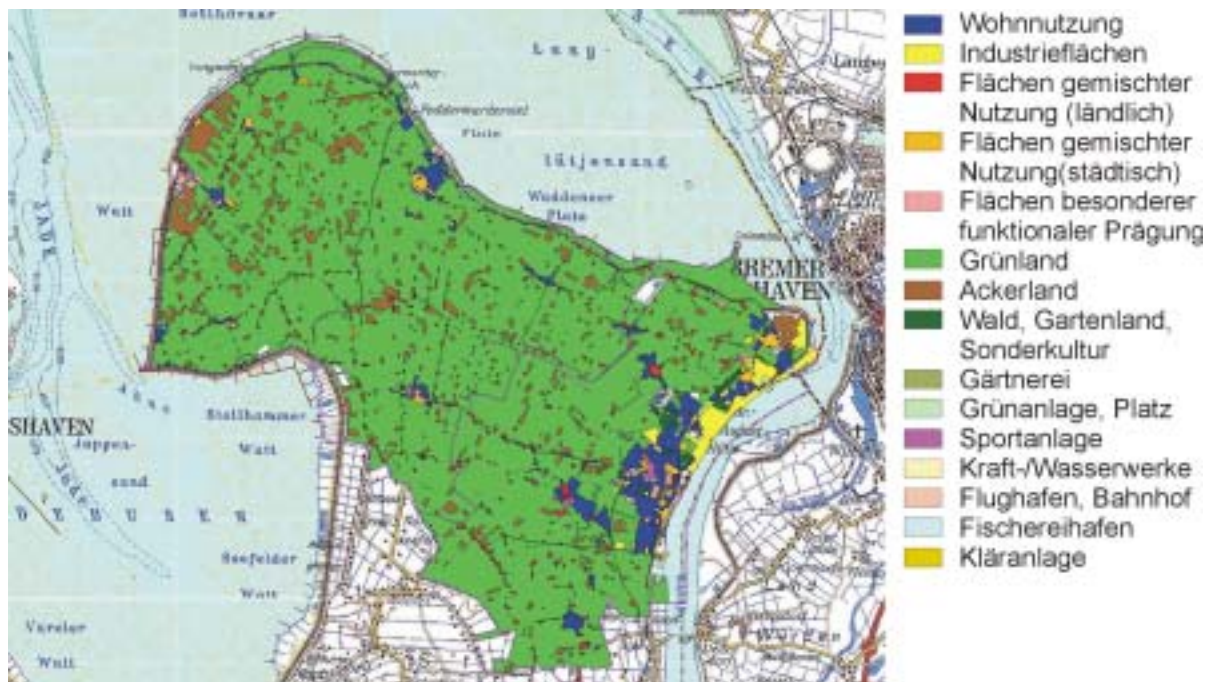


Abbildung 6-4: Landnutzungen in den Küstengemeinden Butjadingen und Nordenham
 [Datenbasis: ATKIS-Objektartenkatalog Basis-DLM, Quelle: LANDES-
 VERMESSUNG UND GEOBASISINFORMATIONEN NIEDERSACHSEN LGN,
 ARBEITSGEMEINSCHAFT DER VERMESSUNGSVERWALTUNGEN ADV, 1997]

Art der Hinterlandnutzung	Gemeinde Butjadingen [ha]	Gemeinde Nordenham [ha]
Ackerland	881,3	294,6
Bergbau, Kraft-, Wasser-, Heizwerk, Umspannstation, Werft	0,3	3,7
Deponie	3,8	56,0
Fischereihafen	2,1	0,0
Flächen besonderer funktionaler Prägung	35,7	48,2
Flächen gemischter Nutzung (ländlich)	277,1	206,8
Flächen gemischter Nutzung (städtisch)	105,8	111,8
Flughafen, Bahnhofsanlage	0,0	15,0
Gärtnerei	0,4	0,9
Grünanlage, Platz	9,9	61,3
Grünland (landwirtschaftliche Nutzung)	10.709,0	6.130,7
Hafen	0,0	28,1
Industrie-Gewerbe-Flächen	6,3	317,8
Kläranlage, Abfallbeseitigungsanlage	6,1	7,7
Sportanlage	17,0	37,4
Wald, Gartenland, Sonderkultur	4,8	119,9
Wohnbaufläche	285,5	715,2

Tabelle 6-4: Hinterlandnutzung in den Küstengemeinden Butjadingen und Nordenham

Flächenmäßig von Bedeutung sind neben den landwirtschaftlichen Flächen auch die Flächen der Wohnnutzung, der gewerblichen/industriellen Nutzung sowie der gemischten Nutzung. Sie werden daher im folgenden näher betrachtet.

Den in Tabelle 6-4 aufgeführten Flächen der Hinterlandnutzung werden die in Tabelle 6-3 aufgeführten Vermögensarten entsprechend dem in Anhang D dargestellten Schema zugeordnet. Aus dem Quotienten des Wertes einer Vermögensart sowie der Gesamtfläche der zugeordneten Hinterlandnutzungen ergeben sich nach (3-65) die in Abbildung 6-5 für die Küstengemeinden Butjadingen und Nordenham dargestellten Einheitswerte der verschiedenen Nutzungsarten im Hinterland. Weitere Darstellungen für die Küstengemeinden Land Wurstens finden sich im Anhang O. Es wird deutlich, daß die Gemeinden nicht nur, wie in Abbildung 6-3 dargestellt, starke Unterschiede in der Vermögensverteilung sondern auch stark unterschiedliche Einheitswerte vergleichbarer Hinterlandnutzungen aufweisen. So ergibt sich beispielsweise der Einheitswert städtischer Flächen gemischter Nutzung in Butjadingen zu ca. 120 €/m², während er in der benachbarten Gemeinde Nordenham ca. 520 €/m² beträgt.

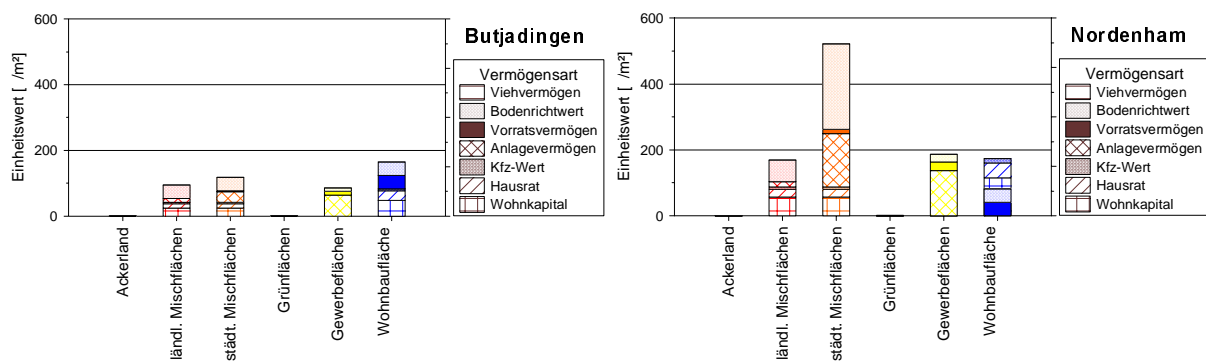


Abbildung 6-5: Vermögensanteile verschiedener Hinterlandnutzungen in den Küstengemeinden Butjadingen und Nordenham [in €/m²]

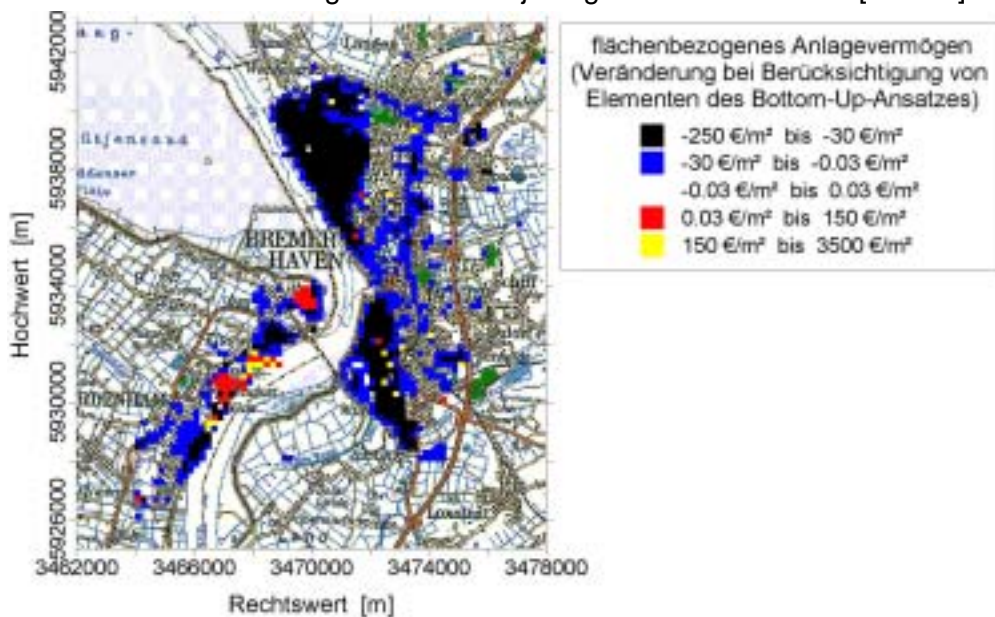


Abbildung 6-6: Unsicherheit in der Verortung des Bruttoanlagevermögens: Differenz zwischen mesoskaliger Wertzuweisung und dem um mikroskalige Elemente erweiterten Gegenstromprinzip [nach KIESE UND LEINWEBER, 2001]

An den Gemeindegrenzen weisen die Einheitswerte vergleichbarer Nutzung bedingt durch das mesoskalige Vorgehen der Werterhebung und Verortung teilweise unrealistisch große Differenzen auf, während sie innerhalb einer Gemeinde nicht mehr variieren. Nach KIESE UND LEINWEBER [2001], welche das dargestellte Top-Down-Verfahren der mesoskaligen Analyse um Elemente des Bottom-Up-Verfahrens der mikroskaligen Analyse zum sog. Gegenstromprinzip erweiterten, kann die Unsicherheit der Wertzuweisung z.B. für das Anlagevermögen zu einer Verminderung bzw. Erhöhung des Einheitswertes um den Faktor $\frac{1}{4}$ bzw. 4 führen. Für die Städte Nordenham und Bremerhaven stellt Abbildung 6-6 diesen Unterschied in dem nach mesoskaliger Verortung bzw. Gegenstromprinzip bestimmten Bruttoanlagevermögen dar. Speziell für die industriellen Produktionsstandorte führt die mesoskalige Wertzuweisung zu einer erheblichen Unterschätzung der Einheitswerte. Ähnliche Ergebnisse ergeben sich auch für die weiteren Vermögensarten [MAI UND VON LIEBERMAN, 2002(b)].

Durch Verschneidung der in Kapitel 5 ermittelten Überflutungsflächen mit dem dargestellten Wertebestand im Küstenhinterland ist sowohl bei statischer als auch bei dynamischer Überflutungsflächenausweisung eine Abschätzung des zu erwartenden Schadens möglich. Eine Darstellung des Schadenspotentials in dem statisch ermittelten potentiellen Überflutungsgebiet ist in Kapitel 6.2 gegeben. Ein Vergleich mit den für die dynamisch ausgewiesenen Überflutungsflächen berechneten Schäden findet sich in Kapitel 6.3.

6.2 Schaden im potentiellen Überflutungsgebiet

Neben der in Kapitel 6.1.2 dargestellten Ermittlung des Wertbestands ist zur Schadensberechnung entsprechend (3-67) eine nutzungsbezogene Analyse der Überflutungsfläche und der Überflutungswassertiefe bzw. bei statischer Analyse der Geländehöhe eine Verschneidung der Abbildung 5-1 und Abbildung 6-4 entsprechend Abbildung 6-7 erforderlich. Als Analysewerkzeug eignet sich z.B. die im GIS ARCVIEW unter AVENUE realisierte Routine FLOOD-ANALYSER [ELSNER, 2002].

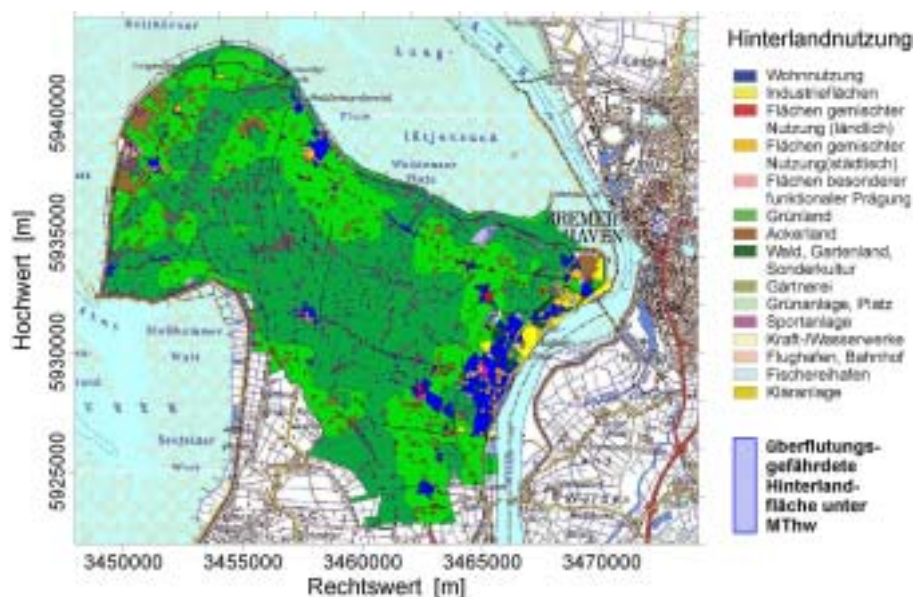
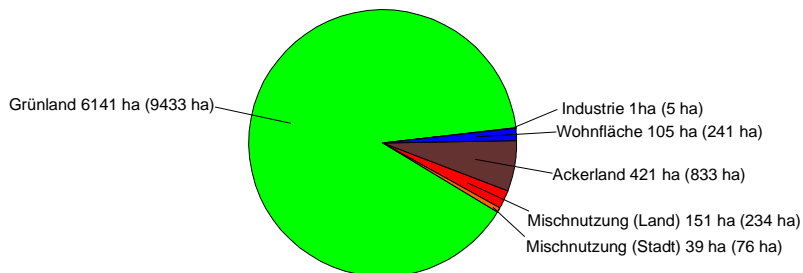


Abbildung 6-7: Verschneidung der Nutzungskartierung mit der überflutungsgefährdeten Fläche (hier: unter MThw)

Die nutzungsbezogene Analyse der Überflutungsfläche zeigt, daß in den Überflutungsgebieten unter MThw überwiegend landwirtschaftliche Nutzungen, insbesondere Grünland, dominieren, während unter HHThw auch große Teile der bebauten Flächen, d.h. Wohngebiete, Flächen gemischter Nutzung und Industrieflächen liegen. Die Abbildung 6-8 und die Abbildung 6-9 zeigen die Anteile der Haupthinterlandnutzungen an der Überflutungsfläche unter MThw bzw. HHThw für die Küstengemeinden Butjadingen und Nordenham. Weitere Darstellungen für Land Wursten finden sich im Anhang P.

Butjadingen: Flächennutzungen unter MThw (bzw. MThw + 1 m)



Nordenham: Flächennutzungen unter MThw (bzw. MThw + 1 m)

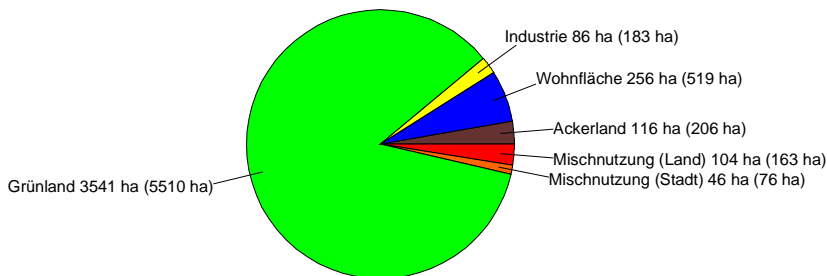
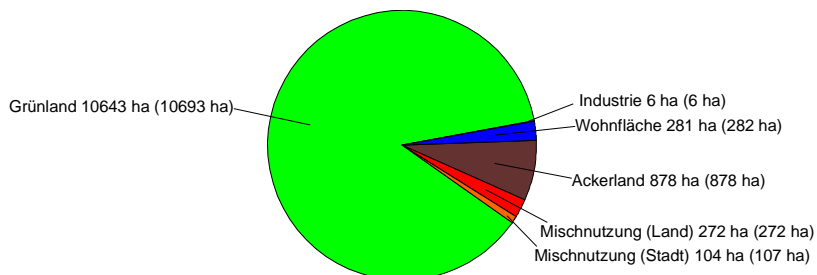


Abbildung 6-8: Betroffene Hauptnutzungsanteile im Überflutungsgebiet unter MThw (bzw. unter MThw + 1 m) der Gemeinden Butjadingen (oben) und Nordenham (unten)

Butjadingen: Flächennutzungen unter HHThw (bzw. HHThw + 1 m)



Nordenham: Flächennutzungen unter HHThw (bzw. HHThw + 1 m)

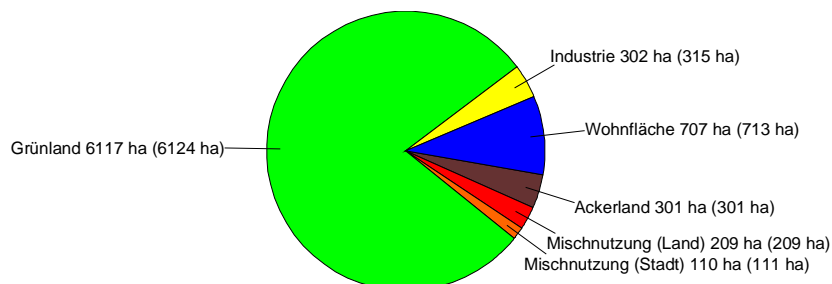


Abbildung 6-9: Betroffene Hauptnutzungsanteile im Überflutungsgebiet unter HHThw (bzw. unter HHThw + 1 m) der Gemeinden Butjadingen (oben) und Nordenham (unten)

Für die Küstengemeinden Butjadingen und Nordenham stellen die Abbildung 6-10 und die Abbildung 6-11 Klassifizierungen der Haupthinterlandnutzungen nach Geländehöhe dar. Weitere Darstellungen für die Küstengemeinden Land Wurstens finden sich im Anhang P. Die mittlere Überflutungswassertiefe des unter MThw liegenden Küstengebiets beträgt für Butjadingen 0,9 m und für Nordenham 1,5 m. Bei HHThw beträgt die mittlere Überflutungswassertiefe im betroffenen Küstengebiet 3,9 m in Butjadingen und 4,7 m in Nordenham. Eine Zusammenstellung der mittleren Überflutungswassertiefe für verschiedene Nutzungen des Hinterlands ist für einen Überflutungswasserstand von MThw bzw. MThw + 1 m in Tabelle 6-5 sowie für einen Überflutungswasserstand von HHThw bzw. HHThw + 1 m in Tabelle 6-6 gegeben. Aus der Überflutungswassertiefe ergibt sich unter Verwendung der in Kapitel 3.6.4 dargestellten Schadensfunktionen für die verschiedenen Vermögensarten der mittlere Schädigungsgrad. Unter Verwendung der von SCHMIDTKE abgeleiteten, in Abbildung 3-35 dargestellten Schadensfunktionen sind für die in Abbildung 6-10 bzw. Abbildung 6-11 aufgeführten Überflutungswassertiefen die in Abbildung 6-12 und Abbildung 6-13 dargestellten mittleren Schädigungen einzelner Vermögensanteile der Hauptnutzungen zu erwarten. Diese sind außerdem in Tabelle 6-7 und Tabelle 6-8 zusammengefaßt. Unter der Annahme einer Überflutung der Gemeinden Butjadingen und Nordenham bis zum MThw ergibt sich für die maßgeblichen Vermögensbestände auf landwirtschaftlichen Flächen, d.h. für das Viehvermögen, ein Schädigungsgrad von etwa 25 %, welcher sich unter der Annahme einer Überflutung bis zum HHThw auf 100 % erhöht.

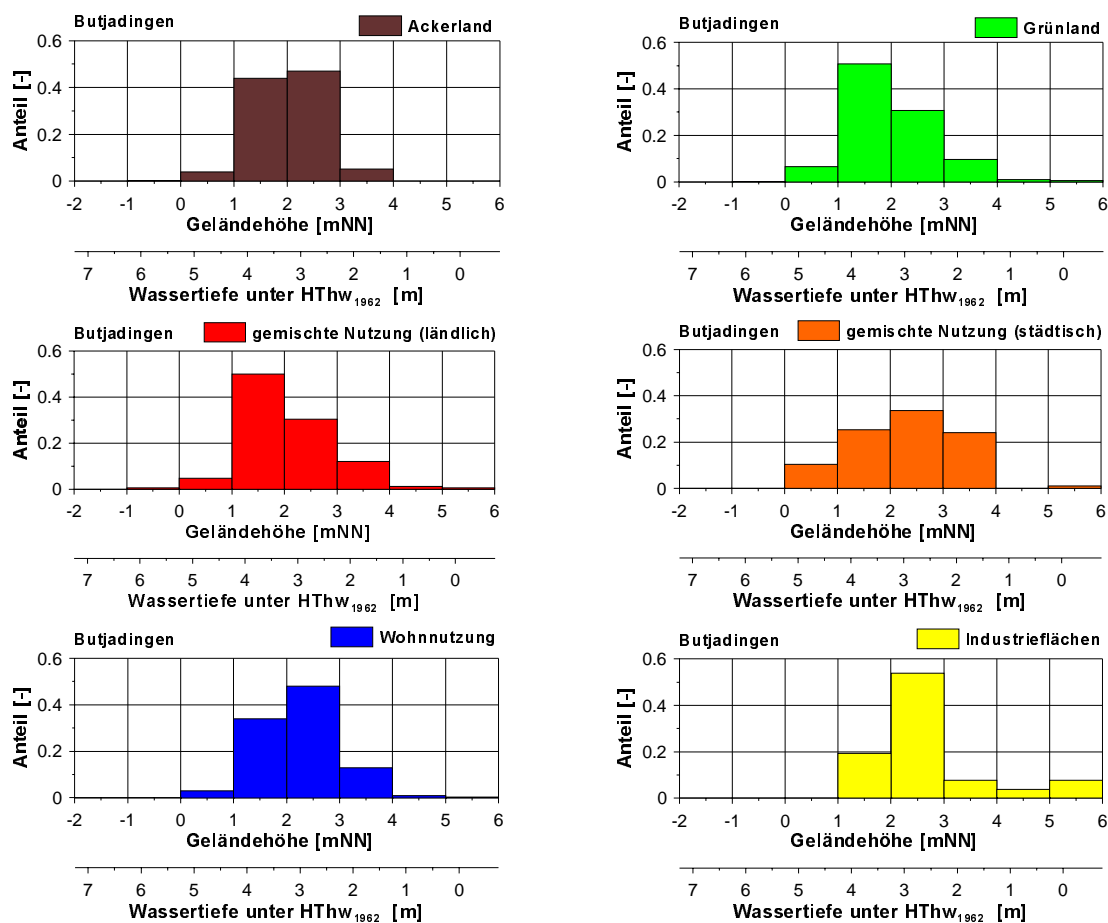


Abbildung 6-10: Höhenklassifizierung der bedeutendsten Hinterlandnutzungen im potentiellen Überflutungsgebiet Butjadingens

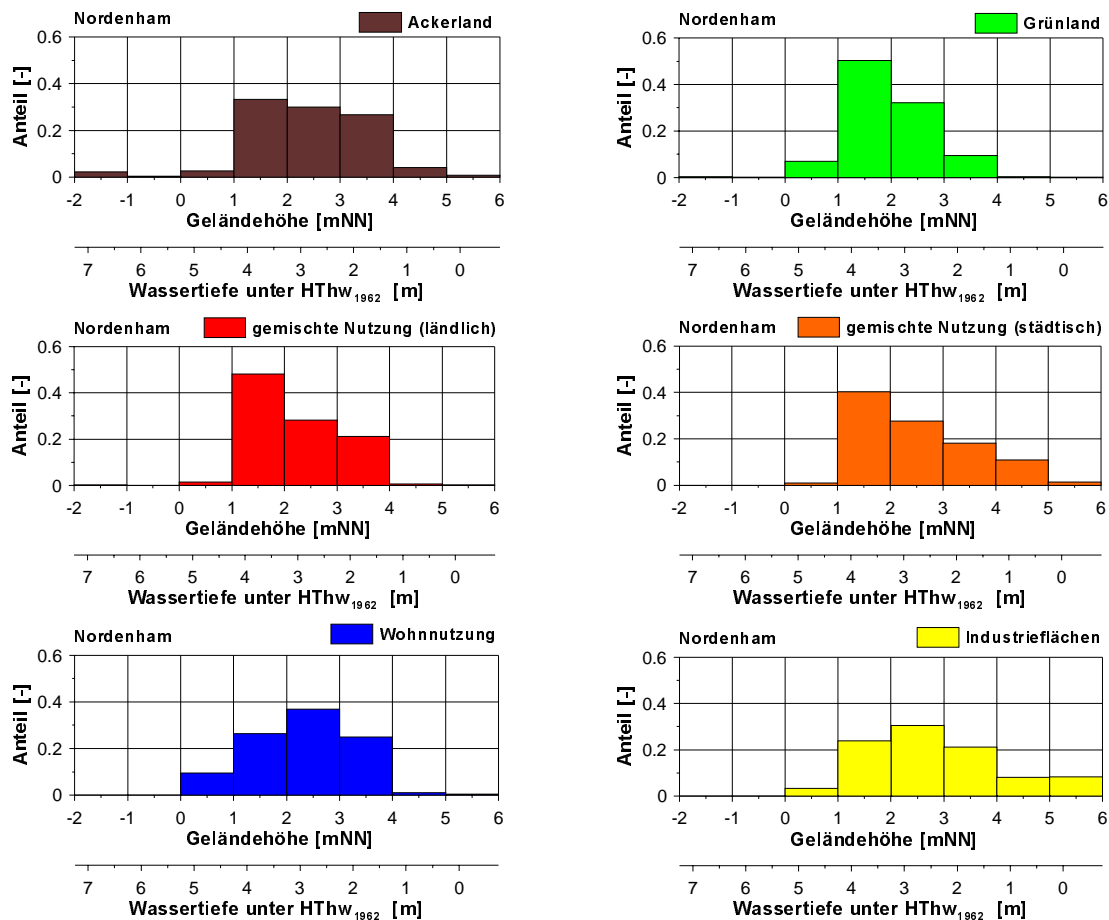


Abbildung 6-11: Höhenklassifizierung der bedeutendsten Hinterlandnutzungen im potentiellen Überflutungsgebiet Nordenhams

Gemeinde	Mittlere Überflutungswassertiefe im Überflutungsgebiet bei einem Überflutungswasserstand von MThw (bzw. von MThw + 1m)					
	Ackerland	Grünland	Gemischte Flächen		Wohnfläche	Gewerbefläche
	[m]	[m]	städtisch [m]	ländlich [m]	[m]	[m]
Butjadingen	0,77 (1,23)	0,80 (1,41)	0,97 (1,35)	0,78 (1,39)	0,76 (1,15)	0,68 (0,94)
Nordenham	0,93 (1,38)	0,82 (1,41)	0,70 (1,29)	0,72 (1,35)	0,94 (1,30)	0,80 (1,21)
Cappel	0,68 (0,78)	0,68 (0,72)	- (-)	0,68 (0,70)	0,68 (0,75)	- (-)
Cuxhaven	0,80 (1,33)	0,93 (1,48)	0,83 (1,09)	0,84 (1,26)	0,75 (0,84)	0,94 (1,15)
Dorum	0,68 (0,84)	0,69 (0,85)	- (0,68)	0,68 (0,93)	0,18 (0,70)	- (0,68)
Langen	0,72 (1,16)	0,97 (1,32)	- (0,68)	1,14 (1,52)	0,82 (0,88)	- (-)
Midlum	1,46 (1,51)	1,47 (1,12)	- (-)	0,68 (0,69)	0,68 (0,81)	- (-)
Misselwarden	0,68 (0,78)	0,72 (0,84)	- (-)	0,68 (0,80)	0,68 (0,94)	- (0,68)
Mulsum	- (0,68)	- (0,68)	- (-)	- (0,68)	- (0,68)	- (0,68)
Nordholz	0,85 (1,18)	0,77 (1,10)	- (0,68)	0,84 (0,95)	0,44 (0,84)	- (0,68)
Padingbüttel	0,68 (0,79)	0,79 (0,89)	- (0,68)	0,68 (0,70)	0,68 (0,71)	- (0,68)
Wremen	0,68 (1,02)	0,85 (1,06)	- (0,68)	0,68 (1,25)	0,68 (1,38)	0,68 (1,43)

Tabelle 6-5: Nutzungsklassifizierte mittlere Überflutungswassertiefe in Butjadingen und in Land Wursten bei einem Überflutungswasserstand von MThw (bzw. MThw + 1 m)

Gemeinde	Mittlere Überflutungswassertiefe im Überflutungsgebiet bei einem Überflutungswasserstand von HHThw (bzw. von HHThw + 1m)					
	Ackerland	Grünland	Gemischte Flächen		Wohnfläche	Gewerbefläche
	[m]	[m]	städtisch [m]	ländlich [m]	[m]	[m]
Butjadingen	3,92 (4,92)	3,96 (4,94)	3,65 (4,53)	3,90 (4,90)	3,70 (4,68)	3,24 (4,09)
Nordenham	3,56 (4,56)	4,01 (5,00)	3,43 (4,40)	3,74 (4,74)	3,62 (4,59)	3,11 (3,96)
Cappel	3,27 (4,27)	2,91 (3,91)	- (-)	2,91 (3,91)	3,17 (4,17)	- (-)
Cuxhaven	3,75 (4,68)	3,68 (4,61)	3,00 (3,90)	3,63 (4,57)	3,07 (3,95)	3,13 (4,13)
Dorum	2,92 (3,92)	3,29 (4,28)	3,43 (4,43)	3,05 (4,05)	2,70 (4,08)	3,40 (4,40)
Langen	2,71 (3,29)	2,73 (3,58)	1,27 (1,74)	1,90 (2,55)	2,11 (2,75)	0,93 (1,39)
Midlum	3,62 (4,51)	3,33 (4,29)	- (-)	2,35 (3,20)	2,62 (3,47)	- (-)
Misselwarden	3,52 (4,52)	3,52 (4,51)	- (-)	3,57 (4,57)	3,71 (4,71)	3,45 (4,45)
Mulsum	2,92 (3,92)	2,99 (3,99)	- (-)	3,21 (4,21)	3,22 (4,22)	3,45 (4,45)
Nordholz	3,58 (4,50)	3,11 (4,02)	1,18 (1,57)	3,10 (4,06)	1,78 (3,28)	2,45 (2,25)
Padingbüttel	3,34 (4,34)	3,49 (4,49)	- (-)	3,27 (4,27)	3,46 (4,46)	3,45 (4,45)
Wremen	3,45 (4,44)	3,33 (4,33)	- (-)	3,95 (4,95)	4,12 (5,04)	4,20 (5,20)

Tabelle 6-6: Nutzungsklassifizierte mittlere Überflutungswassertiefe in Butjadingen und in Land Wursten bei einem Überflutungswasserstand von HHThw (bzw. HHThw + 1 m)

Im Vergleich zu den landwirtschaftlichen Flächen weisen die industriell geprägten Hinterlandflächen für den maßgeblichen Vermögensanteil, d.h. das Nettoanlagevermögen (NAV), bei Überflutung bis zum MThw einen Schädigungsgrad von ca. 18 % auf, während er bei Überflutung bis zum HHThw auf ca. 50 % für die Stadt Nordenham und bis auf ca. 60 % für die Gemeinde Butjadingen ansteigt. In den bei MThw bzw. HHThw überfluteten, zu Wohnzwecken genutzten Hinterlandflächen ergibt sich ein Schädigungsgrad der maßgeblichen Vermögensart, dem Wohnvermögen, zu ca. 20 % bzw. 100 %.

Die dargestellten Berechnungen des Schädigungsgrads zeigen deutlich die Notwendigkeit der Berücksichtigung der Nichtlinearität der Schadensfunktionen. So ergibt sich bei Umrechnung der mittleren Überflutungswassertiefe im Bereich des landwirtschaftlich genutzten Hinterlandes für den Schädigungsgrad ein Wert von ca. 23 %, während die Berücksichtigung der relativen Häufigkeit der Überflutungswassertiefen zu einem Schädigungsgrad von ca. 29 % führt.

Da die in Kapitel 3.6.4 gegebenen Schadensfunktionen große Streuungen aufweisen, ist die Berechnung des mittleren Schädigungsgrads mit einer im Vergleich zur im Kapitel 6.1 dargestellten Ermittlung des Wertbestands großen Unsicherheit verbunden. Beispielhaft zeigt die Abbildung 6-14 die unter Voraussetzung verschiedener, bereits veröffentlichter Schadensfunktionen für Wohngebiete in Butjadingen zu erwartende mittlere Schädigung des Wohnvermögens. So beträgt die mittlere Schädigung des Wohnvermögens bei Überflutung bis zum MThw je nach Schadensfunktion von 2 % bis zu 15 % bzw. bei Überflutung bis zum HHThw von 50 % bis 90 %.

Aus den in Abbildung 6-9 dargestellten von Überflutung betroffenen Hinterlandflächen verschiedener Nutzungen, ihrem in Kapitel 6.1 aufgeführten Einheitswert sowie dem mittleren Schädigungsgrad folgt der potentielle Überflutungsschaden.

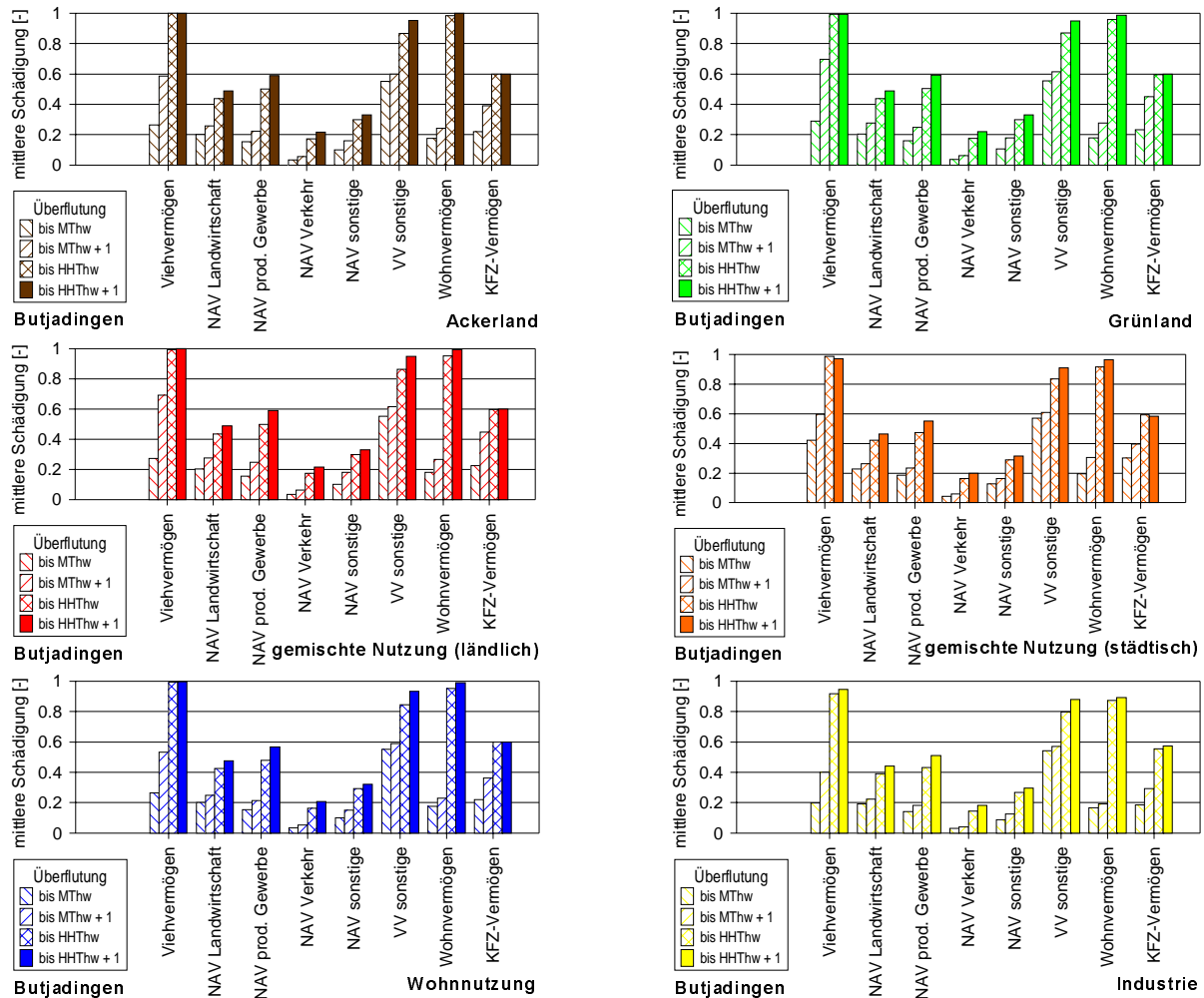


Abbildung 6-12: Mittlerer Schädigungsgrad der Vermögensanteile der Hauptnutzungsarten im potentiellen Überflutungsgebiet Butjadingens

Gemeinde	Mittlerer Schädigungsgrad im Überflutungsgebiet bei einem Überflutungswasserstand von MThw (bzw. von MThw + 1m)					
	Ackerland	Grünland	Gemischte Flächen		Wohnfläche	Gewerbefläche
	[-]	[-]	städtisch [-]	ländlich [-]	[-]	[-]
Butjadingen	- (-)	0,29 (0,70)	0,19 (0,26)	0,18 (0,27)	0,18 (0,24)	0,20 (0,24)
Nordenham	- (-)	0,29 (0,69)	0,12 (0,19)	0,18 (0,25)	0,20 (0,30)	0,21 (0,26)
Cappel	- (-)	0,20 (0,23)	- (-)	0,17 (0,17)	0,17 (0,18)	- (-)
Cuxhaven	- (-)	0,36 (0,69)	0,14 (0,18)	0,20 (0,26)	0,18 (0,19)	0,23 (0,25)
Dorum	- (-)	0,21 (0,33)	- (0,16)	0,17 (0,20)	0,17 (0,17)	- (0,21)
Langen	- (-)	0,41 (0,58)	- (0,16)	0,23 (0,37)	0,19 (0,20)	- (-)
Midlum	- (-)	0,59 (0,39)	- (-)	0,17 (0,17)	0,17 (0,18)	- (-)
Misselwarden	- (-)	0,23 (0,32)	- (-)	0,17 (0,19)	0,17 (0,20)	- (0,21)
Mulsum	- (-)	- (0,20)	- (-)	- (0,17)	- (0,17)	- (0,21)
Nordholz	- (-)	0,26 (0,49)	- (0,14)	0,21 (0,21)	0,25 (0,20)	- (0,20)
Padingbüttel	- (-)	0,28 (0,34)	- (-)	0,17 (0,17)	0,17 (0,17)	- (0,21)
Wremen	- (-)	0,33 (0,45)	- (-)	0,17 (0,24)	0,17 (0,25)	0,21 (0,32)

Tabelle 6-7: Mit den Vermögensanteilen gewichteter mittlerer Schädigungsgrad der Hauptnutzungsarten im unter MThw (bzw. MThw + 1 m) liegenden Überflutungsgebiet

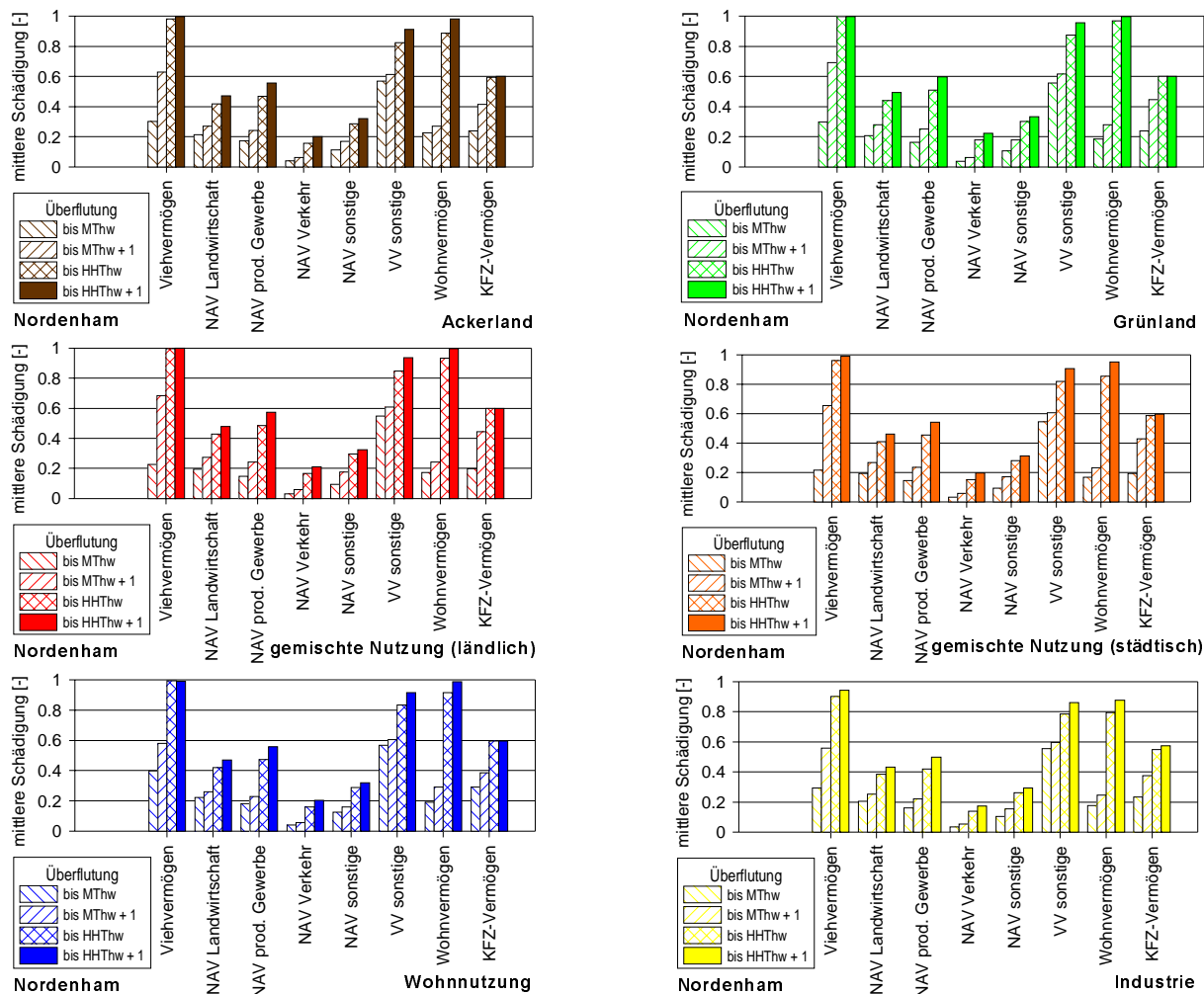


Abbildung 6-13: Mittlerer Schädigungsgrad der Vermögensanteile der Hauptnutzungsarten im potentiellen Überflutungsgebiet Nordenham

Gemeinde	Mittlerer Schädigungsgrad im Überflutungsgebiet bei einem Überflutungswasserstand von HHThw (bzw. von HHThw + 1m)					
	Ackerland	Grünland	Gemischte Flächen		Wohnfläche	Gewerbefläche
	[-]	[-]	städtisch [-]	ländlich [-]	[-]	[-]
Butjadingen	- (-)	0,99 (0,99)	0,64 (0,68)	0,80 (0,84)	0,92 (0,96)	0,48 (0,56)
Nordenham	- (-)	0,99 (0,99)	0,46 (0,52)	0,83 (0,88)	0,89 (0,95)	0,45 (0,52)
Cappel	- (-)	0,90 (0,98)	- (-)	0,68 (0,75)	0,87 (0,89)	- (-)
Cuxhaven	- (-)	0,93 (0,97)	0,45 (0,52)	0,70 (0,74)	0,82 (0,88)	0,46 (0,54)
Dorum	- (-)	0,98 (1,00)	0,69 (0,71)	0,69 (0,78)	0,88 (0,94)	0,51 (0,60)
Langen	- (-)	0,85 (0,92)	0,27 (0,34)	0,44 (0,59)	0,55 (0,63)	0,24 (0,30)
Midlum	- (-)	0,95 (0,98)	- (-)	0,58 (0,69)	0,70 (0,80)	- (-)
Misselwarden	- (-)	1,00 (1,00)	- (-)	0,82 (0,83)	0,96 (0,96)	0,52 (0,61)
Mulsum	- (-)	1,00 (1,00)	- (-)	0,80 (0,86)	0,90 (0,96)	0,52 (0,61)
Nordholz	- (-)	0,91 (0,96)	0,22 (0,28)	0,69 (0,76)	0,72 (0,73)	0,38 (0,36)
Padingbüttel	- (-)	1,00 (1,00)	- (-)	0,76 (0,81)	0,96 (0,96)	0,52 (0,61)
Wremen	- (-)	0,98 (1,00)	- (-)	0,85 (0,87)	0,96 (0,95)	0,58 (0,67)

Tabelle 6-8: Mit den Vermögensanteilen gewichteter mittlerer Schädigungsgrad der Hauptnutzungsarten im unter HHThw (bzw. HHThw + 1 m) liegenden Überflutungsgebiet

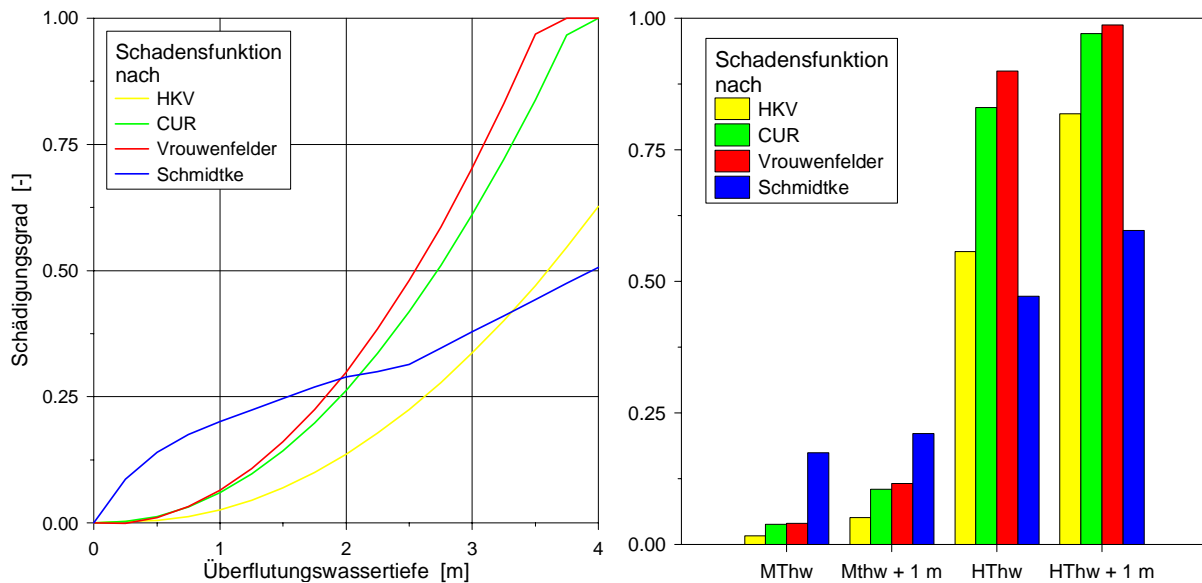


Abbildung 6-14: Sensitivität des mittleren Schädigungsgrads im potentiellen Überflutungsgebiet (rechts) gegenüber der Parametrisierung der Schadensfunktion für Wohnkapital (links)

Für die Gemeinden Butjadingen und Nordenham beträgt der potentielle Schaden bei Überflutung bis zum mittleren Tidehochwasser etwa 210 Mio. €. Dagegen weisen die Gemeinden Nordholz und Langen sowie die Samtgemeinde Land Wursten einen bei MThw vergleichsweise geringen Schaden von 26,5 Mio. € auf. Eine Überflutung bis zum höchsten Tidehochwasserstand führt zu mehr als einer Verzehnfachung des potentiellen Schadens. Für Butjadingen und Nordenham beträgt er etwa 2,1 Mrd. €. Für Nordholz, Langen und Land Wursten sind etwa 795 Mio. € zu erwarten. Ein Wasserstandsanstieg um 1 m führt zu einer Verdreifachung des potentiellen Schadens bei Überflutung bis zum MThw. Der Anstieg des HHThw wirkt sich im Vergleich dazu mit einer Steigerung des potentiellen Schadens um 10 % nur gering aus. Für die einzelnen Küstengemeinden gibt die Abbildung 6-15 eine Zusammenstellung der potentiellen Schäden.

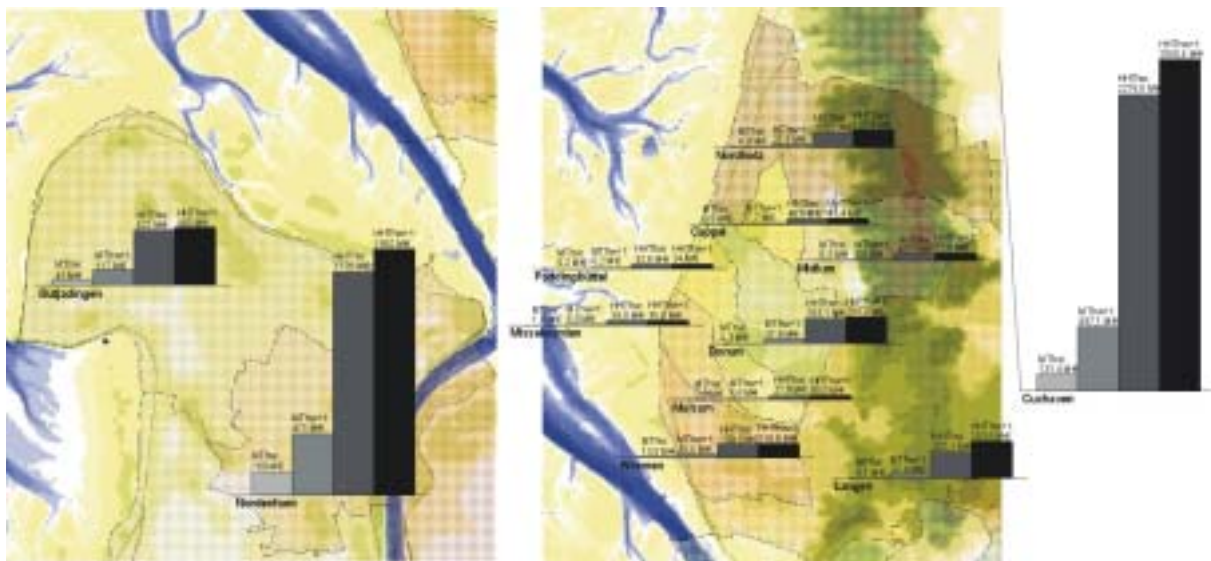


Abbildung 6-15: Schaden im potentiellen Überflutungsgebiet

6.3 Überflutungsschaden bei Deichversagen

6.3.1 Betroffene Nutzungen im Hinterland

Die in Kapitel 6.2 ermittelten Vermögensschäden im potentiellen Überflutungsgebiet stellen nur eine Obergrenze dar, da ein einzelner Deichbruch, wie ein Vergleich des Kapitel 5.1 mit dem Kapitel 5.2 zeigt, zu einer erheblich geringeren überfluteten Fläche als der potentiellen Überflutungsfläche führt. Über die Schadensanalyse im potentiellen Überflutungsgebiet hinausgehend ist auf der Grundlage der dynamischen Ausweisung von Überflutungsgebieten auch eine dynamische Betroffenheitsanalyse der verschiedenen Hinterlandnutzungen möglich. Dazu erfolgt ähnlich wie bei der in Kapitel 6.2 dargestellten nutzungsbezogenen Betroffenheitsanalyse für das potentielle Überflutungsgebiet zu verschiedenen Zeitpunkten nach Eintreten eines Deichbruchs ein Verschneiden der überfluteten Fläche und der kartierten Nutzungen. Abbildung 6-16 verdeutlicht dieses Vorgehen beispielhaft für den in Abbildung 5-6 analysierten Deichbruch bei Waddensersiel in der Gemeinde Butjadingen. Die Auswertung dieses Verschneidens für unterschiedliche Nutzungsarten liefert schließlich als Ergebnis der dynamischen Betroffenheitsanalyse Zeitreihen der überfluteten Flächen verschiedener Nutzung.

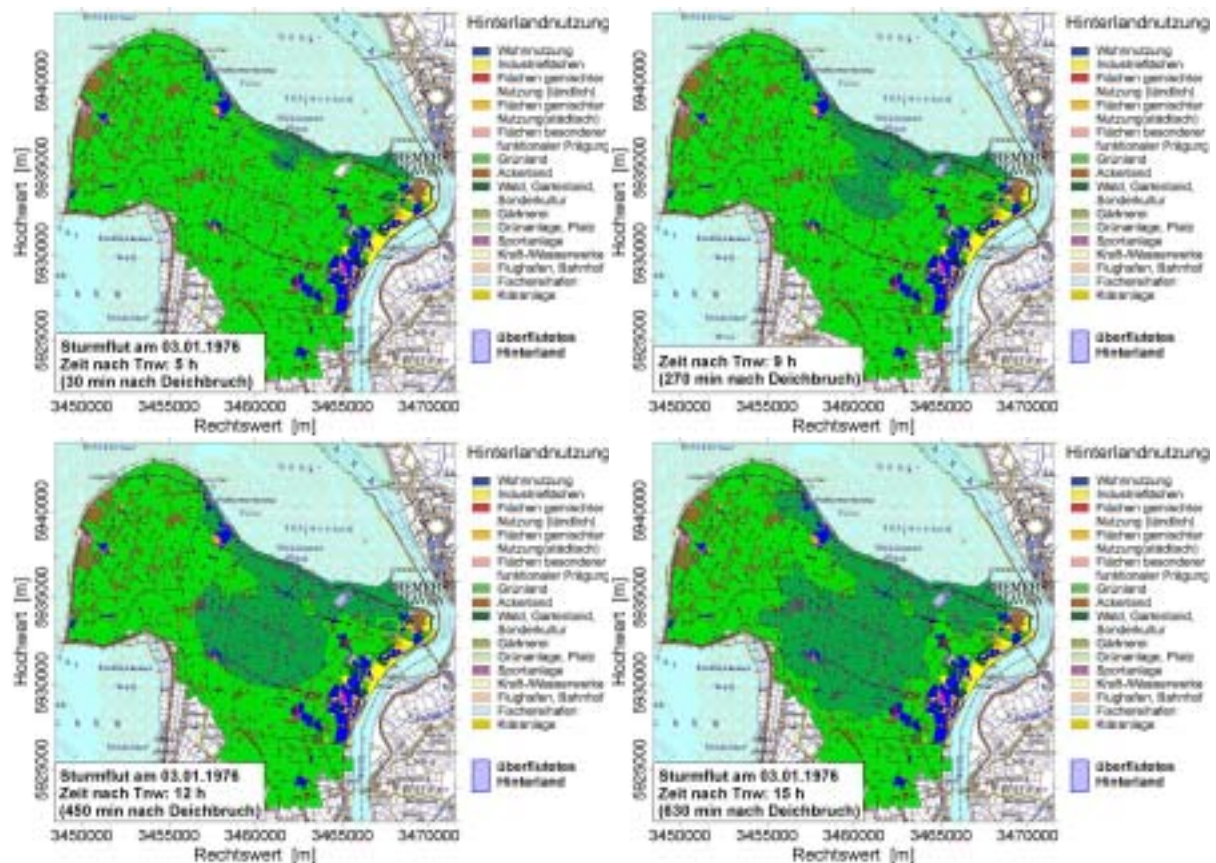


Abbildung 6-16: Verschneiden von Nutzungskartierung und überfluteter Fläche in Abhängigkeit vom Zeitpunkt nach Eintreten eines Deichbruchs bei Waddensersiel in der Gemeinde Butjadingen während der Sturmflut vom 03.01.1976

Damit ist ähnlich der Analyse der Abhängigkeit der überfluteten Gesamtfläche von den Abmessungen der Deichbruchlücke (vgl. Abbildung 5-12 und Abbildung 5-13), dem Aufbau des Küstenschutzsystems (vgl. Abbildung 5-16) sowie dem Sturmflutgeschehen (vgl. Abbildung 5-17 und Abbildung 5-18) eine vergleichbare Sensitivitätsstudie auch für die nach Nutzung differenzierte Hinterlandfläche möglich. Der Einfluß der Abmessungen der Deichbruchlücke auf die Überflutung der Hauptnutzungen im Hinterland der Gemeinde Butjadingen ist für verschiedene Tiefen der Bruchlücke in Abbildung 6-17 und für verschiedene Bruchlückenbreiten in Abbildung 6-18 dargestellt. Die Vergrößerung der Tiefe der Deichbruchlücke wirkt sich überproportional auf die Ausdehnung der von Überflutung betroffenen Hinterlandflächen mit Wohnbaunutzung aus.

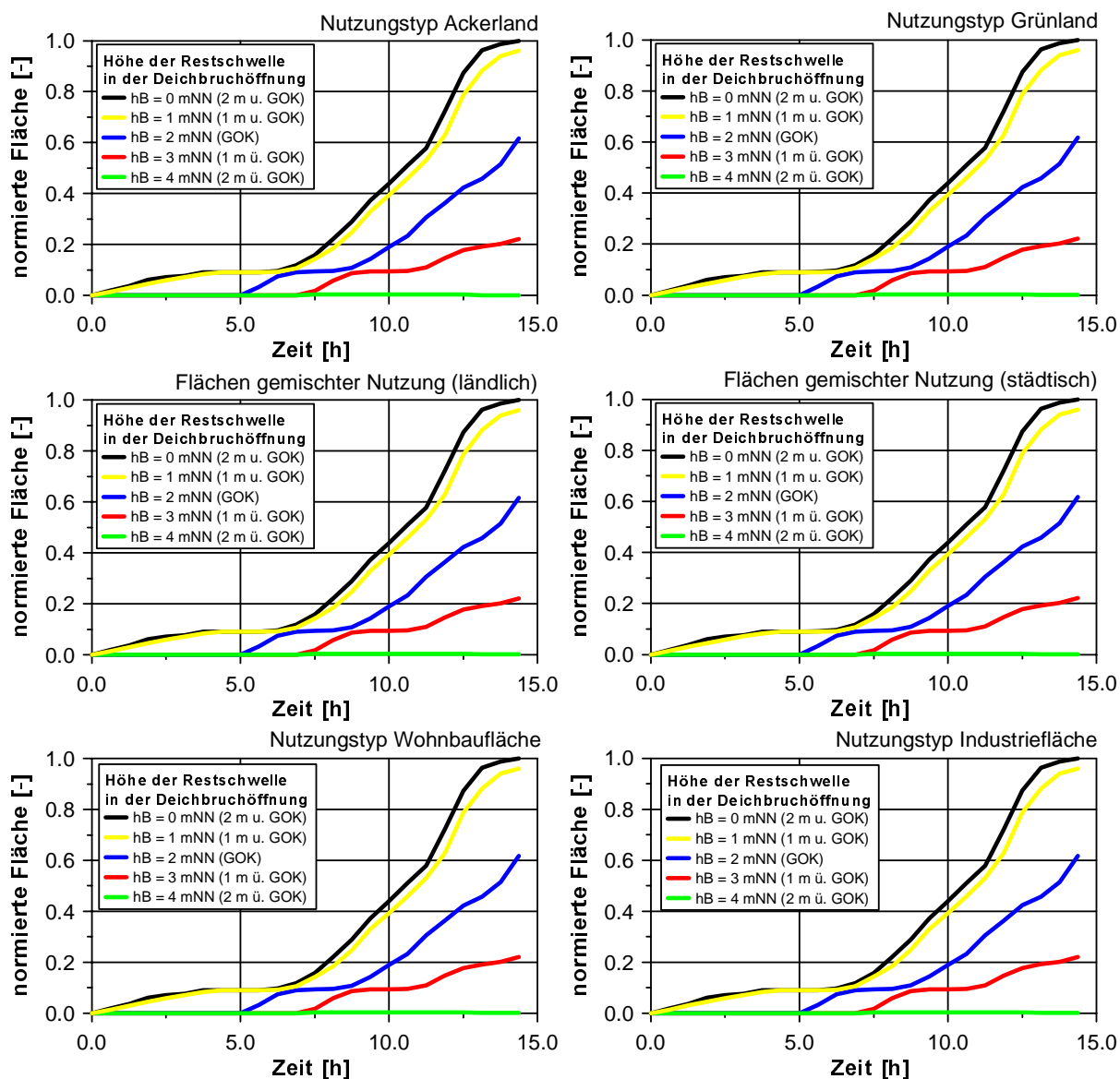


Abbildung 6-17: Überflutete Hinterlandflächen verschiedener Nutzung in der Gemeinde Butjadingen nach Deichbruch auf einer Länge von 235 m bei Waddensersiel während der Sturmflut vom 03.01.1976 für verschiedene Tiefen der Bruchlücke als Funktion der Zeit (Zur Normierung wird die für jede Nutzung maximale überflutete Fläche herangezogen)

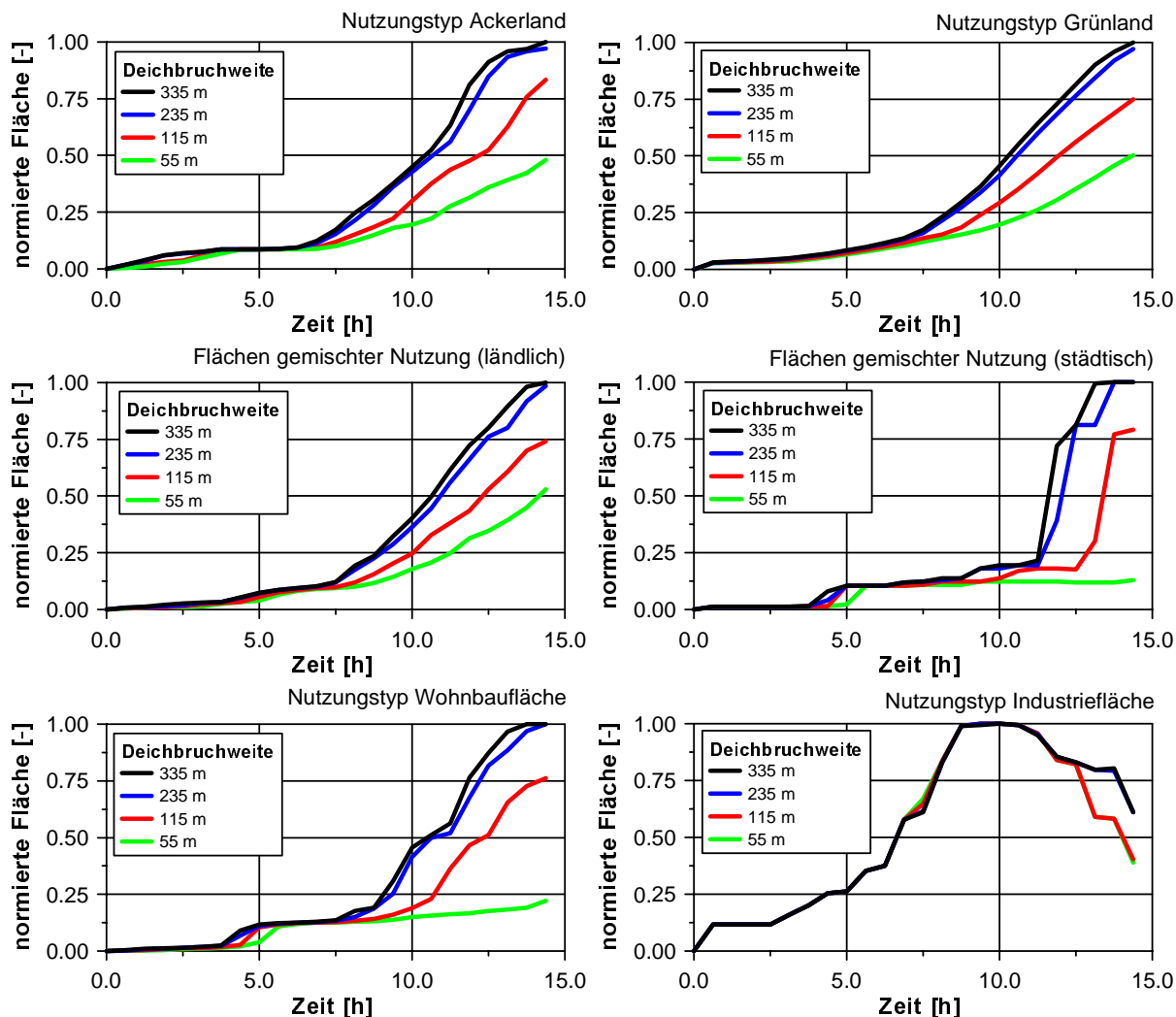


Abbildung 6-18: Überflutete Hinterlandflächen verschiedener Nutzung in der Gemeinde Butjadingen nach Deichbruch und Abtrag des Deichs bis GOK bei Waddensersiel während der Sturmflut vom 03.01.1976 für verschiedene Bruchlückenbreiten als Funktion der Zeit (Zur Normierung wird die für jede Nutzung maximale überflutete Fläche herangezogen)

Auch gegenüber der Veränderung der Deichbruchweite weist die von Überflutung betroffene Wohnbaufläche erheblich größere Sensitivität auf. Für die Abschätzung des bei Deichbruch zu erwartenden Überflutungsschadens ist daher aufgrund des stark unterschiedlichen Einheitswertes der verschiedenen Nutzungen kein linearer Zusammenhang zwischen potentielltem Überflutungsschaden und Überflutungsfläche gegeben, was eine gesonderte Ermittlung des Überflutungsschadens für jedes Deichbruchereignis erforderlich macht. Die für einen Deichbruch bei Waddensersiel in der Gemeinde Butjadingen ermittelte Sensitivität der Überflutungsflächen unterschiedlicher Nutzungen gegenüber den Abmessungen des Deichbruchs ist typisch für die deutsche Nordseeküste. So stellt die Abbildung 6-19 den Zusammenhang zwischen Deichbruchweite und den von Überflutung betroffenen Hinterlandnutzungen für einen Deichbruch bei Cappel-Neufeld dar. Auch für die in diesem Fall von Überflutung betroffenen Gemeinden Nordholz und Land Wursten führt eine Erhöhung der Deichbruchweite zu einer überproportionalen Erhöhung der überfluteten

Wohnbaufläche. Eine Verdreifachung der Deichbruchlücke führt etwa zu einer Vergrößerung der betroffenen Wohnfläche um den Faktor 2, der Gewerbefläche um den Faktor 6, der Flächen gemischter Nutzung sowie der landwirtschaftlicher Nutzung um 30 %.

Einen vergleichbaren Einfluß wie die Abmessungen der Deichbruchlücke auf die Betroffenheit verschiedener Nutzungsarten bei Überflutung des Hinterlands wird auch der prognostizierte Wasserstandsanstieg haben. Die Abbildung 6-20 verdeutlicht diesen Effekt am Beispiel der Überflutung der Gemeinden Land Wursten und Nordholz im Falle eines Deichbruchs bei Cappel-Neufeld. So führt ein Anstieg des Tidescheitels um 1 m dort zu einem Anstieg der von Überflutung betroffenen landwirtschaftlichen Flächen um ca. 45 %, während sich die von Überflutung betroffene bebaute Fläche, d.h. die Flächen gemischter Nutzung und die Wohnbauflächen, etwa verdoppelt.

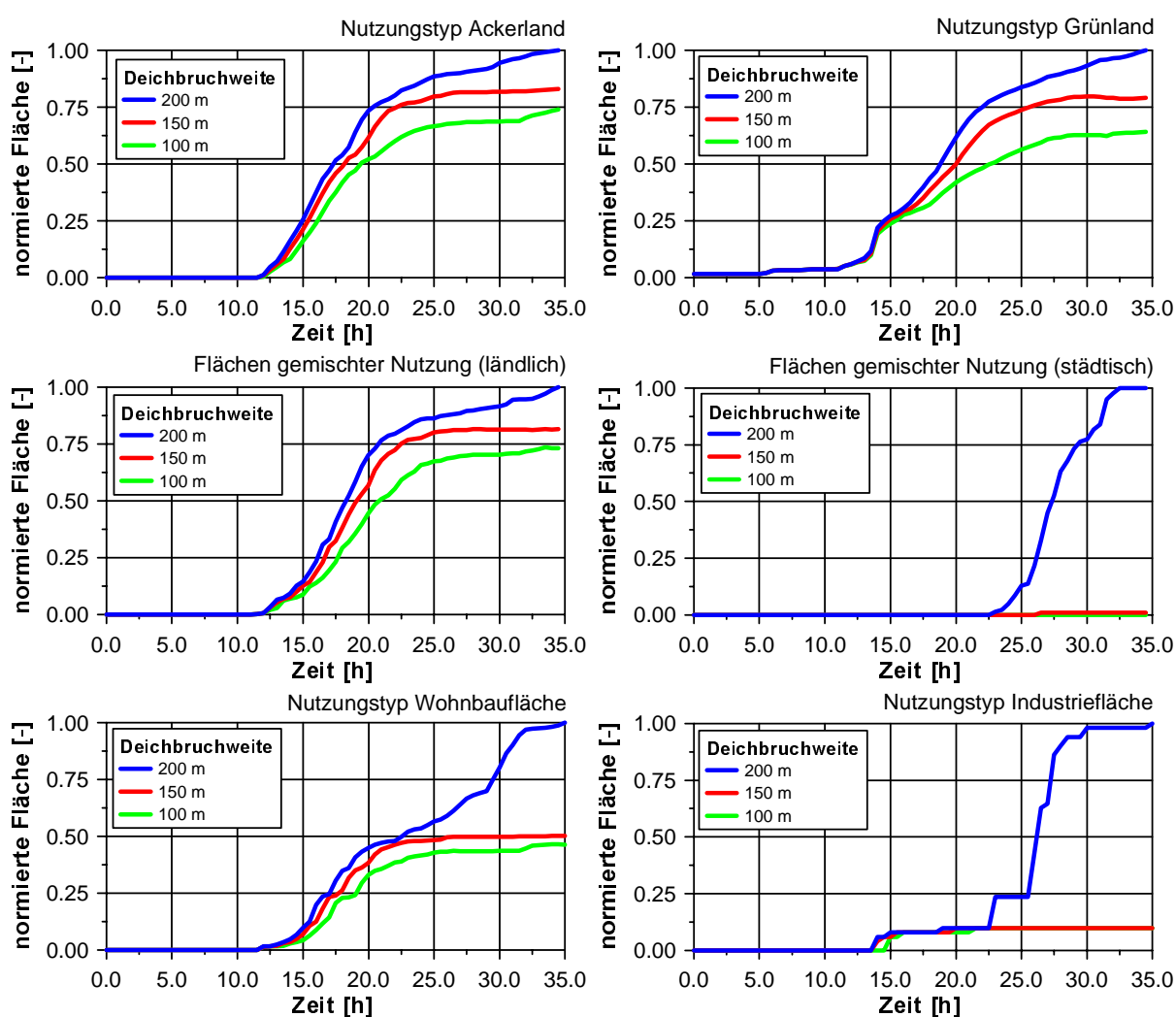


Abbildung 6-19: Überflutete Hinterlandflächen verschiedener Nutzung in den Gemeinden Nordholz und Land Wursten nach Deichbruch und Abtrag des Deichs bis GOK bei Cappel-Neufeld während der Sturmflut vom 03.01.1976 für verschiedene Bruchlückenbreiten als Funktion der Zeit (Zur Normierung wird die für jede Nutzung maximale überflutete Fläche herangezogen)

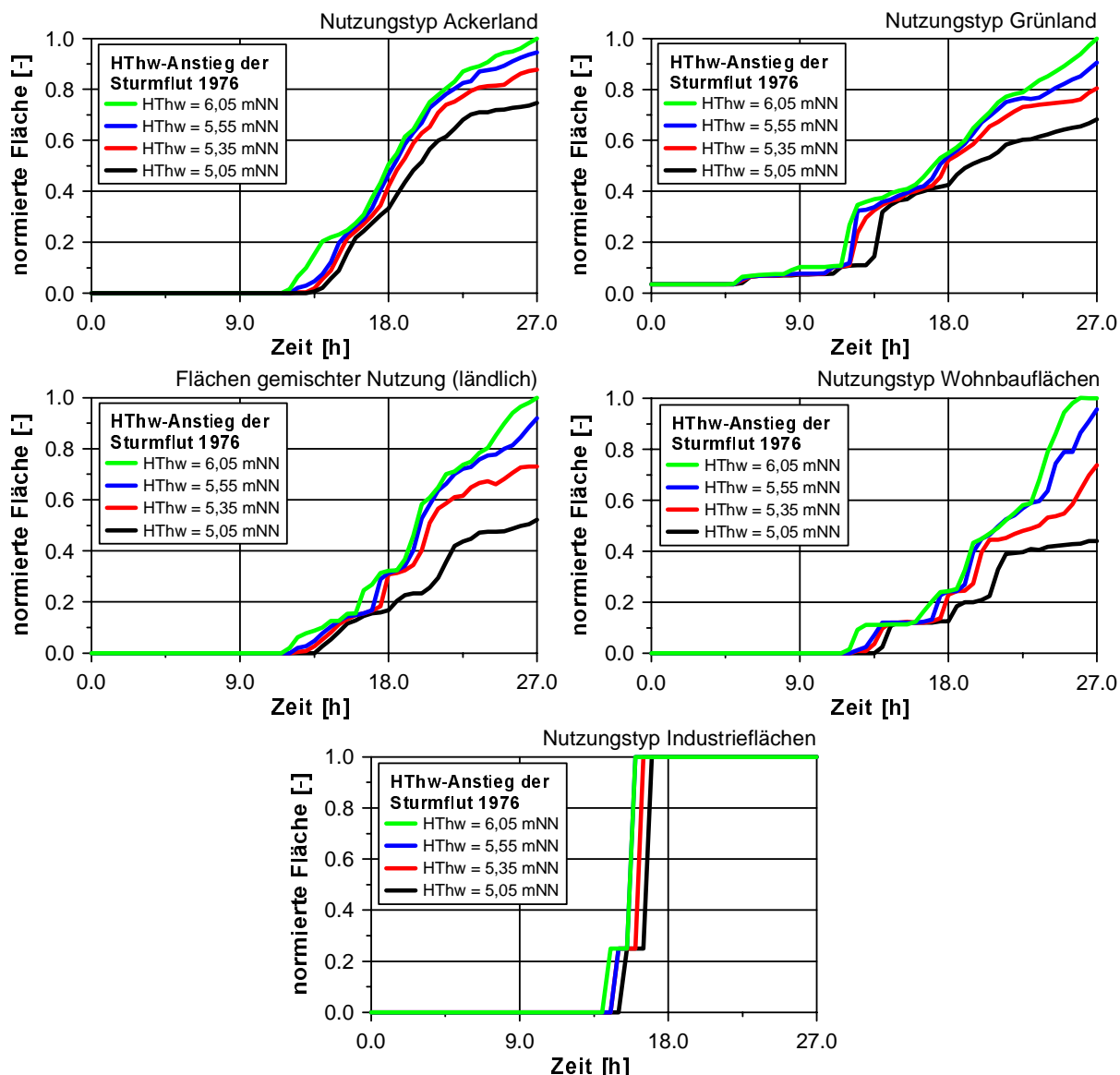


Abbildung 6-20: Überflutete Hinterlandflächen verschiedener Nutzung in den Gemeinden Nordholz und Land Wursten nach Deichbruch einer Breite von 100 m und Abtrag des Deichs bis GOK bei Cappel-Neufeld für verschiedene Szenarien erhöhter Sturmfluten als Funktion der Zeit (Zur Normierung wird die für jede Nutzung maximale überflutete Fläche herangezogen)

Die in Abbildung 6-17 bis Abbildung 6-20 dargestellte zeitliche Analyse der Überflutung verschiedener Hinterlandnutzungen nach Deichbruch ist nur ein erster Schritt zur Beurteilung der Vulnerabilität. Daneben stellt die aus den in Kapitel 5.2 dargestellten Überflutungssimulationen abgeleitete räumliche Verteilung der maximalen Wassertiefe für die Schadensanalyse einzelner Hinterlandnutzungen eine Schlüsselgröße dar. Eine mit der Klassifizierung der Hinterlandnutzungen nach Geländehöhe (siehe Abbildung 6-10 und Abbildung 6-11) vergleichbare Klassifizierung der Nutzungen nach den mit einem Deichbruch verbundenen maximalen Überflutungswassertiefen ergibt sich aus der Verschneidung der Landnutzungskarte mit der Karte maximaler Überflutungswassertiefen im Hinterland. Die Abbildung 6-21 zeigt dieses Vorgehen exemplarisch für ein angenommenes Überflutungsereignis nach Deichbruch bei Waddensersiel während der Sturmflut vom 03.01.1976.

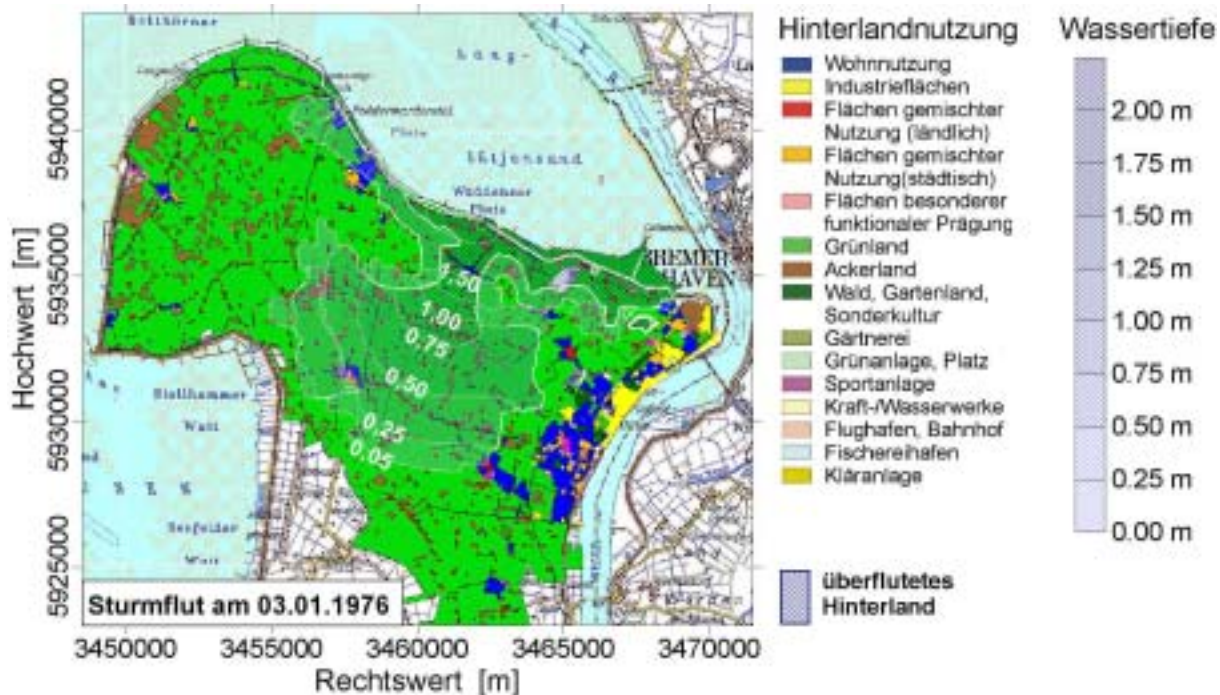


Abbildung 6-21: Verschneiden von Nutzungskartierung und Karte der maximalen Wassertiefen im überfluteten Hinterland unter Annahme eines Deichbruchs bei Waddensersiel in der Gemeinde Butjadingen während der Sturmflut vom 03.01.1976

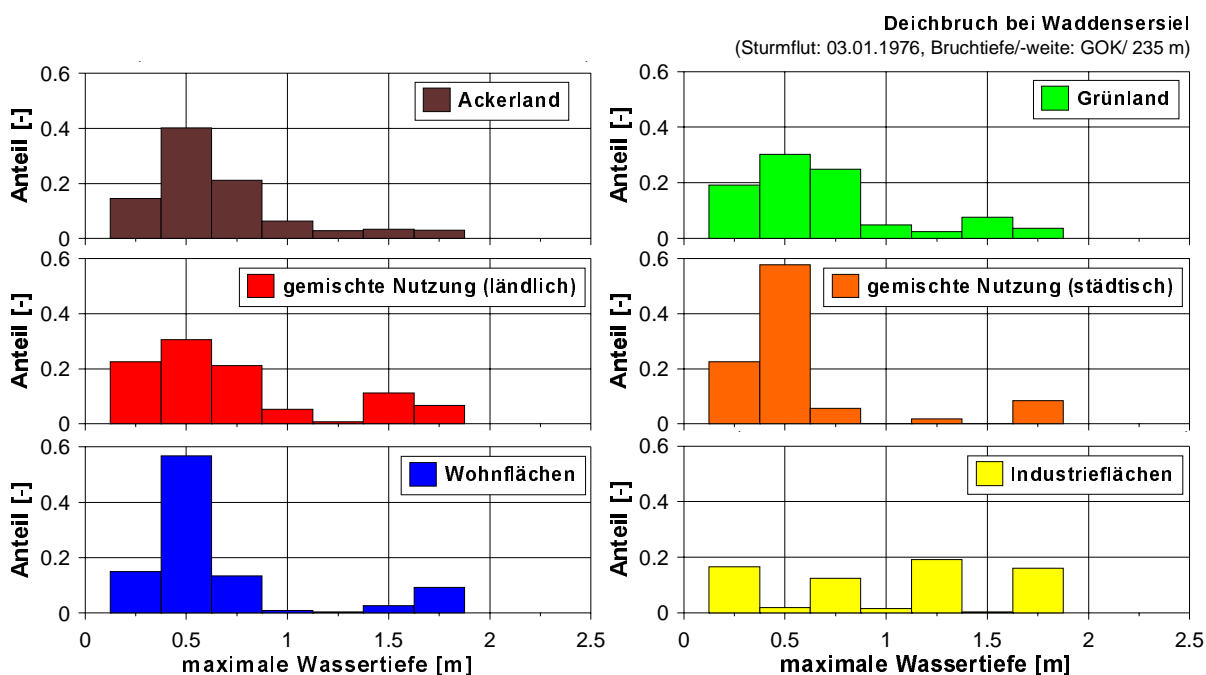


Abbildung 6-22: Klassifizierung der bedeutendsten Hinterlandnutzung nach der maximalen Wassertiefe im gefährdeten Überflutungsgebiet bei Deichbruch nahe Waddensersiel (Sturmflut: 03.01.1976; Tiefe/Breite der Bruchlücke: GOK/ 235 m)

Für die Küstengemeinden Butjadingen und Nordenham ist in Abbildung 6-22 eine Klassifizierung der bedeutendsten Hinterlandnutzungen nach der sich bei Deichbruch in

Waddensersiel ergebenden maximalen Überflutungswassertiefe dargestellt. Die häufigste Überflutungswassertiefe beträgt für die Flächen landwirtschaftlicher Nutzung sowie gemischter und wohnbaulicher Nutzung etwa 0,50 m. Maximal ist eine Überflutungswassertiefe von 2,25 m. Die auf der Basis dynamischer Überflutungssimulationen ermittelte Klassifikation der Hinterlandnutzungen nach der Überflutungswassertiefe weist damit im Vergleich zu der in Abbildung 6-10 und Abbildung 6-11 dargestellten statischen Methodik erheblich geringere Überflutungswassertiefen aus. Die maximalen Überflutungswassertiefen betragen nach dynamischer Simulation ca. 2,75 m weniger als bei der statischen. Die häufigste Überflutungswassertiefe wird durch die statische Überflutungswassertiefe ebenfalls um mehr als 2,50 m überschätzt. Eine Betrachtung der nach maximalem Überflutungswasserstand klassifizierten, von Überflutung betroffenen Hinterlandnutzungen für andere Abmessungen des Deichbruchs, andere Sturmflutsituationen bzw. alternative Orte eines Deichbruchs an der Küste Land Wurstens findet sich im Anhang Q. Diese bestätigen die deutliche Überschätzung der Betroffenheit, d.h. der Überflutungswassertiefe, der verschiedenen Hinterlandnutzungen.

Die Mittelwerte der maximalen Überflutungswassertiefen für die verschiedenen Hauptnutzungsarten im Hinterland, welche eine vergleichende Betrachtung für unterschiedliche Abmessungen und Orte des Deichbruches sowie für verschiedene Sturmflutsituationen erleichtern, ergeben sich direkt aus den in Abbildung 6-22 dargestellten Häufigkeitsverteilungen. Die Abbildung 6-23 zeigt eine vergleichende Darstellung der nutzungsspezifischen mittleren Überflutungswassertiefe für einen Deichbruch bei Waddensersiel während der Sturmflut unter Variation der Tiefe der Deichbruchlücke. Außerdem weist Abbildung 6-23 die von Überflutung betroffenen Flächen unterschiedlicher Nutzung aus. Es zeigt sich, daß durch einen Deichbruch bei Waddensersiel überwiegend Grünland und in weit geringerem Maße Ackerland überflutet wird. Das Verhältnis der im Überflutungsbereich liegenden bebauten Flächen, d.h. Flächen mit Wohnbau-, gemischter bzw. gewerblicher Nutzung, zu den landwirtschaftlichen Flächen, d.h. Ackerland und Grünland, beträgt bei einer 235 m breiten Deichbruchlücke mit einer Tiefe von 2 m unter GOK 8 % bzw. bei einer Lücke der Tiefe von 2 m über GOK 2,5 %.

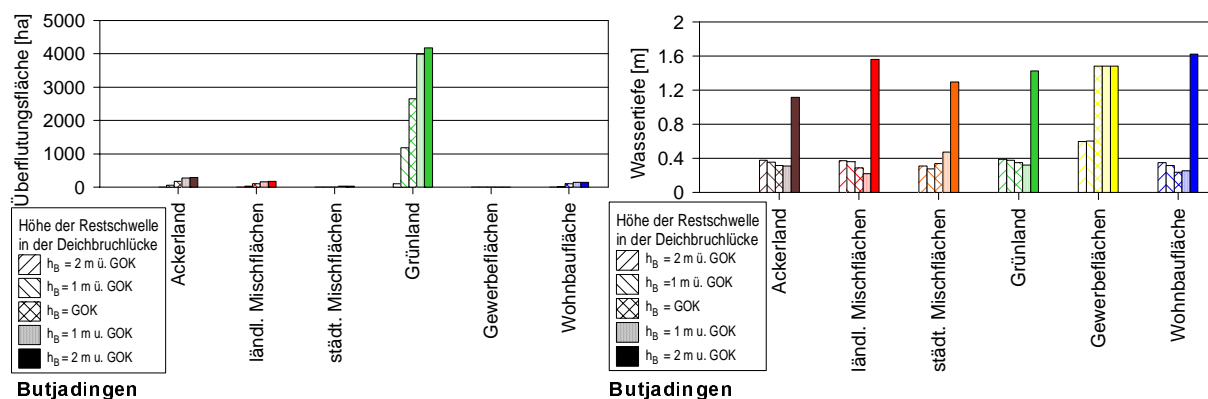


Abbildung 6-23: Von Überflutung nach Deichbruch nahe Waddensersiel betroffene Hinterlandflächen unterschiedlicher Nutzung (links) und zu erwartende mittlere Überflutungswassertiefe (rechts) in Abhängigkeit von der Tiefe der Deichbruchlücke (Sturmflut: 03.01.1976; Deichbruchweite: 235 m)

Der Mittelwert der Überflutungswassertiefe weist im Vergleich zur Überflutungsfläche eine nur geringe Abhängigkeit von der Art der Hinterlandnutzung auf. Die mittlere Überflutungswassertiefe beträgt im Falle eines Deichbruchs einer Breite von 235 m und einer Tiefe auf GOK bei Annahme des Sturmflutereignisses vom 03.01.1976 ca. 0,3 m. Während eine Veränderung der Tiefe der Deichbruchlücke zwischen 2 m ü. GOK und 1 m u. GOK zu nur geringen Änderungen der mittleren Überflutungswassertiefe führt, erhöht sie sich bei einer Tiefe der Deichbruchöffnung von 2 m u. GOK sprunghaft auf ca. 1,4 m. Im Vergleich dazu weist die mittlere Überflutungswassertiefe mit etwa 0,3 m bis 0,4 m bei Variation der Weite der Deichbruchlücke von 50 m bis 335 m eine nur geringe Sensitivität auf. Die Abbildung 6-24 verdeutlicht diesen Zusammenhang. Eine Vergrößerung der Deichbruchlücke führt jedoch zu einer erheblichen Vergrößerung der von Überflutung betroffenen Hinterlandnutzung. Die Erweiterung der Deichbruchlücke von 50 m auf 335 m führt dabei zu einer etwas stärkeren Zunahme der überfluteten bebauten Flächen, deren Fläche von ca. 160 ha auf 360 ha anwächst, während die Flächen landwirtschaftlicher Nutzung von ca. 2280 ha auf ca. 4630 ha anwachsen.

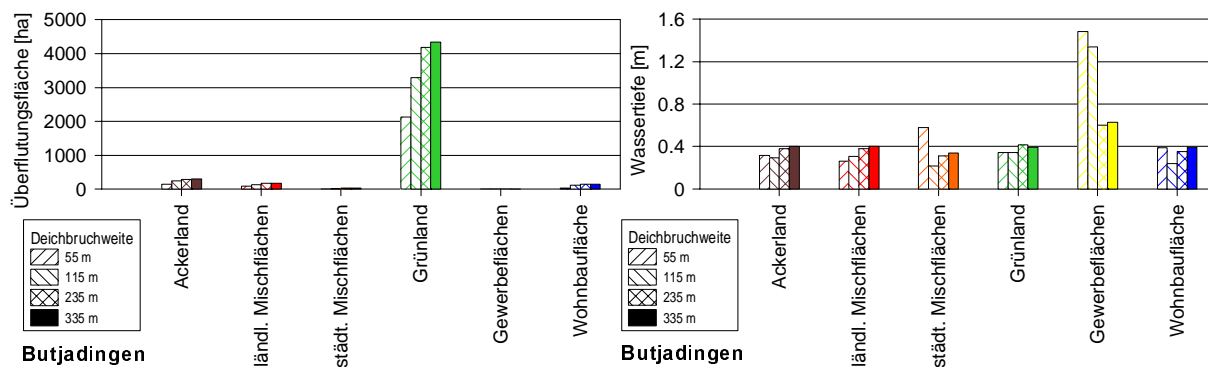


Abbildung 6-24: Von Überflutung nach Deichbruch bis zur Geländeoberkante bei Waddensersiel betroffene Hinterlandflächen unterschiedlicher Nutzung (links) und zu erwartende mittlere Überflutungswassertiefe (rechts) in Abhängigkeit von der Weite der Deichbruchlücke (Sturmflut: 03.01.1976)

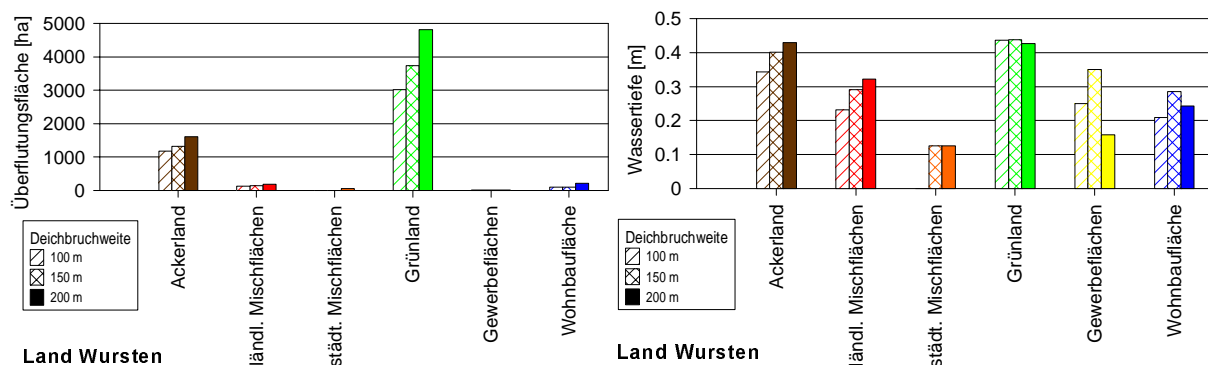


Abbildung 6-25: Von Überflutung nach Deichbruch bis zur Geländeoberkante bei Cappel-Neufeld betroffene Hinterlandflächen unterschiedlicher Nutzung (links) und zu erwartende mittlere Überflutungswassertiefe (rechts) in Abhängigkeit von der Weite der Deichbruchlücke (Sturmflut: 03.01.1976)

Vergleichbare Ergebnisse ergeben sich auch für die im Vergleich zur Gemeinde Butjadingen höher liegenden Gemeinden Land Wursten und Nordholz. Trotz anderer Höhenstruktur des Hinterlands führt eine breite Deichbruchlücke zu einer verstärkten Überflutung bebauter Flächen, wobei sich die Überflutungswassertiefe im Mittel nur leicht erhöht. Dieser Zusammenhang ist in Abbildung 6-25 für einen Deichbruch einer Tiefe auf GOK und Weiten von 100 m bis 200 m bei Cappel-Neufeld unter Voraussetzung des Sturmflutereignisses vom 03.01.1976 dargestellt. Während sich die überflutete Fläche landwirtschaftlicher Nutzung bei einer Vergrößerung der Breite der Deichbruchlücke von 100 m auf 200 m um etwa 50 % von ca. 4200 ha auf 6200 ha erhöht, dehnt sich die überflutete Fläche wohnbaulicher bzw. gemischter Nutzung um etwa 100 % von 230 ha auf 460 ha aus. Die mittlere Überflutungswassertiefe erhöht sich mit 5 % vergleichsweise gering.

Die Struktur des Küstenschutzsystems, d.h. ein vor dem Hauptdeich liegendes Vorland bzw. ein Sommerdeich, beeinflusst die von Überflutung betroffenen Flächen der Hauptnutzungsarten nur gering. Die Abbildung 6-26 verdeutlicht den Einfluß vor dem Hauptdeich liegender Schutzelemente auf die sich nach einem Deichbruch bei Lietherhof (siehe Abbildung 5-14) ergebende Überflutungsfläche und mittlere Überflutungswassertiefe. Die überflutete landwirtschaftliche Fläche vermindert sich bei Vorhandensein von Vorland und Sommerdeich geringfügig von 3700 ha auf 3600 ha, während die überfluteten bebauten Flächen durch zusätzliche Küstenschutzelemente nur um ca. 2 % vermindert werden. Die mittlere Überflutungswassertiefe verringert sich für landwirtschaftliche Flächen von 0,46 m auf 0,42 m und für bebauten Flächen von 0,22 m auf 0,19 m. Vor dem Deich liegende Küstenschutzelemente führen also bei Eintreten eines Deichbruchs zu einer nur sehr begrenzten direkten Verminderung des Überflutungsschadens. Indirekt sind sie jedoch als positiv zu beurteilen, da sie einer tiefen Kolkbildung in der Deichbruchöffnung entgegenwirken und so die Abmessung der Deichbruchlücke begrenzen.

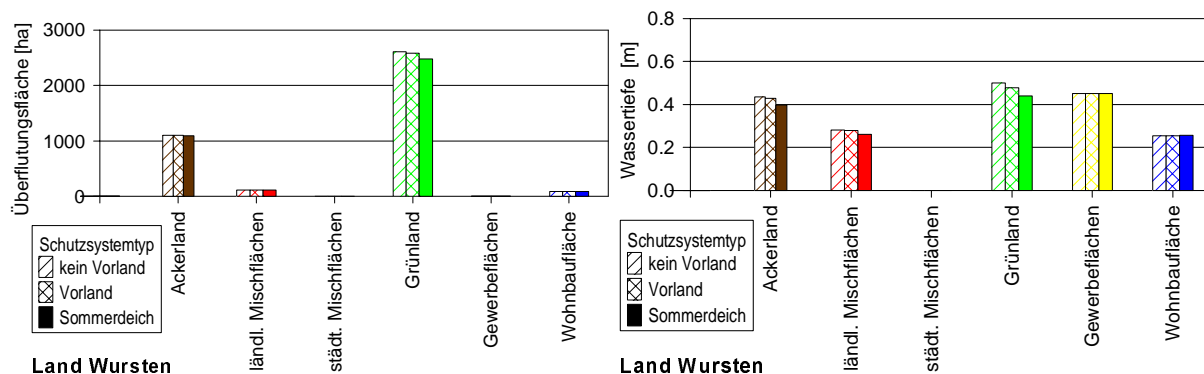


Abbildung 6-26: Von Überflutung nach Deichbruch bei Lietherhof (nördlich Cappel-Neufeld, südlich Spieka-Neufeld) betroffene Hinterlandflächen unterschiedlicher Nutzung (links) und zu erwartende mittlere Überflutungswassertiefe (rechts) in Abhängigkeit vom Küstenschutzsystem (Sturmflut: 03.01.1976, Tiefe/ Breite d. Bruchlücke: bis GOK/ 100 m)

Eine erhöhte Betroffenheit der bebauten Hinterlandflächen ist auch im Falle eines Anstiegs der Sturmflutscheitelwasserstände zu erwarten. Die Abbildung 6-27 verdeutlicht die Zunahme der überfluteten Flächen unterschiedlicher Nutzung als Folge eines Deichbruchs bei Cappel-Neufeld nach einem Wasserstandsanstieg. Eine Erhöhung des Tidehochwassers

der Sturmflut vom 03.01.1976 um 1 m ist z.B. verbunden mit einem Anstieg der überfluteten bebauten Fläche um ca. 70 %, während sich die von Überflutung betroffenen landwirtschaftlichen Flächen nur um ca. 15 % erhöhen. Der Mittelwert der maximalen Überflutungswassertiefe bleibt bei Zunahme des Sturmflutscheitels nahezu konstant.

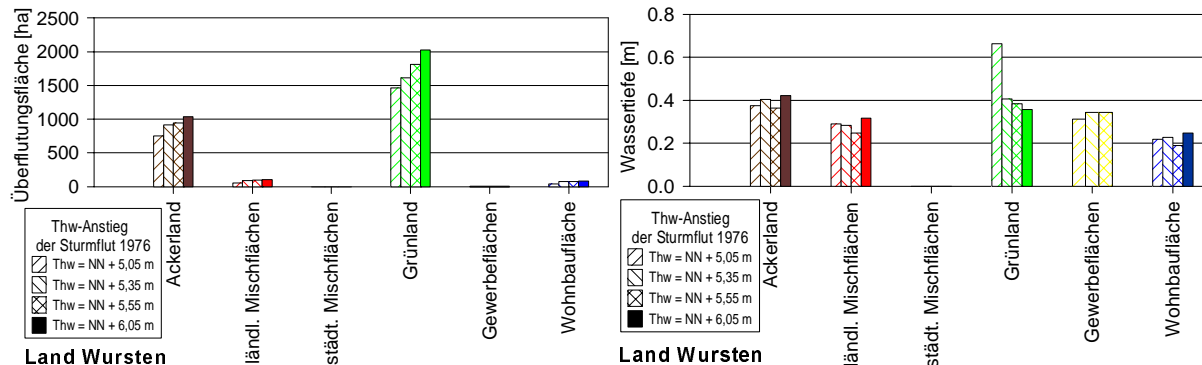


Abbildung 6-27: Von Überflutung nach Deichbruch bei Cappel-Neufeld betroffene Hinterlandflächen unterschiedlicher Nutzung (links) und zu erwartende mittlere Überflutungswassertiefe (rechts) bei Anstieg des Tidehochwasserstands (Szenarien d. Sturmflut: 03.01.1976, Tiefe/ Breite d. Bruchlücke: GOK/ 100 m)

Während eine Änderung des Sturmflutscheitels für die einzelnen Hinterlandnutzungen von unterschiedlicher Bedeutung ist, ist eine erhöhte Sensitivität der bebauten Hinterlandflächen gegenüber dem Sturmfluttyp nicht zu erkennen. Ein Vergleich der durch Überflutung nach Deichbruch bei Cappel-Neufeld betroffenen Hinterlandflächen unterschiedlicher Nutzung ist in Abbildung 6-28 unter Voraussetzung der 62-er, 76-er und 99-er Sturmflut dargestellt. Unabhängig vom Sturmfluttyp beträgt das Verhältnis der bebauten und unbebauten überfluteten Hinterlandfläche ca. 5 %.

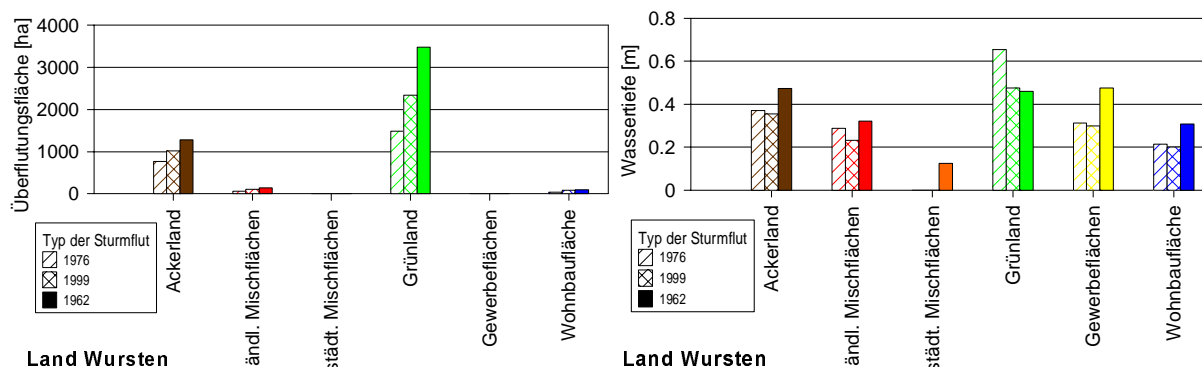


Abbildung 6-28: Von Überflutung nach Deichbruch bei Cappel-Neufeld unter Voraussetzung verschiedener vergangener Sturmfluten betroffene Hinterlandflächen unterschiedlicher Nutzung (links) und zu erwartende mittlere Überflutungswassertiefe (rechts) (Tiefe/ Breite d. Bruchlücke: GOK/ 100m)

Das Verhältnis der nach Deichbruch überfluteten bebauten und unbebauten Hinterlandflächen weist jedoch, wie die in Abbildung 5-19 dargestellte Gesamtüberflutungsfläche, eine starke Abhängigkeit vom Ort des Deichbruchs auf. Die Abbildung 6-29 verdeutlicht diese

Ortsabhängigkeit am Beispiel der Betroffenheit der Küstengemeinden Land Wursten und Nordholz nach Deichbruch. Es zeigt sich, wie bereits in Kapitel 5.2 diskutiert, daß die Überflutungsfläche nach Deichbruch am Wremertief etwa dreimal so groß ist wie nach einem Deichbruch bei Spieka-Neufeld. Außerdem ergibt sich im Falle eines Deichbruchs am Wremertief ein etwa doppelt so großes Verhältnis von durch Überflutung betroffener bebauter zu unbebauter Fläche. Bei einem Deichbruch nahe Spieka-Neufeld beträgt dieses Flächenverhältnis etwa 4 %, während es aufgrund der stärkeren Besiedelung auch tiefliegender Gebiete in der Nähe der Stadt Bremerhaven bei einem Deichbruch am Wremertief etwa 8 % ist. Dies läßt einen im Bezug auf die Überflutungsfläche überproportionalen Überflutungsschaden nach Deichbruch am Wremertief erwarten und verdeutlicht die Notwendigkeit, bei der Bemessung des Küstenschutzsystems nicht nur die Fläche des bei Überflutung betroffenen Gebiets sondern auch seine Nutzung zu berücksichtigen.

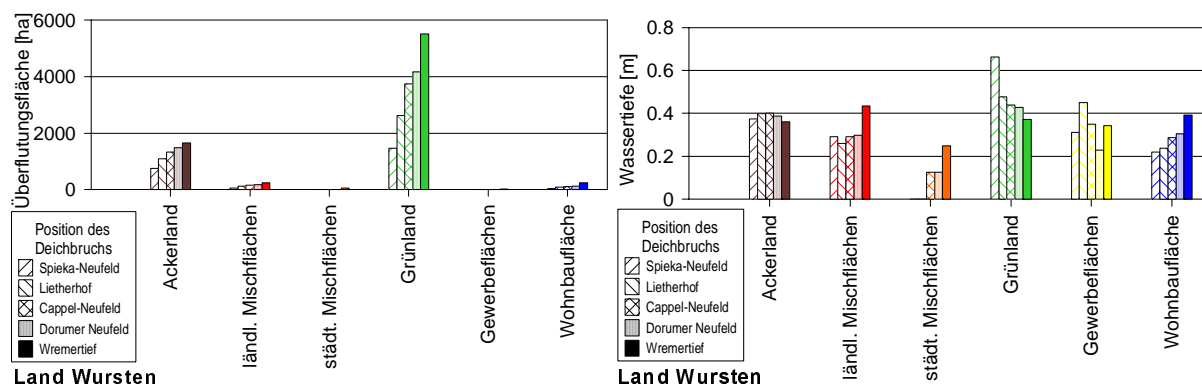


Abbildung 6-29: Von Überflutung nach Deichbruch betroffene Hinterlandflächen unterschiedlicher Nutzung (links) und zu erwartende mittlere Überflutungswassertiefe (rechts) in Abhängigkeit von der Position des Deichbruchs
 (Tiefe/Breite d. Bruchlücke: GOK/ 100 m; Sturmflut: 03.01.1976)

6.3.2 Überflutungsschäden an den Nutzungen im Hinterland

Die Grundlage der Abschätzung des mit einem Deichbruch verbundenen Überflutungsschadens bildet, wie in Kap. 3.6.4 dargestellt, die Klassifikation der Nutzflächen im Hinterland nach der maximalen Überflutungswassertiefe. Die Klassifikationen nach Überstaudauer, maximaler Strömungsgeschwindigkeit bzw. Vorwarnzeit werden bei der Schadensberechnung i.a. nicht berücksichtigt.

Aus der beispielhaft in Abbildung 6-22 gegebenen Klassifizierung der verschiedenen Hinterlandnutzungen nach der Überflutungshöhe nach Deichbruch bei Waddensersiel folgt unter Verwendung der in Abbildung 3-35 gegebenen Schadensfunktionen für die verschiedenen Vermögensarten innerhalb eines Hinterlandnutzungstyps eine Klassifizierung nach dem Schädigungsgrad. Diese ist in Abbildung 6-30 dargestellt. Aufgrund der nach einem Deichbruchereignis bei Waddensersiel zu erwartenden geringen Wassertiefen ist nur für Teile des Viehvermögens eine vollständige Zerstörung zu erwarten, während Vorratsvermögen und Kfz-Vermögen bis zu 80 %, Nettoanlagevermögen der Verkehrsinfrastruktur bis zu 20 % und das sonstige Nettoanlagevermögen sowie das Wohnvermögen bis zu 40 % geschädigt sind.

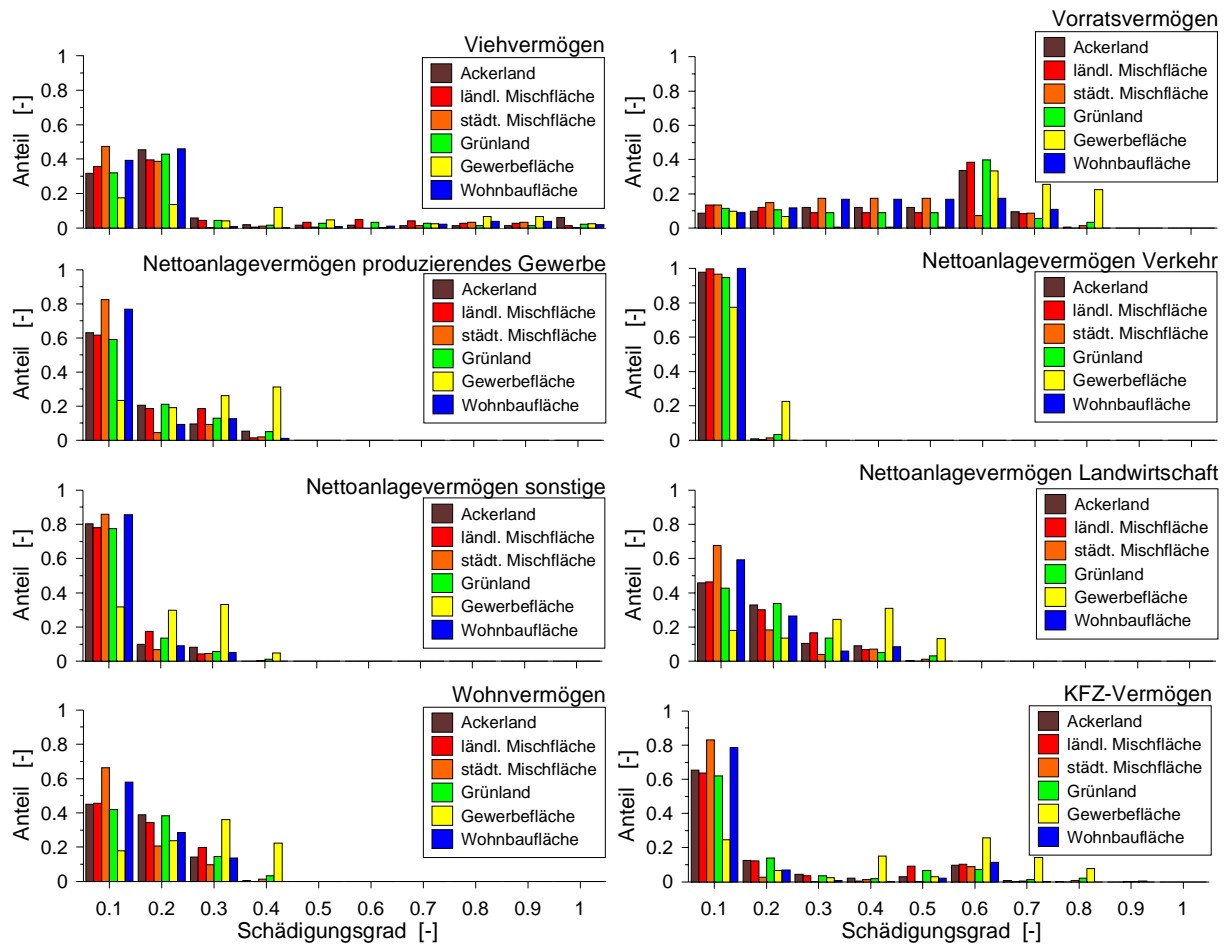


Abbildung 6-30: Klassifizierung der Vermögensarten nach dem Schädigungsgrad im Falle eines Deichbruchs bei Waddensersiel gefährdeten, nach Nutzung untergliederten Überflutungsgebiet (Sturmflut:03.01.1976; Tiefe/Breite der Bruchlücke: GOK/ 235 m)

Die geringe Schädigung des Nettoanlagevermögens der Verkehrsinfrastruktur ist direkt aus dem sehr viel flacheren Verlauf der in Abbildung 3-35 gegebenen Schadensfunktionen erklärbar. Für eine einzelne Wertkategorie zeigt das Häufigkeitsdiagramm des Schädigungsgrads eine erhebliche Abhängigkeit von der Hinterlandnutzung, was auf die für verschiedene Nutzungen stark unterschiedlichen Häufigkeiten der Überflutungswassertiefe zurückzuführen ist.

Vergleichbar der Zusammenfassung der in Abbildung 6-22 dargestellten Häufigkeitsdiagramme der Überflutungswassertiefe zu den in Abbildung 6-23 dargestellten mittleren Überflutungswassertiefen erleichtert auch die Aggregation der Häufigkeitsdiagramme der Schädigungsgrade zu mittleren Schädigungsgraden vergleichende Analysen. Die Aggregation kann hierbei einerseits für verschiedene Typen der Hinterlandnutzung und andererseits für verschiedene Vermögensarten erfolgen.

Die Abbildung 6-31 zeigt einen Vergleich der nutzungs- bzw. vermögensspezifischen mittleren Schädigung nach Überflutung infolge eines Deichbruchs bei Waddensersiel während der Sturmflut vom 03.01.1976 unter Variation der Tiefe der 235 m breiten Bruchlücke. Für eine einzelne Nutzung bzw. Vermögensart weist die mittlere Schädigung eine nur

geringe Abhängigkeit auf, da mit der Tiefe der Deichbruchlücke zwar die Überflutungsfläche stark zunimmt, jedoch die Überflutungswassertiefe und ihre Statistik nur gering verändert wird. Die größten Schädigungen sind mit mehr als 30 % für Flächen gewerblicher Nutzung bzw. mit etwa 60 % für das Vorratsvermögen zu erwarten.

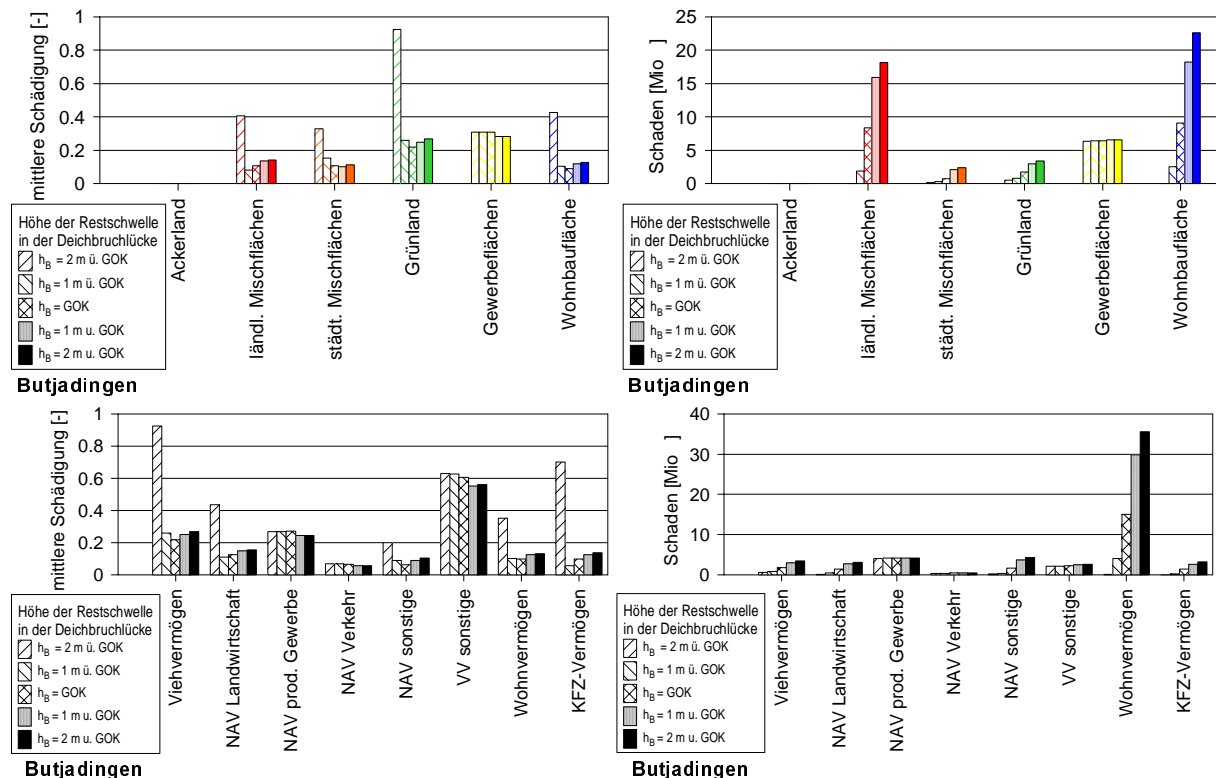


Abbildung 6-31: Mittlere Schädigung (links) und Überflutungsschaden (rechts) nach Deichbruch (Breite: 235 m) bei Waddensersiel (Sturmflut: 03.01.1976) in Abhängigkeit von der Tiefe der Deichbruchlücke (oben: Klassifikation nach Landnutzung, unten: Klassifikation nach Vermögensart)

Aus der mittleren Schädigung der einzelnen Hinterlandnutzungen, der in Abbildung 6-23 dargestellten überfluteten Fläche dieser Nutzungen sowie ihrem in Abbildung 6-5 aufgeführten Einheitswert folgt nach den Gleichungen (3-66) und (3-67) der bei Überflutung nach Deichbruch zu erwartende Schaden an einzelnen Landnutzungen bzw. Vermögensstypen. Für den Deichbruch unterschiedlicher Bruchtiefe bei Waddensersiel ist der nach Hinterlandnutzung bzw. Vermögensart klassifizierte Schaden ebenfalls in Abbildung 6-31 dargestellt. Im Gegensatz zum Schädigungsgrad steigt der Überflutungsschaden bei Vergrößerung der Tiefe des Deichbruchs stark an. So führt die Überflutung nach einem Deichbruch bis zur Geländeoberkante zu einem Gesamtschaden von 28 Mio. €, während sich bei Entstehung eines Kolks in der Bruchstelle der Schaden etwa verdoppelt. Obwohl, wie in Abbildung 6-23 dargestellt, nahezu das gesamte überflutete Hinterland landwirtschaftlich genutzt ist und je nach Tiefe der Deichbruchlücke nur etwa 2,5 % bis 8 % bebaut sind, entsteht der Schaden im wesentlichen am Wohnvermögen im Bereich der Wohnbauflächen und der Flächen gemischter Nutzung. Für die ländlich geprägte Region Butjadingens beträgt bei einem Deichbruch bis auf GOK der Anteil des Wohnvermögensschadens am Gesamtschaden etwa 52 % und 62 % bei einem Deichbruch bis zur Tiefe von 2 m u. GOK. Im Vergleich zu dem in Kapitel 6.2 dargestellten Verfahren der Schadensberechnung für das

statisch ermittelte potentielle Überflutungsgebiet, welches bei Überflutung bis zum HHTw einen Schaden von 422 Mio. € aufweist, führt die Schadensberechnung für ein dynamisch bestimmtes Überflutungsgebiet nach Deichbruch mit 8 Mio. € bis 60 Mio. € zu erheblich geringeren Werten. Größenordnungsmäßig entspricht der dynamisch ermittelte Schaden in Butjadingen damit dem statisch ermittelten Schaden im unter MThw liegenden potentiellen Überflutungsgebiet von 41 Mio. €.

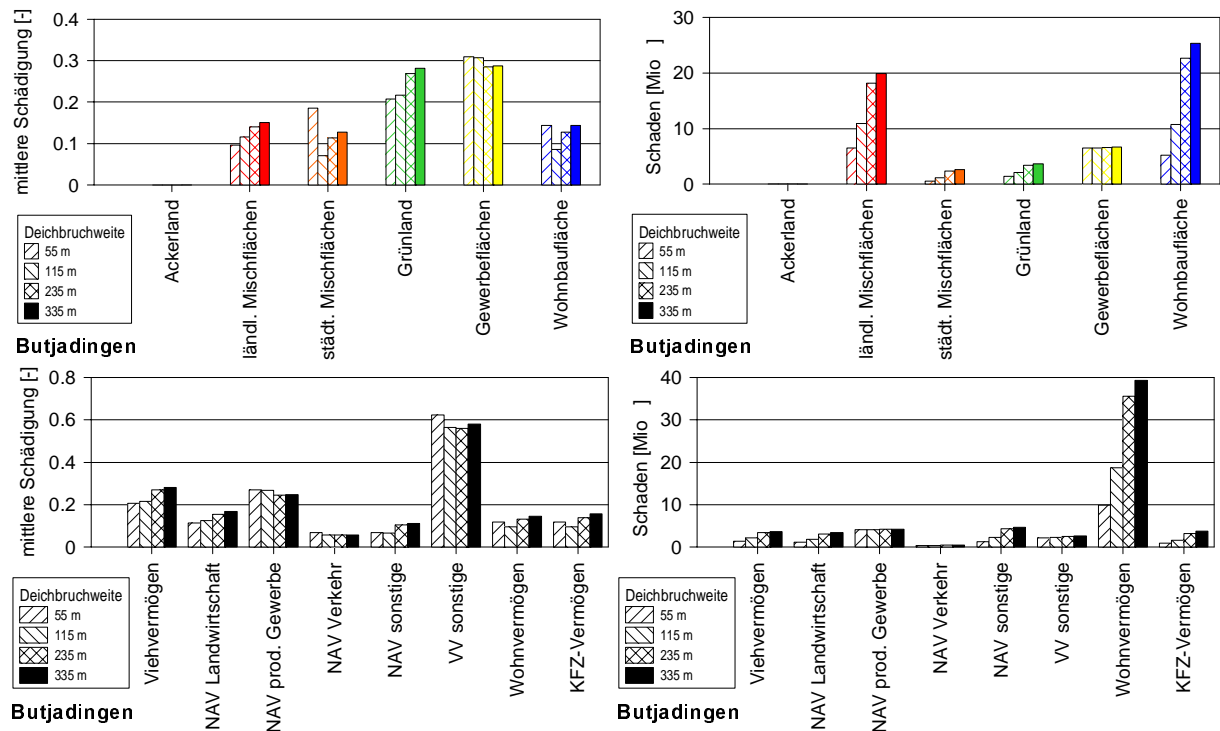


Abbildung 6-32: Mittlere Schädigung (links) und Überflutungsschaden (rechts) nach Deichbruch bis zur Geländeoberkante bei Waddensersiel unter Annahme der Sturmflut vom 03.01.1976 in Abhängigkeit von der Weite der Deichbruchlücke (oben: Klassifikation nach Landnutzung, unten: Klassifikation nach Vermögensart)

Die Schädigung sowie der Überflutungsschaden weisen bei Variation der Deichbruchweite eine ähnliche Sensitivität auf wie bei der Variation der Deichbruchtiefe. Für ein während der Sturmflut vom 03.01.1976 angenommenes Deichbruchereignis bei Waddensersiel ist diese Abhängigkeit der Schädigung und des Überflutungsschadens von der Weite der Deichbruchlücke in Abbildung 6-32 dargestellt. Bei einer Versechsfachung der Deichbruchweite erhöht sich der Überflutungsschaden von 21 Mio. € auf 62 Mio. €. Wesentlichen Anteil am Überflutungsschaden hat mit ca. 50 % bis 60 % das durch Überflutung geschädigte Wohnvermögen. Der Anstieg des Gesamtschadens bei Verbreiterung des Deichbruchs geht, wie bei der Vertiefung der Bruchlücke, im wesentlichen auf eine Vergrößerung der Überflutungsfläche zurück, während der mittlere Schädigungsgrad sich nur wenig verändert. Die mittlere Schädigung beträgt für landwirtschaftliche Flächen etwa 25 % und für gewerblich genutzte Flächen etwa 30 %, während er für Wohnbauflächen und Flächen gemischter Nutzung etwa 10 % bis 15 % beträgt. Die erheblich größere Schädigung gewerblicher Flächen ist auf die

starke Schädigung des auf den gewerblichen Flächen verorteten Vorratsvermögens, welche im Mittel 60 % beträgt, zurückzuführen.

Die für die Gemeinde Butjadingen abgeleiteten Resultate hinsichtlich Schädigung und Schaden sind charakteristisch für ländliche Gebiete. Vergleichbare Ergebnisse ergeben sich auch für die Gemeinden Land Wursten, Nordholz und Langen östlich der Außenweser. Die Abbildung 6-33 zeigt analog zu der in Abbildung 6-32 für die Gemeinde Butjadingen dargestellten Abhängigkeit des Überflutungsschadens von der Weite der Deichbruchlücke diese Abhängigkeit für Land Wursten.

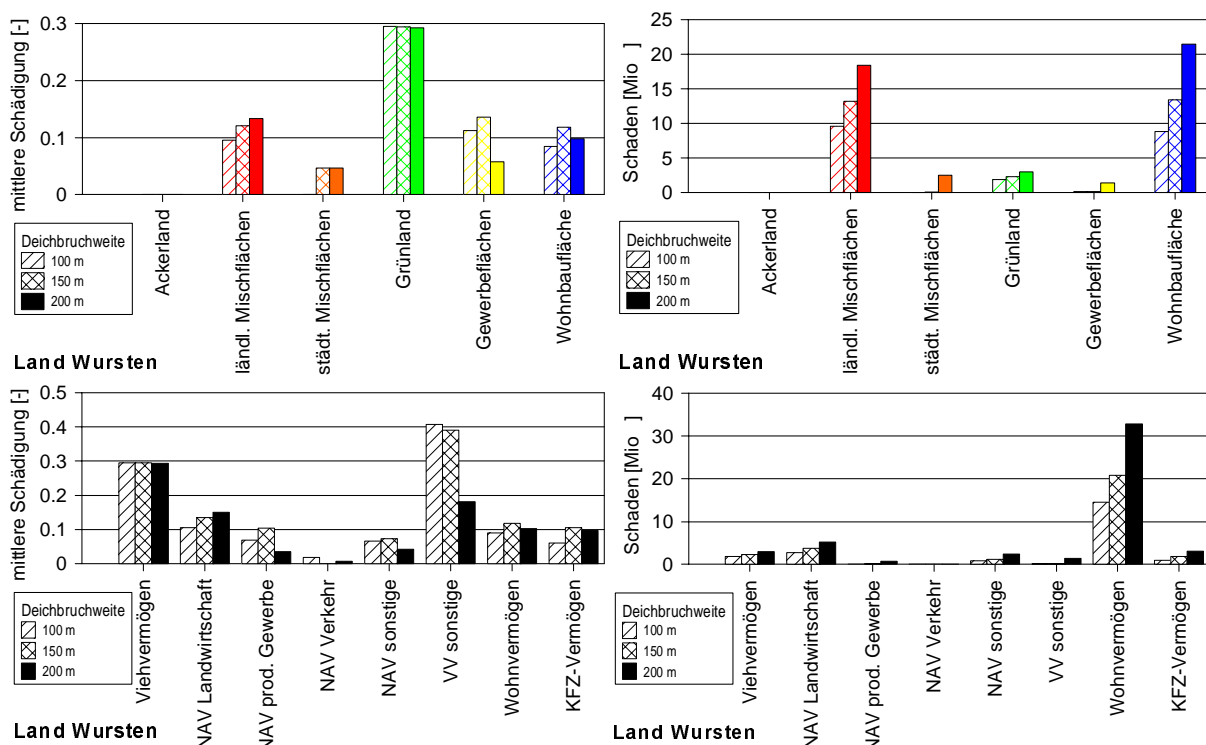


Abbildung 6-33: Mittlere Schädigung (links) und Überflutungsschaden (rechts) nach Deichbruch bis zur Geländeoberkante bei Cappel-Neufeld unter Annahme der Sturmflut vom 03.01.1976 in Abhängigkeit von der Weite der Deichbruchlücke (oben: Klassifikation nach Landnutzung, unten: Klassifikation nach Vermögensart)

Mit Ausnahme der Schädigung des Vorratsvermögens bzw. der Gewerbeflächen zeigt sich auch für einen Deichbruch an der Wurster Küste eine nur geringe Abhängigkeit des mittleren Schädigungsgrads von der Weite der Deichbruchlücke. Die maximale mittlere Schädigung liegt mit 30 % für Vorratsvermögen und mit 40 % für Viehvermögen vor. Für bebauten Flächen beträgt die mittlere Schädigung etwa 10 %. Auch für die Wurster Küste ergibt sich, wie für Butjadingen, ein deutlicher Anstieg des Überflutungsschadens mit der Weite der Bruchlücke. Eine Verdoppelung der Weite der Deichbruchlücke von 100 m auf 200 m führt zu einer Vergrößerung des Gesamtschadens von ca. 21 Mio. € auf ca. 48 Mio. €. Die Schadenserwartung nach Deichbruch an der Wurster Küste ist damit größenordnungsmäßig vergleichbar mit der an der Küste Butjadingens, was auf die vergleichbare Nutzungsstruktur des Hinterlandes zurückzuführen ist. Auch für das Küstenhinterland zwischen Bremerhaven

und Cuxhaven entsteht mit ca. 65 % der Hauptteil des Schadens am Wohnvermögen und damit an den Wohnbauflächen sowie den Flächen gemischter Nutzung. Maßnahmen zur Minimierung des Überflutungsschadens sollten daher im besonderen auf den Schutz der bebauten Flächen fokussiert werden. Dies kann einerseits durch den Schutz der Siedlungsflächen als ganzes, d.h. durch Reduzierung der Überflutungsfläche, und andererseits durch Objektschutz einzelner Gebäude, d.h. durch Verminderung des Schädigungsgrads, erfolgen.

Zusätzliche Küstenschutzelemente eignen sich in geringem Maße zu einer Verminderung des Überflutungsschadens.

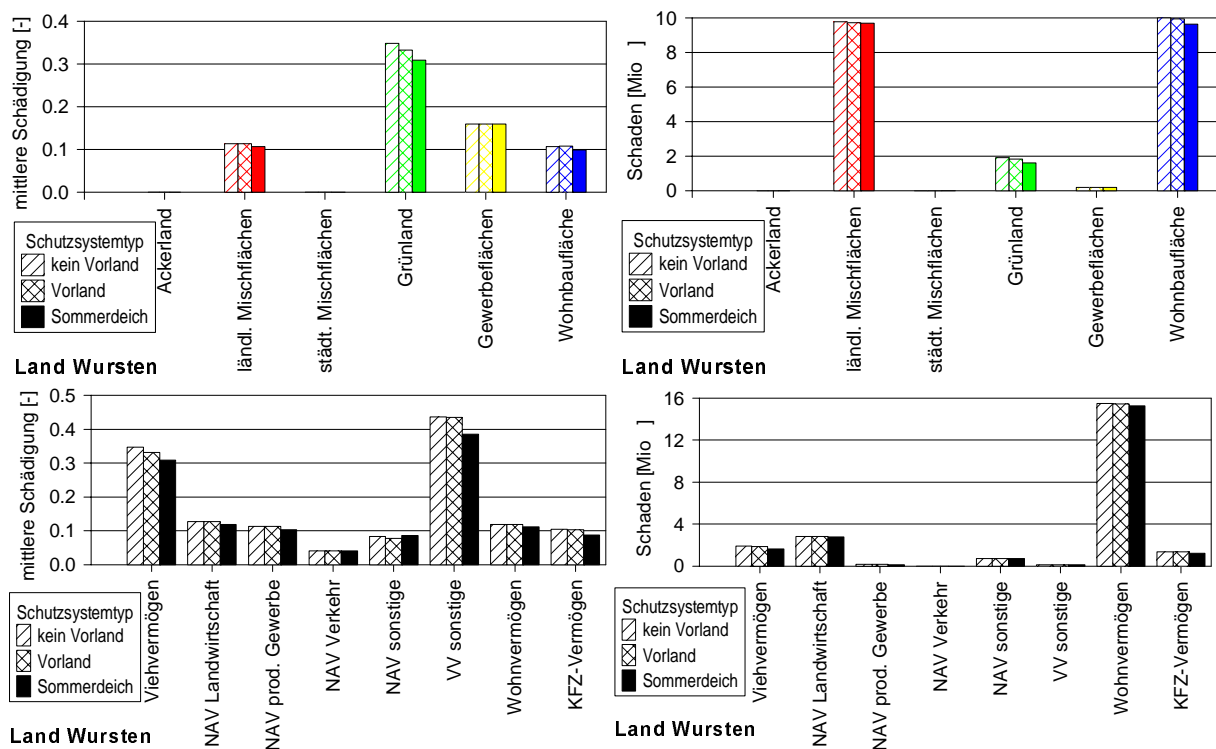


Abbildung 6-34: Mittlere Schädigung (links) und Überflutungsschaden (rechts) nach Deichbruch einer Weite von 100 m bis zur Geländeoberkante bei Lietherhof (nördlich Cappel-Neufeld, südlich Spieka-Neufeld) unter Annahme der Sturmflut vom 03.01.1976 in Abhängigkeit vom Küstenschutzsystem (oben: Klassifikation nach Landnutzung, unten: Klassifikation nach Vermögensart)

Die Abbildung 6-34 zeigt die Bedeutung des Aufbaus des Küstenschutzsystems für den nach einem Deichbruch bei Cappel-Neufeld während der Sturmflut vom 03.01.1976 zu erwartenden Überflutungsschaden. Es wird deutlich, daß durch die dem Hauptdeich vorgelagerten Schutzelemente Vorland bzw. Vorland und Sommerdeich eine Reduzierung des Überflutungsschadens, i.w. am Wohnvermögen, um 1 % bzw. 2,5 % möglich ist. Im Vergleich zur Verminderung der Versagenswahrscheinlichkeit des Hauptdeiches durch Vorland und Sommerdeich ist die Reduzierung des Überflutungsschadens bei der Risikoberechnung jedoch vernachlässigbar.

Die Berücksichtigung von Sturmflutszenarien der Sturmflut vom 03.01.1976 mit einem um bis zu 1 m erhöhten Sturmflutscheitel führt, wie nach der in Abbildung 6-27 dargestellten Analyse der Überflutungsfläche und der mittleren Überflutungswassertiefe zu erwarten ist, zu einer deutlichen Vergrößerung des Überflutungsschadens. Der sich als Folge einer Überflutung nach 100 m breitem Deichbruch bei Cappel-Neufeld ergebende Gesamtschaden steigt bei einem um 1 m erhöhten Sturmflutscheitel von ca. 11 Mio. € auf ca. 25 Mio. € an. Die Zunahme des Gesamtschadens geht auf eine überproportionale Zunahme des Schadens an bebauten Flächen zurück. So führt der Anstieg des Sturmflutscheitels um 1 m zu einer Zunahme des Schadens an Mischflächen und bebauten Flächen um den Faktor 2,5, während sich der Schaden an landwirtschaftlichen Flächen lediglich um den Faktor 1,5 erhöht. Die Zunahme des Schadens ist nahezu ausschließlich auf die in Abbildung 6-27 dargestellte Vergrößerung der Überflutungsfläche zurückzuführen, während sich der mittlere Schädigungsgrad, wie Abbildung 6-35 zeigt, für die wesentlichen Nutzungs- bzw. Vermögensarten konstant ist.

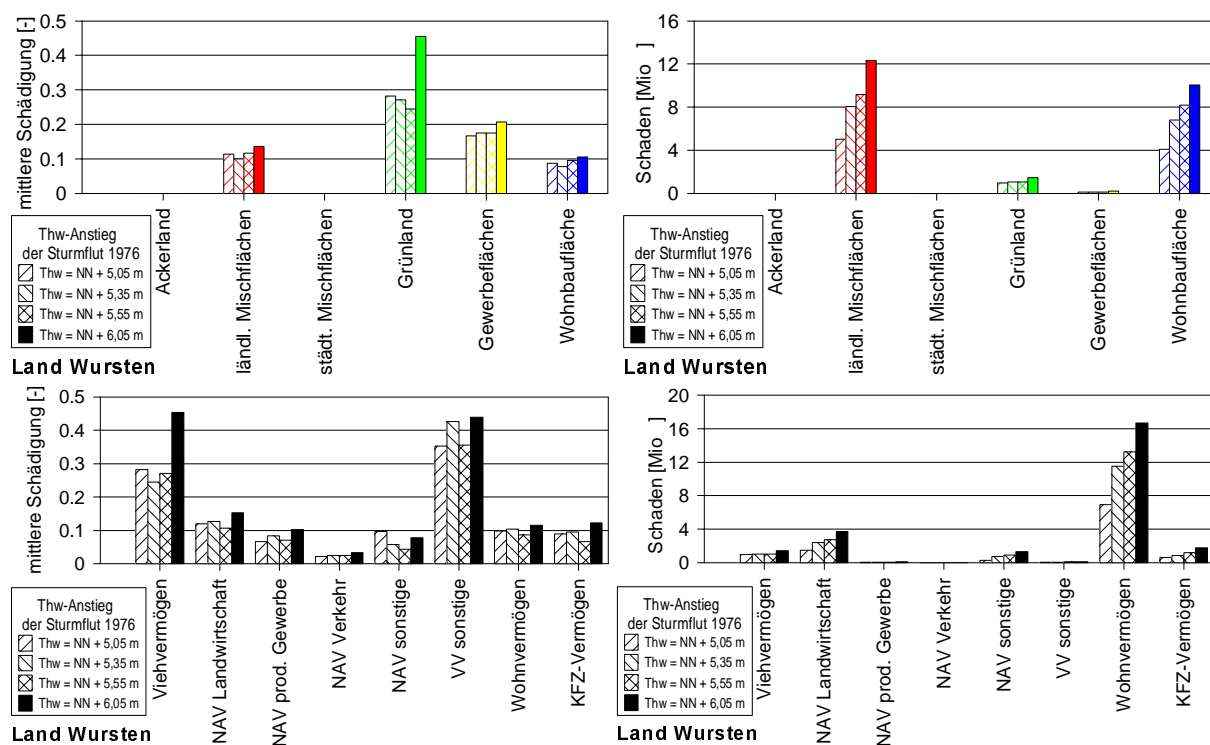


Abbildung 6-35: Mittlere Schädigung (links) und Überflutungsschaden (rechts) nach Deichbruch einer Weite von 100 m bis zur Geländeoberkante bei Cappel-Neufeld unter Annahme von Szenarien der Sturmflut vom 03.01.1976 bei Anstieg des Tidehochwasserstands um 0,3 m, 0,5 m bzw. 1,0 m (oben: Klassifikation nach Landnutzung, unten: Klassifikation nach Vermögensart)

Mit dem zu erwartenden, sich infolge des Klimawandels beschleunigenden Wasserstandsanstieg wird sich dementsprechend die Vulnerabilität der Küstenzonen erheblich vergrößern. Durch den Wasserstandsanstieg erhöht sich im besonderen die Betroffenheit bebauter, d.h. bewohnter, Hinterlandflächen. Der relative Anstieg der Vulnerabilität der Küstenzone ist bei dynamischer Betrachtung der Überflutung nach Deichbruch mit 227 % erheblich größer als bei statischer Betrachtung gemäß Kapitel 6.2 für das potentielle Überflutungsgebiet, welche

bei einem Wasserstandsanstieg von 1 m einen Anstieg der Vulnerabilität auf nur etwa 120 % erwarten läßt. Die traditionelle Methodik zur Abschätzung der klimaänderungsbedingten Folgen auf den Überflutungsschaden, wie sie entsprechend dem IPCC von STERR UND SIMMERING [1996] auf die deutschen Küsten angewendet wurde, führt also im Vergleich zur dynamischen Methodik zu einer relativen Unterschätzung der Folgen einer Klimaänderung für die Küstenzone.

Die Fülligkeit der Sturmflut während eines Deichbruchs hat neben dem Sturmflutscheitel erheblichen Einfluß auf den zu erwartenden Überflutungsschaden. Die Abbildung 6-36 zeigt eine Gegenüberstellung der mittleren Schädigung und des Überflutungsschadens, welche für einen 100 m weiten Deichbruch nahe Cappel-Neufeld während der Sturmfluten vom 62-er, 76-er und 99-er Typ berechnet sind. Für eine Sturmflut des 99-er Typs ergibt sich trotz des leicht geringeren Sturmflutscheitels aufgrund des fülligeren Tideverlaufs der höchste Überflutungsschaden. Das Verhältnis des Überflutungsschadens von 99-er und 76-er Sturmflut beträgt etwa 2,8, während das Verhältnis der Überflutungsflächen gemäß Abbildung 6-28 mit 2,1 etwas geringer ist.

Neben der Deichbruchcharakteristik und den Sturmfluteigenschaften beeinflusst auch der Ort des Deichbruchs nicht nur die Ausdehnung der Überflutungsfläche (vgl. Abbildung 6-29), sondern auch maßgeblich den Überflutungsschaden. Die Abbildung 6-37 stellt für die in Abbildung 5-19 dargestellten Deichbruchereignisse einer Breite von 100 m den mittleren Schädigungsgrad sowie den zu erwartenden, nach Nutzung bzw. nach Vermögensart klassifizierten Überflutungsschaden dar.

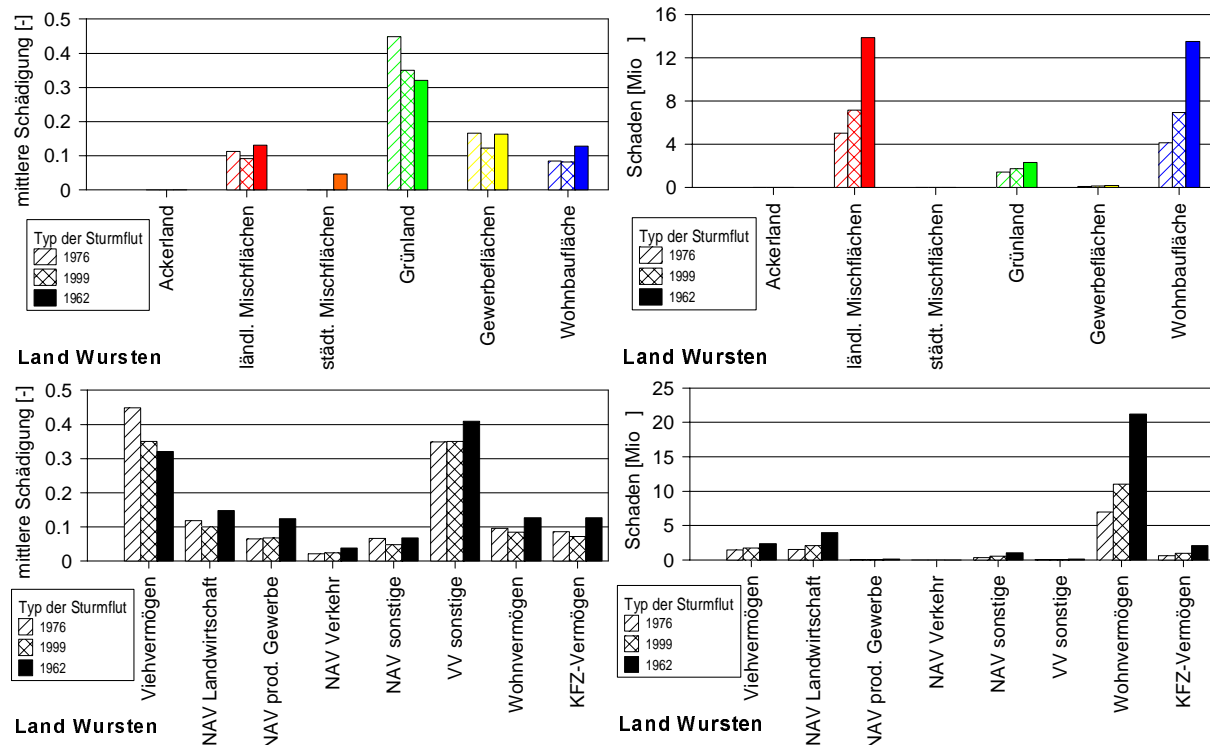


Abbildung 6-36: Mittlere Schädigung (links) und Überflutungsschaden (rechts) nach Deichbruch einer Weite von 100 m bis zur Geländeoberkante bei Cappel-Neufeld unter Voraussetzung verschiedener vergangener Sturmfluten (oben: Klassifikation nach Landnutzung, unten: Klassifikation nach Vermögensart)

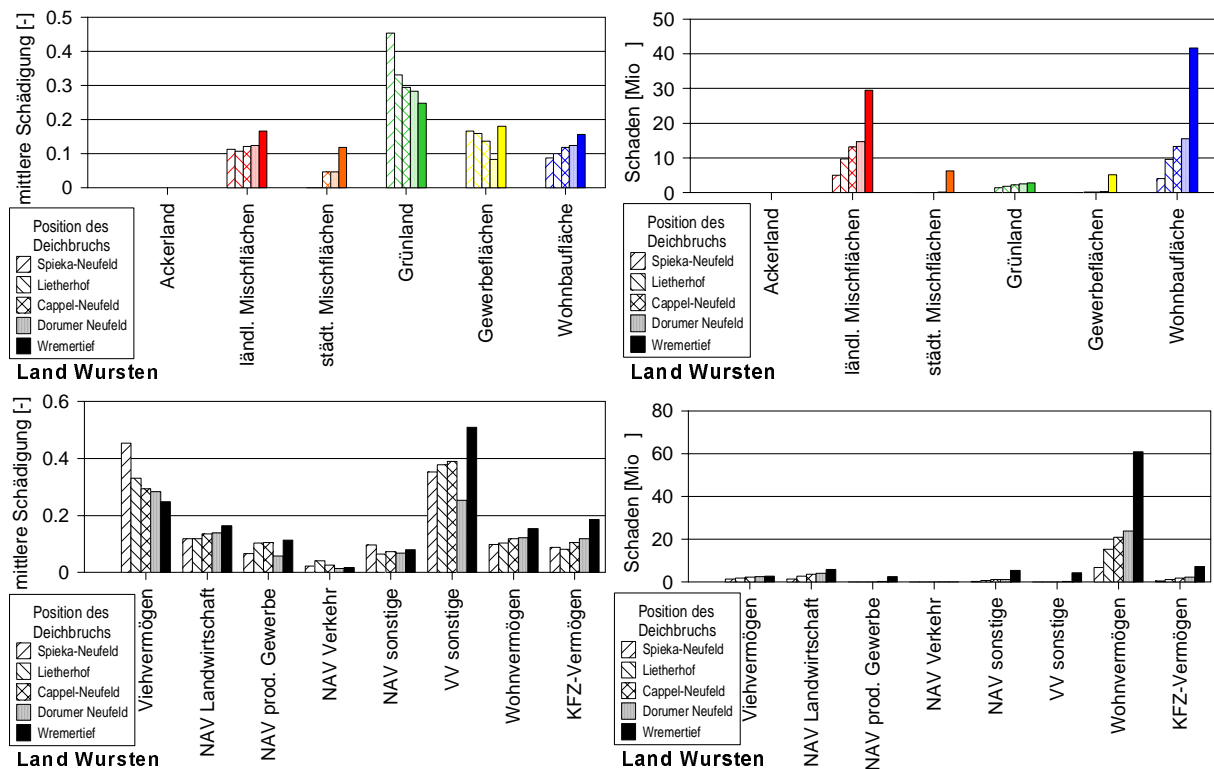


Abbildung 6-37: Mittlere Schädigung (links) und Überflutungsschaden (rechts) nach Deichbruch einer Weite von 100 m bis zur Geländeoberkante unter Annahme der Sturmflut vom 03.01.1976 in Abhängigkeit von der Position des Deichbruchs (oben: Klassifikation nach Landnutzung, unten: Klassifikation nach Vermögensart)

Wie die Überflutungsfläche steigt auch der Überflutungsschaden bei den südlichen, näher zu Bremerhaven gelegenen Deichbruchorten stark an. Während jedoch das Verhältnis der Gesamtausdehnung der Überflutungsflächen nach Deichbruch nahe Wremertief und nahe Spieka-Neufeld etwa 290 % beträgt, ist das Verhältnis des Überflutungsschadens mit ca. 800 % erheblich größer, was, wie in Kapitel 6.3.1 festgestellt, auf die erheblich stärkere Betroffenheit von bebauten Flächen zurückzuführen ist. Eine Übersicht über den in Abhängigkeit von der Deichbruchposition zu erwartenden Überflutungsschaden ist in Abbildung 6-38 dargestellt. Daneben ist außerdem der Gesamtwert der in den Überflutungsgebieten liegenden Vermögenswerte sowie die betroffene Einwohnerzahl dargestellt. Bei einem Deichbruch nahe Wremertief sind etwa fünfmal mehr Einwohner und Werte betroffen als bei einem Deichbruch nahe Spieka-Neufeld. Der Überflutungsschaden ist infolge einer größeren Überflutungswassertiefe und damit höheren Schädigung bei Deichbruch nahe Wremertief sogar achtmal größer als bei Spieka-Neufeld. Unabhängig von dem Deichbruchort liefert das Wohnvermögen bzw. die bebaute Fläche den überwiegenden Beitrag zum Gesamtschaden. Der Anteil am Gesamtschaden, den bebaute Flächen ausmachen, beträgt jeweils etwa 65 %.

Die starke Abhängigkeit des Überflutungsschadens vom Ort eines möglichen Versagens des Küstenschutzsystems findet zur Zeit bei der Bemessung keine Verwendung. Im Zuge sich verknappender öffentlicher Mittel ist jedoch der Übergang zu einer abgestuften, den möglichen Überflutungsschaden berücksichtigenden Küstenschutzstrategie nötig [MEYER

UND MAI, 2003]. Als Grundlage dieser Strategie kann das in Kapitel 3.7 definierte Überflutungsrisiko dienen, welches im folgenden Kapitel exemplarisch für einzelne Küstenabschnitte der Jade-Weser-Region berechnet wird.

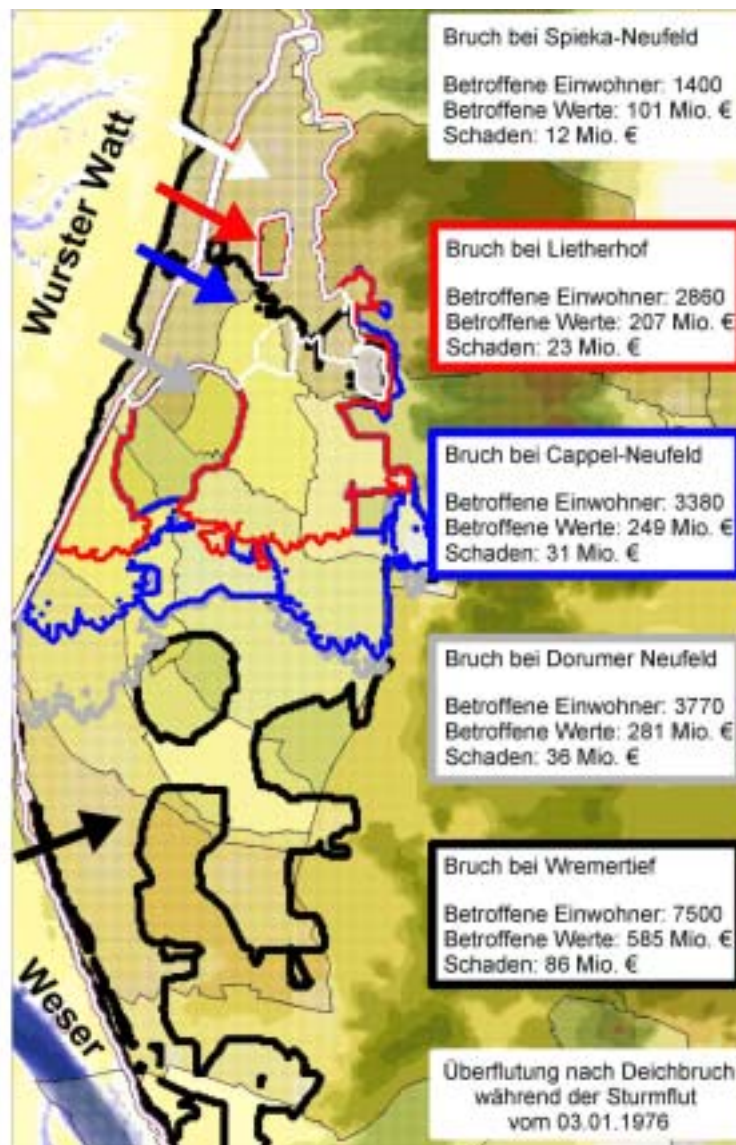


Abbildung 6-38: Dynamisch ermittelter Überflutungsschaden sowie bei Überflutung betroffene Bevölkerung und Sachwerte in Abhängigkeit vom Ort des Versagens des Küstenschutzsystems [nach MEYER UND MAI, 2003]

7 Überflutungsrisiko an Jade und Weser

7.1 Heutiges Überflutungsrisiko

Eine erste Approximation des derzeitigen Überflutungsrisikos erfolgt für die in Kapitel 4.2.1 gegebenen Deichstrecken unter Verwendung der in Kapitel 3.7 in Gleichung (3.70) dargestellten vereinfachten Definition des Risikos als Produkt der Versagenswahrscheinlichkeit, welche in Abbildung 4-43 gegeben ist, und einer Schätzung der Folgeschäden, welche jeweils unter der Annahme eines Deichbruchs (Bruchweite/ -tiefe: 100 m/ GOK) während der Sturmflut am 03.01.1976 in Abbildung 6-32 und Abbildung 6-38 gegeben sind. Eine Zuordnung des Risikos zu einzelnen Deichabschnitten ist in Abbildung 7-1 erfolgt. Die Schätzung des Überflutungsrisikos infolge eines Deichversagens weist ebenso wie die Versagenswahrscheinlichkeit bzw. der geschätzte Überflutungsschaden eine erhebliche räumliche Variabilität auf. Für die hier exemplarisch untersuchten Deiche variiert das näherungsweise berechnete Überflutungsrisiko von 3.400 €/a bis zu 16.000 €/a. Werden neben den ländlich geprägten Küstenabschnitten Butjadingens und Land Wurstens auch urbane Abschnitte betrachtet, so wird die Spreizung des Überflutungsrisikos noch offensichtlicher. So geben MAI UND VON LIEBERMAN [2001(e)] für Teile des Küstenschutzsystems der Stadt Bremerhaven ein etwa um den Faktor 10 höheres Überflutungsrisiko an. Diese Schätzung verdeutlicht, daß die derzeitige Bemessung der Hauptdeiche auch auf dem Hintergrund des Überflutungsrisikos nicht ausgewogen ist (Auf dem Hintergrund der Versagenswahrscheinlichkeit gilt dies, wie in Kapitel 4.2.2 gezeigt, entsprechend, vgl. Abbildung 4-43).

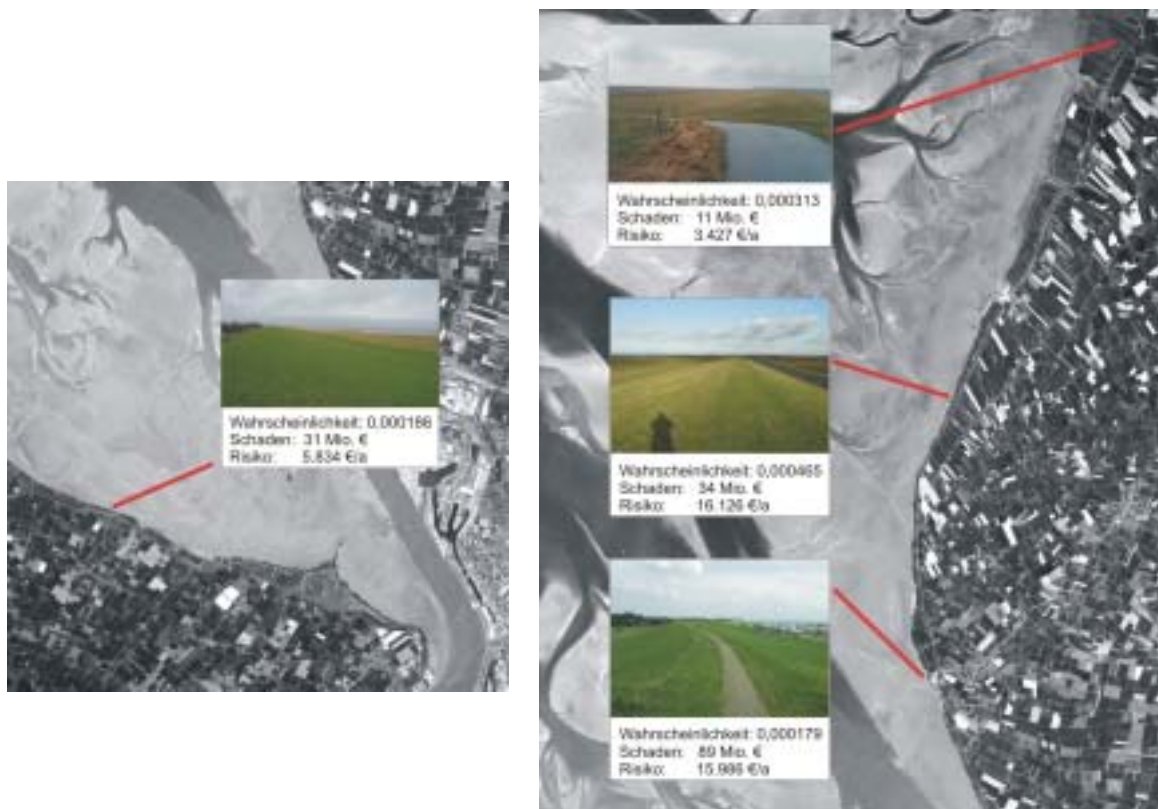


Abbildung 7-1: Mit einem Deichversagen verbundenes Risiko (vereinfachtes Berechnungsverfahren)

Zur Beurteilung des Risikos weiterer Küstenteile des Jade-Weser-Ästuars ist das vereinfachte Verfahren in dem Bauwerks- und Seegangsinformationssystem Küste [MAI UND VON LIEBERMAN, 2001(d)] bzw. seiner Weiterentwicklung zum Risiko-Informationssystem Küste [MAI UND VON LIEBERMAN, 2002(b), WEIGEL UND MAI, 2002(a), ELSNER ET AL., 2003] implementiert. Eine Übersicht über die Funktionalität dieser geographischen Informationssysteme ist im Anhang R gegeben.

Zur Berücksichtigung der Versagensintensität bei der Risikoberechnung nach (3-72) bis (3-74) ist in Erweiterung des vereinfachten Verfahrens den Versagensereignissen ($Z < 0$) der jeweilige Tidehochwasserstand zuzuordnen. Die Abbildung 7-2 stellt als Ergebnis dieser Zuordnung den relativen Anteil einer Thw-Klasse an der Gesamtversagenswahrscheinlichkeit für ausgewählte Deichabschnitte dar.

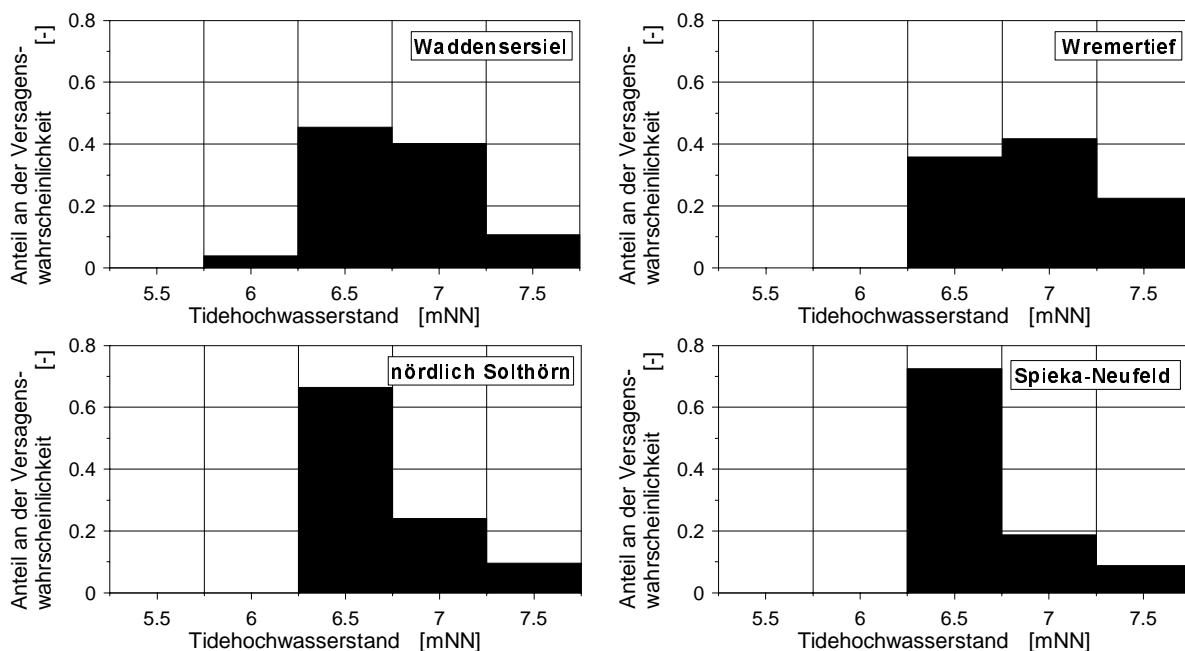


Abbildung 7-2: Relativer Beitrag zur Versagenswahrscheinlichkeit für verschiedene Stufen des Tidehochwasserstands

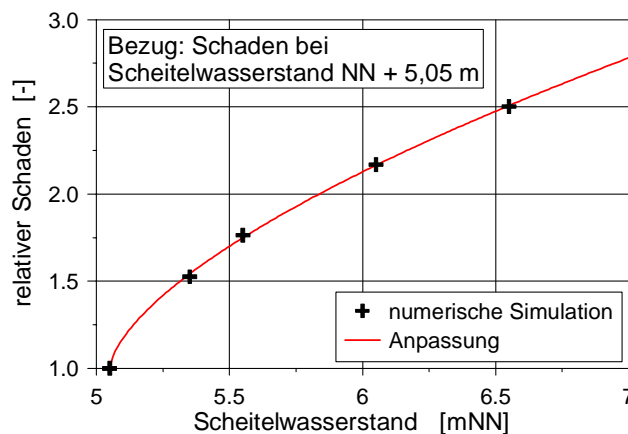


Abbildung 7-3: Relativer Schaden in Abhängigkeit vom Grad des Versagens (Bezugsgröße: Schaden bei Deichbruch, Sturmflut 1976: Thw = NN + 5,05 m)

Den Klassen des Tidehochwasserstands wird analog zu den in Abbildung 6-35 dargestellten Untersuchungen der Überflutungsschaden zugewiesen. Im Vergleich zu dem vereinfachten Verfahren der Risikoberechnung, welches sich bei der Approximation des Überflutungsschadens an einer vergangenen Extremsturmflut orientiert, ergeben sich so je nach Tidehochwasserstand während des Versagensereignisses erheblich höhere Folgeschäden. Für die Wurster Küste weist Abbildung 7-3 die relative Zunahme des Überflutungsschadens in Abhängigkeit vom Scheitelwasserstand der das Versagen verursachenden Sturmflut aus.

Neben dem Tidehochwasserstand bestimmen auch die Abmessungen eines Deichbruchs den Folgeschaden, was entsprechend (3-73) und (3-74) in die erweiterte Risikoberechnung eingeführt wird. Die Abbildung 7-4 stellt eine auf der Grundlage der in Abbildung 6-31 bis Abbildung 6-33 für die Wurster Küste ermittelte Parametrisierung der Abhängigkeit des Überflutungsschadens von der Breite und Tiefe der Deichbruchlücke dar. Die Abmessungen der Bruchlücke werden, wie Abbildung 7-5 verdeutlicht, als normalverteilt angenommen. Der Mittelwert und die Standardabweichung der Bruchweite werden dazu – den Erfahrungen aus vergangenen Deichbruchereignissen entsprechend (siehe Kapitel 3.4.2) – auf $150 \text{ m} \pm 75 \text{ m}$ gesetzt, die der Bruchtiefe auf $\text{GOK} \pm 0,75 \text{ m}$.

Mit den in Abbildung 7-2 bis Abbildung 7-5 dargestellten Zusammenhängen folgt das, im Vergleich zu der in Abbildung 7-1 berechneten Näherung des Risikos, um den Einfluß der Abmessungen der Bruchlücke und den Einfluß des Sturmflutwasserstands erweiterte Risiko. Für ausgewählte Deichabschnitte ist dieses modifizierte Risiko in Abbildung 7-6 wiedergegeben.

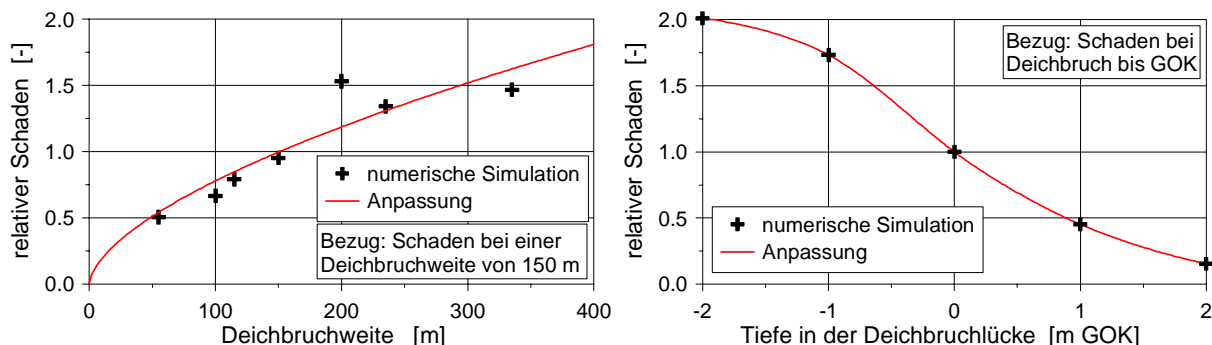


Abbildung 7-4: Relativer Schaden in Abhängigkeit von der Deichbruchweite (links) und von der Tiefe der Bruchlücke (rechts)
 (Bezugsgröße: Schaden bei einer Bruchlücke von 150 m und einer Bruchtiefe auf GOK)

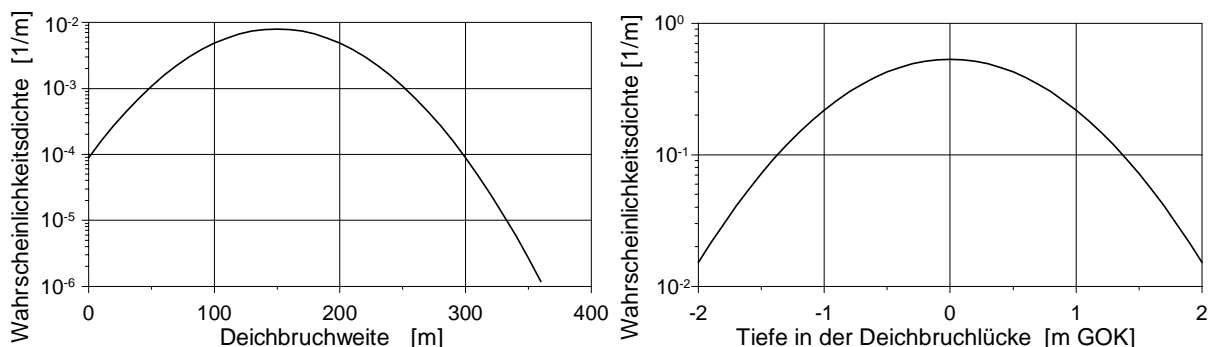


Abbildung 7-5: Approximation der Eintrittswahrscheinlichkeit bestimmter Abmessungen der Lücke eines Deichbruchs

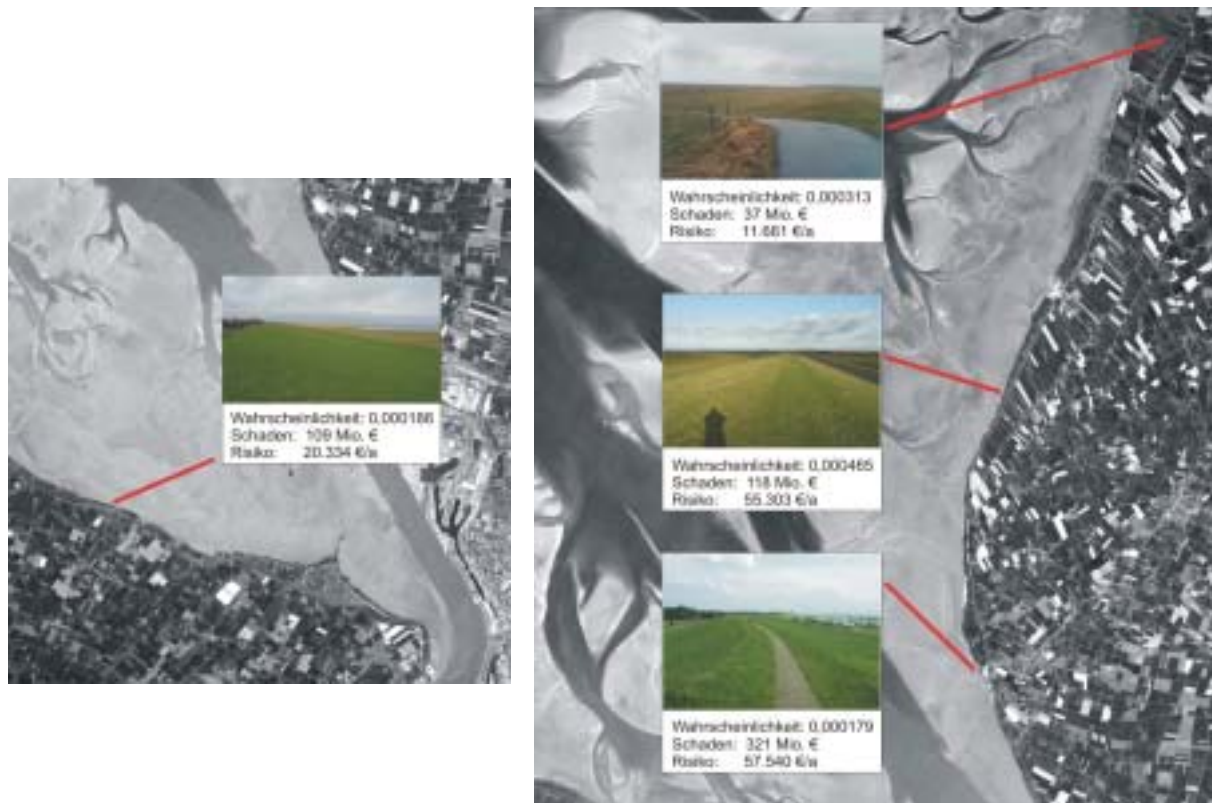


Abbildung 7-6: Mit einem Deichversagen verbundenes Risiko (modifiziertes Berechnungsverfahren zur Berücksichtigung des Schadensausmaßes in Abhängigkeit vom Grad des Versagens und von der Deichbruchweite/-tiefe)

Die Verwendung des nach (3-72) bis (3-74) modifizierten Risikobegriffs führt im Vergleich zu dem stark vereinfachten Ansatz nach (3-69) zu qualitativ ähnlichen Ergebnissen. Insbesondere die Risiko-Rangfolge der Deichabschnitte ändert sich nicht. Quantitativ entspricht jedoch das mit dem modifizierten Verfahren berechnete Risiko etwa dem 3,1 bis 3,6-fachen des mit dem sehr stark vereinfachten Ansatz berechneten Risikos. Für eine spätere Kosten-Nutzen-Analyse ist daher die Verwendung des modifizierten Risikobegriffs essentiell.

Durch abschnittsweise Anwendung der Risikoanalyse folgt schließlich das Risikoprofil eines Küstenabschnitts. Für die Wurster Küste ist exemplarisch das Risikoprofil als Überlagerung von Versagenswahrscheinlichkeit und Schadensermittlung in Abbildung 7-7 gegeben. Der Deichabschnitt bei Solthörn (Stationierung: km 48) weist das höchste Risiko auf. Dies ist die Folge fehlender, dem Hauptdeich vorgelagerter Deichschutzwerke (Vorland und/oder Sommerdeich). Denn, wie schon die Analyse der Versagenswahrscheinlichkeit unterschiedlicher Schutzsysteme in Tabelle 4-4 und in weit geringerem Maße die Untersuchung möglicher Versagensfolgen in Abbildung 6-26 gezeigt hat, hat die Zusammensetzung des Küstenschutzsystems erheblichen Einfluß auf das Risiko. Dies ist exemplarisch für den in Abbildung 5-14 dargestellten Deichabschnitt zwischen Cappel-Neufeld und Spieka-Neufeld in Abbildung 7-8 dargestellt. Bei fehlendem Vorland und Sommerdeich ergibt sich eine Vergrößerung des Risikos um einen Faktor von etwa 3,5.

Aus dem in Abbildung 7-7 dargestellten Profil der jährlichen Überlaufwahrscheinlichkeit folgt nach (3-75) die jährliche Überlaufwahrscheinlichkeit für den gesamten Abschnitt der Wurster Küste. Eine erste Eingrenzung dieser jährlichen Überlaufwahrscheinlichkeit nach (3-76) und

(3-77) ist jedoch nur sehr eingeschränkt möglich. So folgt für die Untergrenze der jährlichen Überlaufwahrscheinlichkeit etwa $1/2150$ und bei einer Unterteilung des ca. 20 km langen Küstenabschnitts in 300 m lange Segmente für die Obergrenze etwa $1/40$. Eine Verbesserung dieser Schätzung der Obergrenze ist durch Berücksichtigung der Korrelation des Eintretens von Wellenüberlauf an verschiedenen Deichsegmenten möglich. Für die in Abbildung 7-6 dargestellten Segmente der Wurster Küste zeigt sich, daß nur etwa 17 % der Überlaufereignisse am Deich nördlich Spieka-Neufeld (km 58) ohne zeitgleichen Überlauf am Deich bei Solthörn (km 50) bzw. südlich Wremen (km 40) auftreten. Im Vergleich dazu ist das Eintreten eines Wellenüberlaufs südlich Wremen noch stärker mit dem Wellenüberlauf bei Solthörn korreliert. So treten dort nur etwa 0,5 % der Überlaufereignisse ohne zeitgleichen Überlauf an einem der beiden anderen Abschnitte auf. Die genannten Korrelationen berücksichtigend ergibt sich als Obergrenze der Wahrscheinlichkeit des Wellenüberlaufs an mindestens einem Deichsegment entsprechend Abbildung 7-9 etwa $1/400$. Werden sämtliche Permutationen korrelierter Wellenüberlauf am Deich berücksichtigt, so folgt mit (3-75) eine Überlaufwahrscheinlichkeit von nur $1/1900$.

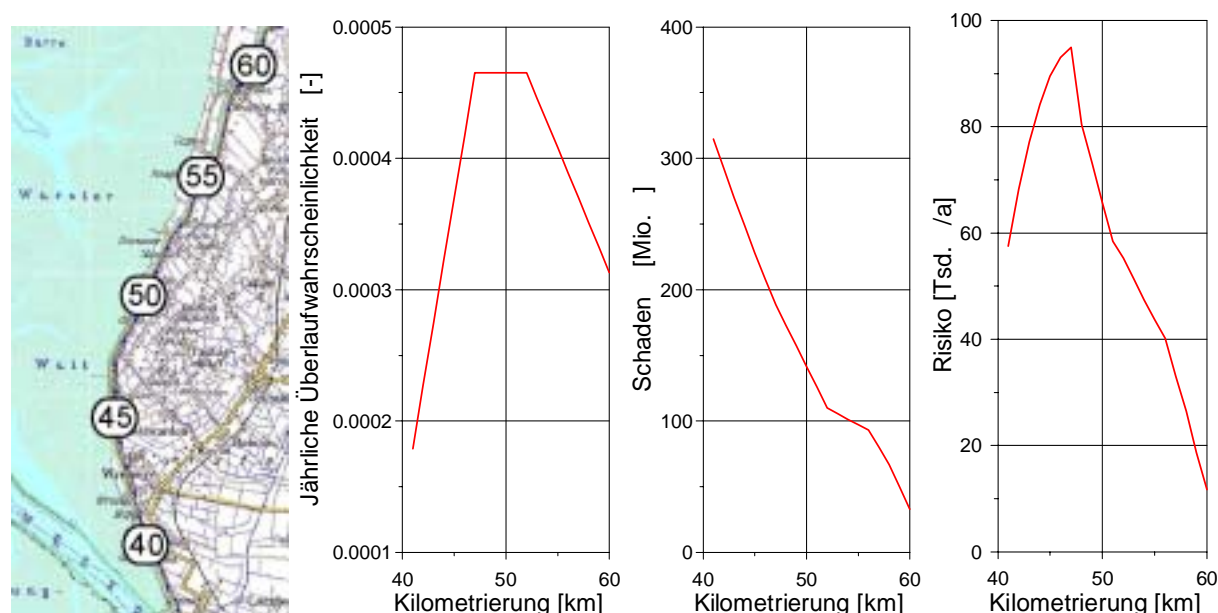


Abbildung 7-7: Überflutungsrisiko infolge Wellenüberlauf an den Deichen der Wurster Küste

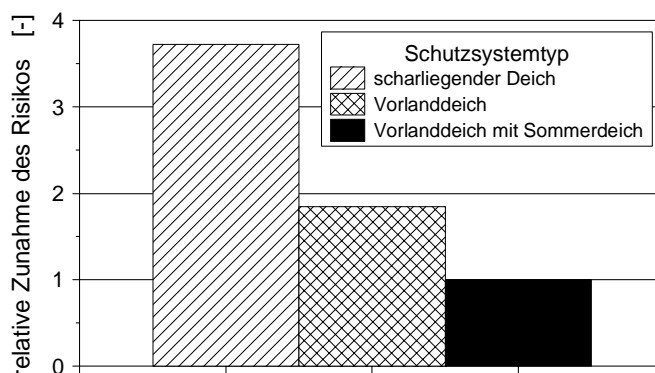


Abbildung 7-8: Einfluß zusätzlicher Küstenschutzelemente auf das mit dem Deichversagen verbundene Risiko (am Beispiel des Deichabschnitts zwischen Cappel-Neufeld und Spieka-Neufeld)

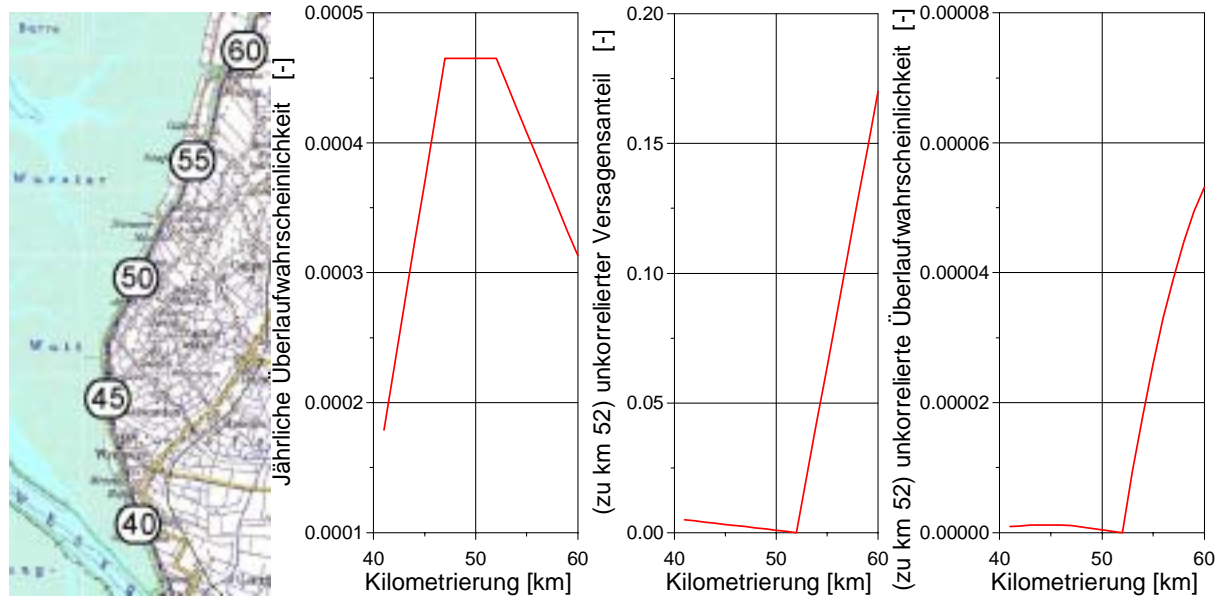


Abbildung 7-9: Methodik zur verbesserten Ermittlung der Obergrenze der Überlaufwahrscheinlichkeit für einen Küstenabschnitt

Vermögensart	Überflutungsschaden in Mio. € nach Versagen des Hauptdeichs bei				
	Wremen	Dorum	Cappel	Wremen+Dorum	Wremen+Cappel
Kfz-Vermögen	6,43	2,09	1,71	8,82 (103 %)	8,42 (103 %)
Wohnvermögen	55,34	23,75	21,3	71,12 (90 %)	70,03 (91 %)
Vorratsvermögen	3,25	0,72	0,28	3,72 (94 %)	3,87 (97 %)
NAV prod. Gewerbe	1,92	0,23	0,15	2,29 (106 %)	2,23 (108 %)
NAV Verkehr	0,01	0,002	0,01	0,014 (117 %)	0,02 (108 %)
NAV sonstige	11,60	4,05	3,48	13,21 (84 %)	13,06 (86 %)
NAV Landwirtschaft	5,53	4,22	3,90	8,82 (88 %)	8,54 (91 %)
Viehvermögen	2,64	3,17	2,93	5,39 (92 %)	5,23 (94 %)
Gesamt	86,72	38,21	33,66	113,38 (90 %)	111,4 (93 %)

Tabelle 7-1: Einfluß gleichzeitigen Deichversagens auf den Überflutungsschaden

Für das Gesamtrisiko des Küstenabschnitts Land Wursten ergibt sich mit (3-78) gemäß Abbildung 7-7 eine Untergrenze von ca. 95 Tsd. €/a, während es nach (3-79) bei Vernachlässigung des Einflusses korrelierten Deichversagens 3,9 Mio. €/a beträgt. Dies stellt jedoch nur eine sehr konservative (wesentliche zu hohe) Schätzung dar, da das Schadensmaß infolge Überflutung nach Versagen mehrerer Segmente der Deichlinie erheblich geringer ist als die Summe der Schäden einzelner Deichbrüche. Beispielhaft ist dieser Effekt für ein Überflutungsszenario nach Deichversagen bei Wremen und Dorum bzw. Wremen und Cappel-Neufeld (siehe Abbildung 6-38) in Tabelle 7-1 dargestellt. Der Überflutungsschaden bei gleichzeitigem Deichbruch beträgt ca. 90 % bzw. 93 % der Schadenssumme der Einzelereignisse.

7.2 Erhöhtes Überflutungsrisiko als Folge des Klimawandels

Mit dem in Kapitel 4.3.1 dargestellte Anstieg der Belastungen des Küstenschutzsystems bei Klimawandel geht, wie in Kapitel 4.3.2 bzw. in Kapitel 6.3.2 gezeigt, ein Anstieg der Versagenswahrscheinlichkeit bzw. des Folgeschadens und somit auch des Risikos einher.

Für die in Kapitel 7.1 bei heutiger Belastungssituation untersuchten Deichstrecken gibt die Abbildung 7-10 die relative Zunahme des Überflutungsrisikos bei Anstieg des Tidehochwasserstands wieder. Bei einem Anstieg des Tidehochwassers um 0,5 m wird sich das Risiko etwa auf das Vier- bis Fünffache erhöhen. Ein Anstieg um 1 m führt bei unverändertem Küstenschutzsystem zu einer Zunahme der Überlaufwahrscheinlichkeit um einen Faktor von etwa 15 bis 25. Die Zunahme des Risikos geht fast ausschließlich auf die Zunahme der Versagenswahrscheinlichkeit zurück, während sich die in Abbildung 7-2 gegebene Klassifizierung der Versagensereignisse nach dem Tidehochwasserstand nur gering zu höheren Tidehochwasserständen verschiebt und die Versagensfolgen daher nur gering zunehmen. Die größte Sensitivität des Küstenschutzes gegenüber einem Wasserstandsanstieg liegt dementsprechend auch bei Zugrundelegung des Risikos als Bewertungsmaßstab für die sommerbedeichten Hauptdeichstrecken, wie z.B. nördlich Spieka-Neufeld, vor.

Eine Intensivierung des Windes beeinflusst im Gegensatz zu einem Anstieg des Tidehochwassers das Risiko eines Deichabschnitts ausschließlich über die Versagenswahrscheinlichkeit. Dementsprechend entspricht der Anstieg des Risikos dem der Versagenswahrscheinlichkeit, wie Abbildung 7-11 verdeutlicht. Eine Zunahme der Windgeschwindigkeit führt also zu einem Anstieg des Risikos um 4 % bis 17 %. Im Gegensatz zur hohen Sensitivität gegenüber einem Wasserstandsanstieg weisen, wie bereits in Kapitel 4.3.2.1 festgestellt, sommerbedeichte Hauptdeichstrecken die geringste Sensitivität gegenüber einer Intensivierung der Windgeschwindigkeit auf.

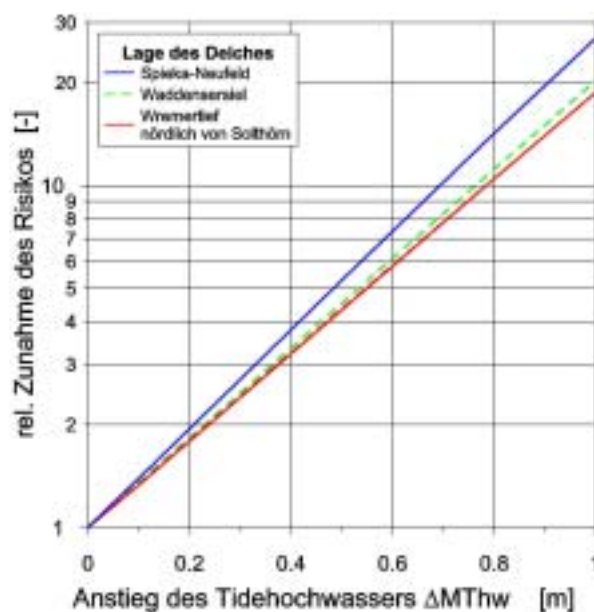


Abbildung 7-10: Relative Zunahme des mit dem Versagen eines Deichabschnitts verbundenen Risikos als Folge eines Wasserstandsanstiegs

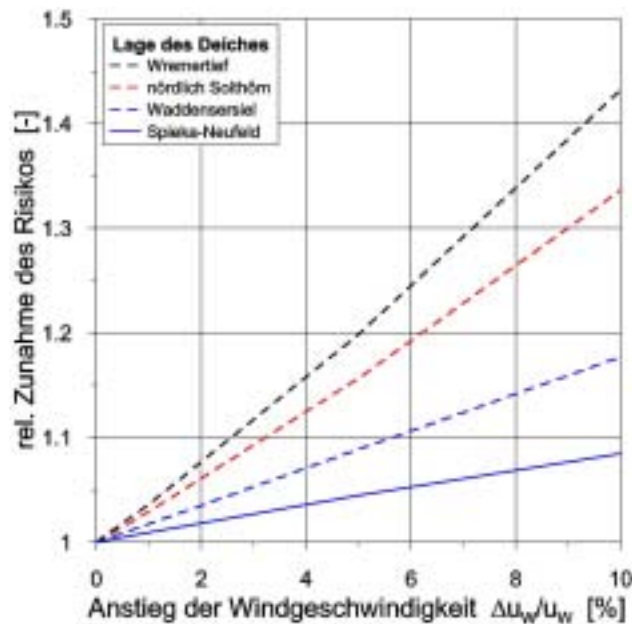


Abbildung 7-11: Relative Zunahme des mit dem Versagen eines Deichabschnitts verbundenen Risikos als Folge einer Intensivierung des Windes

7.3 Maßnahmen der Risikominimierung

7.3.1 Ausbau des bestehenden Schutzsystems

Der in Kapitel 7.2 dargestellten Erhöhung des Überflutungsrisikos kann, wie bereits in Kapitel 2.3.3 erläutert, durch einen Ausbau des bestehenden Schutzsystems, z.B. durch eine Erhöhung der Hauptdeiche, begegnet werden. In erster Näherung kann die zur Gewährleistung eines bei Klimawandel konstanten Risikos erforderliche Deicherhöhung mit der in Kapitel 4.3.3 dargestellten erforderlichen Deicherhöhung, welche eine bei Klimawandel gleichbleibende Wahrscheinlichkeit des Wellenüberlaufs gewährleistet, angesetzt werden. Diese Approximation vernachlässigt jedoch den nach Abbildung 7-3 bei höheren Tidewasserständen anwachsenden Überflutungsschaden, so daß trotz Wahrung einer gleichbleibenden Versagenswahrscheinlichkeit ein erhöhtes Überflutungsrisiko bei Anstieg des Tidehochwasserstands eintritt. Die Abbildung 7-12 zeigt beispielhaft für vier ausgewählte Deichabschnitte die trotz einer Deicherhöhung zur Wahrung einer unveränderten Versagenswahrscheinlichkeit eintretende relative Zunahme des Überflutungsrisikos bei Anstieg des Tidehochwassers. Diese beträgt bei einem Anstieg des Tidehochwassers um 0,5 m im Mittel 6 %, was im Vergleich zu dem in Abbildung 4-57 bzw. in Abbildung 7-10 dargestellten Anstieg der Versagenswahrscheinlichkeit bzw. des Überflutungsrisikos ohne Deicherhöhung von etwa 450 % sehr gering ist. Wird über die Kompensation des Anstiegs der Versagenswahrscheinlichkeit weitergehend auch eine Kompensation des Anstiegs des Risikos angestrebt, ist der Deich zusätzlich zu der in Abbildung 4-61 ausgewiesenen Erhöhung, welche nur den Anstiegs der Versagenswahrscheinlichkeit kompensiert, anzupassen. Die Abbildung 7-13 verdeutlicht die zusätzlich erforderliche Deicherhöhung. Bei einem Anstieg des Tidehochwassers um 0,5 m ist aufgrund dieses Effektes mit einer Vergrößerung der erforderlichen Deicherhöhung um im Mittel 0,06 cm zu rechnen, was etwa 10 % der Erhöhung zur Kompensation des Anstiegs der Versagenswahrscheinlichkeit entspricht.

Im Gegensatz zum Wasserstandsanstieg führt – bei Verwendung des modifizierten Verfahrens zur Risikoberechnung nach (3-71) bis (3-74) – ein Anstieg der Windgeschwindigkeit bei Klimawandel zu keinem Anstieg des Risikos, sofern durch Deicherhöhung die Konstanz der Versagenswahrscheinlichkeit sichergestellt ist, da gemäß Definition der Schaden und die Überflutungsfläche lediglich als Funktion des Tidehochwasserstands aufgefaßt werden. Auf dem Hintergrund der in Abbildung 5-9 dargestellten Analyse des Windeinflusses auf den Überflutungsvorgang stellt dies jedoch eine akzeptable Näherung dar.

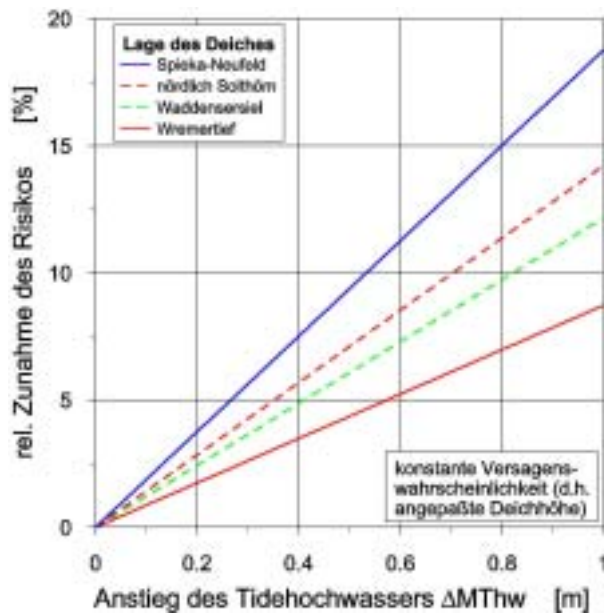


Abbildung 7-12: Prozentuale Zunahme des mit dem Versagen eines Deichabschnitts verbundenen Risikos als Folge eines Wasserstandsanstiegs nach einer zur Gewährleistung gleichbleibender Versagenswahrscheinlichkeit durchgeführten Deicherhöhung

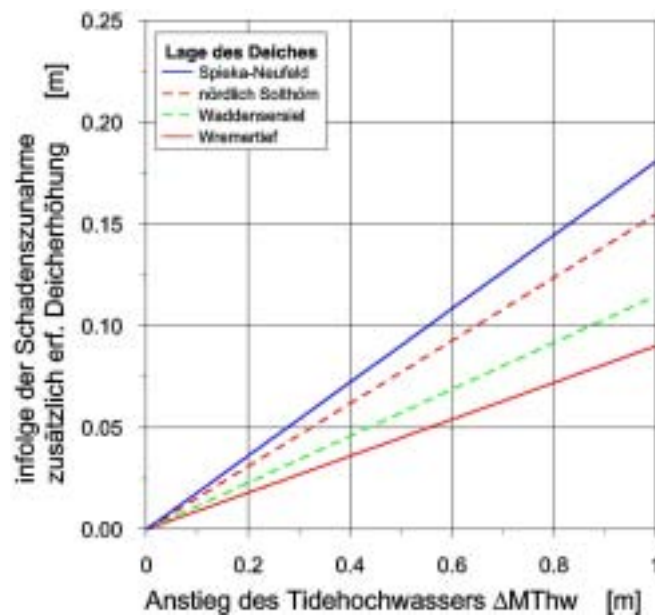


Abbildung 7-13: Zusätzliche zur Gewährleistung eines bei einem Wasserstandsanstieg gleichbleibenden Risikos erforderliche Deicherhöhung

7.3.2 Anlage von Ringdeichen und zweiten Deichlinien

Neben einer Risikominderung durch Reduzierung der Versagenswahrscheinlichkeit bei Verstärkung der vorhandenen Küstenschutzelemente ist, wie in Abbildung 3-4 schematisch dargestellt, durch Anlage zweiter Schutzlinien eine Risikominderung möglich, da diese den zu erwartenden Überflutungsschaden begrenzt. Ringdeiche und rückwärtige Deiche stellen Beispiele einer zweiten Schutzlinie dar. Die Abbildung 7-14 zeigt eine Schrägluftphotographie eines Schutzsystems mit zweiter Deichlinie und gibt eine Übersicht über dessen Umsetzung an der niedersächsischen Küste.



Abbildung 7-14: Zweite Deichlinien an der niedersächsischen Küste
 Photo (links) [Kramer, 1967], Übersichtskarte (rechts)

Während die derzeit vorhandenen Systeme mit zweiter Deichlinie durch Vordeichung entstanden sind, erscheinen Vordeichungen in Zukunft nicht mehr realisierbar. So ist z.B. eine nach der Sturmflut 1962 als Ausbau der dort vorhandenen Sommerdeiche (siehe Abbildung 7-15) geplante Vordeichung im nördlichen Land Wursten wegen ökologischer Belange nicht umgesetzt worden [Friedrich, 2002]. Eine Alternative zur Vordeichung ist die Anlage zweiter Deichlinien im Hinterland. Der Linienentwurf des rückwärtigen Deiches sollte unter Berücksichtigung natürlicher Geländeerhöhungen und historischer Deichlinien [FREISTADT ET AL., 1962] sowie der Nutzung des Hinterlandes erfolgen. Die Abbildung 7-16 stellt beispielhaft für Land Wursten zwei Alternativen eines um eine zweite Deichlinie ergänzten Küstenschutzsystems dar. Durch den rückwärtigen Deich wird die Überflutungsfläche bei Deichbruch erheblich reduziert. Für den in Abbildung 5-19 dargestellten Deichbruch bei Cappel-Neufeld zeigt die Abbildung 7-17 eine Reduzierung der Überflutungsfläche um ca. 70 % durch die 2. Deichlinie. Die maximale Wassertiefe im Überflutungsgebiet erhöht sich jedoch signifikant nach Anlage einer 2. Deichlinie. Für den Deichbruch bei Cappel-Neufeld nimmt sie um etwa 150 % zu. Die Zunahme der Überflutungswassertiefe wird wesentlich durch die Größe des durch die 2. Deichlinie begrenzten Polders bestimmt, wie am Beispiel eines Deichbruchs bei Wermertief in Abbildung 7-18 dargestellt ist. Während die mittlere Wassertiefe in einem 20,7 km² großen Polder (System 2. Deichlinien A) etwa 1,4 m beträgt, ist sie bei einem 18,9 % größeren Polder (System 2. Deichlinien B) etwa 14,7 % geringer. Die Zunahme der Überflutungswassertiefe führt dazu, daß auch Flächen, die ohne Vorhandensein einer 2. Deichlinie nicht überflutet werden, sofern sie innerhalb des durch die 2. Deichlinie begrenzten Polders liegen, von Überflutung betroffen sind. Dies zeigt sich beispielsweise in Abbildung 7-17 für ein höherliegendes Gebiet westlich der Ortschaft Nordholz und in Abbildung 7-18 für ein höherliegendes Gebiet westlich der Ortschaft Dorum. Die Zunahme der Überflutungsgefährdung im Polder läßt bei den betroffenen Küstenbewohnern eine nur eingeschränkte Akzeptanz für die nachträgliche Anlage 2. Deichlinien erwarten.



Abbildung 7-15: Lage historischer Deichlinien im Land Wursten
 [GROßKOPF, 1992]

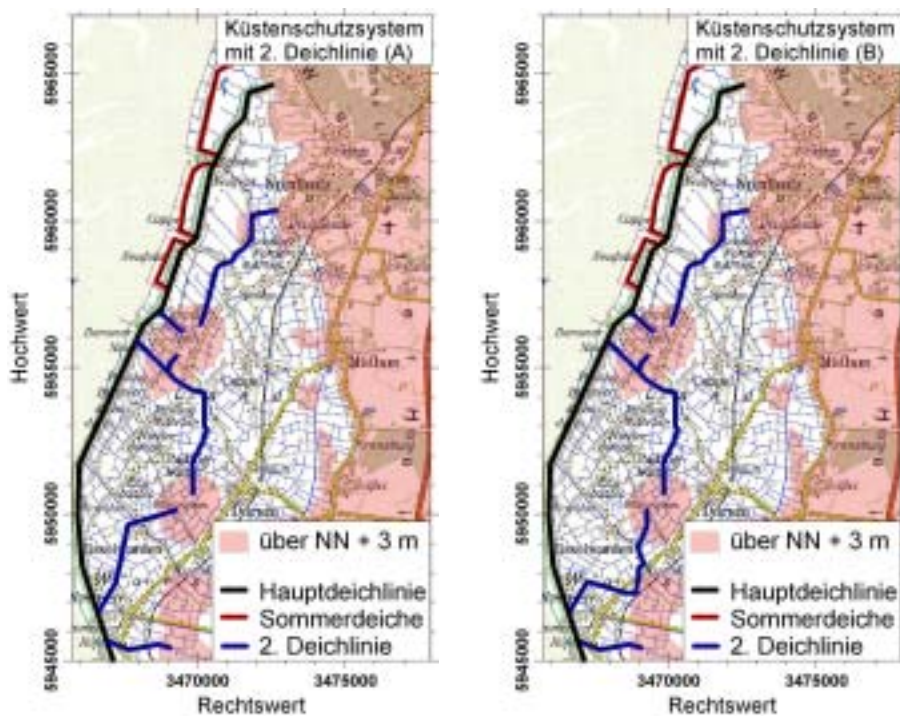


Abbildung 7-16: Linienentwurf eines Systems zweiter Deichlinien an der Wurster Küste

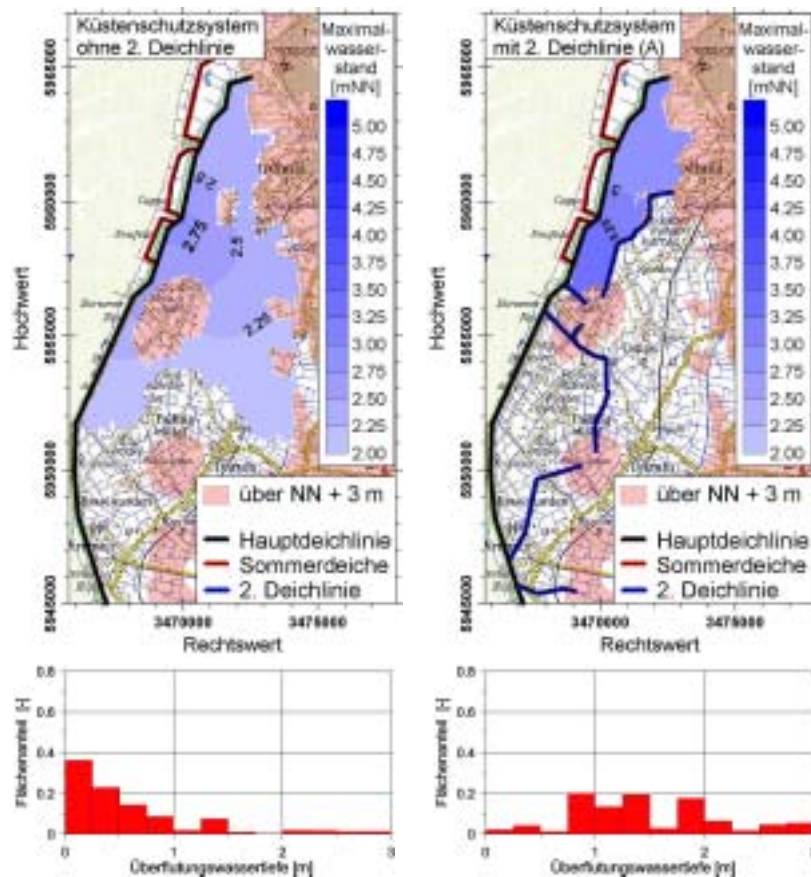


Abbildung 7-17: Überflutung des Wurster Lands nach Deichbruch bei Cappel-Neufeld vor bzw. nach Anlage einer 2. Deichlinie im Hinterland (Sturmflut: 03.01.1976, Bruchweite: 100 m, Bruchtiefe: GOK)

Vermögensart	Überflutungsschaden nach Versagen des Hauptdeichs	
	ohne 2. Deichlinie	mit 2. Deichlinie
Kfz-Vermögen	1,71 Mio. €	1,87 Mio. €
Wohnvermögen	21,30 Mio. €	2,82 Mio. €
Vorratsvermögen	0,18 Mio. €	0,09 Mio. €
NAV prod. Gewerbe	0,15 Mio. €	0,14 Mio. €
NAV Verkehr	0,01 Mio. €	0,00 Mio. €
NAV sonstige	3,48 Mio. €	1,27 Mio. €
NAV Landwirtschaft	3,90 Mio. €	2,32 Mio. €
Viehvermögen	2,93 Mio. €	2,46 Mio. €
Gesamt	33,66 Mio. €	10,97 Mio. €

Tabelle 7-2: Nach Vermögensart kategorisierter Überflutungsschaden bei Deichbruch nahe Cappel-Neufeld vor bzw. nach Anlage einer 2. Deichlinie (Sturmflut:03.01.1976, Bruchweite: 100 m, Bruchtiefe: GOK)

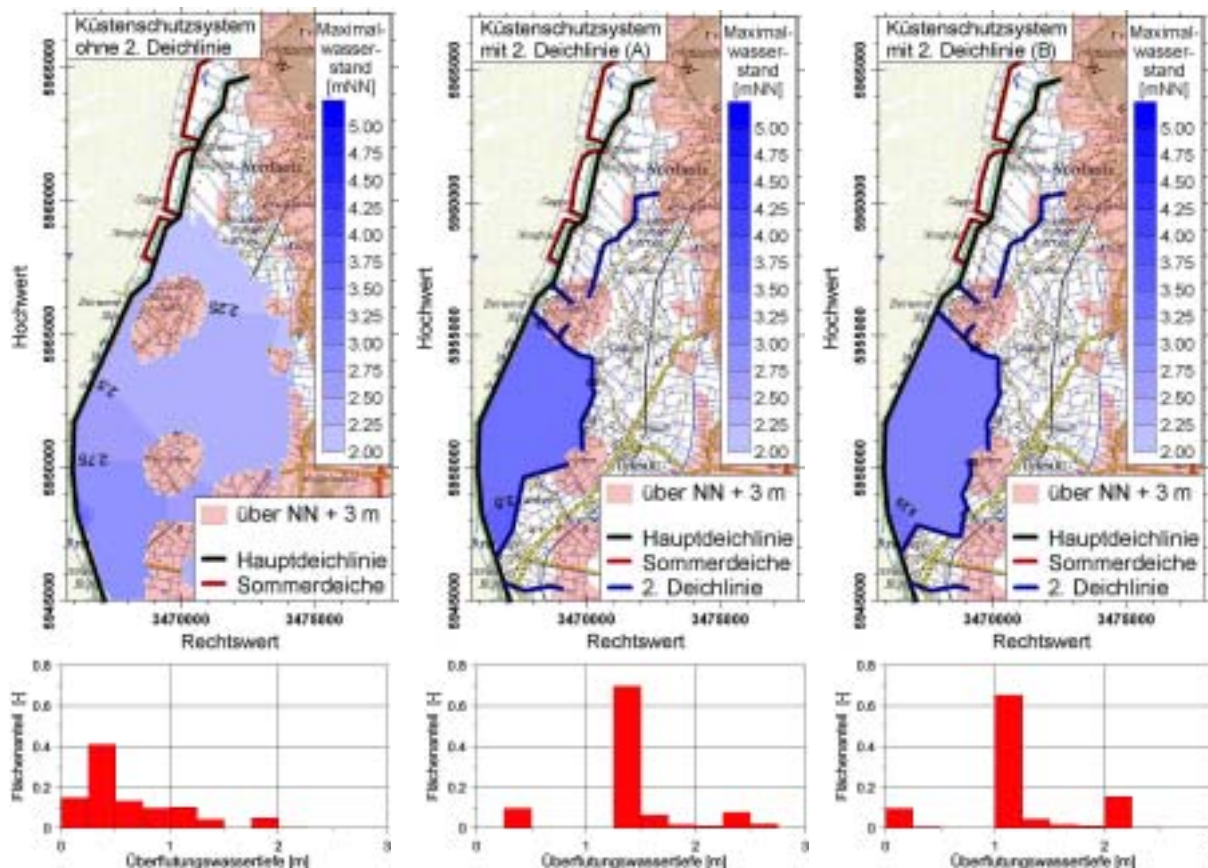


Abbildung 7-18: Überflutung des Wurster Lands nach Deichbruch bei Wremertief vor bzw. nach Anlage 2. Deichlinien im Hinterland (Sturmflut: 03.01.1976, Bruchweite: 100 m, Bruchtiefe: GOK)

Vermögensart	Überflutungsschaden nach Versagen des Hauptdeichs		
	ohne 2. Deichlinie	mit 2. Deichlinie (A)	mit 2. Deichlinie (B)
Kfz-Vermögen	6,43 Mio. €	2,515 Mio. €	2,76 Mio. €
Wohnvermögen	55,34 Mio. €	11,61 Mio. €	13,83 Mio. €
Vorratsvermögen	6,25 Mio. €	0,31 Mio. €	0,33 Mio. €
NAV prod. Gewerbe	1,92 Mio. €	0,65 Mio. €	0,62 Mio. €
NAV Verkehr	0,01 Mio. €	0,00 Mio. €	0,00 Mio. €
NAV sonstige	11,60 Mio. €	1,01 Mio. €	0,97 Mio. €
NAV Landwirtschaft	5,53 Mio. €	2,65 Mio. €	3,05 Mio. €
Viehvermögen	2,64 Mio. €	2,12 Mio. €	2,08 Mio. €
gesamt	89,72 Mio. €	20,86 Mio. €	23,64 Mio. €

Tabelle 7-3: Nach Vermögensart kategorisierter Überflutungsschaden bei Deichbruch nahe Wremertief vor bzw. nach Anlage einer 2. Deichlinie (Sturmflut:03.01.1976, Bruchweite: 100 m, Bruchtiefe: GOK)

Mit der Begrenzung der Überflutungsfläche durch eine 2. Deichlinie geht trotz der Zunahme der Überflutungswassertiefe und der damit verbundenen Erhöhung der Schädigung eine Reduzierung des bei Deichbruch zu erwartenden Überflutungsschadens einher. Für den in Abbildung 7-17 dargestellten Deichbruch bei Cappel-Neufeld bzw. den in Abbildung 7-18 dargestellten Deichbruch bei Wremertief ist der nach Vermögensart klassifizierte Überflutungsschaden in Tabelle 7-2 bzw. Tabelle 7-3 aufgeführt. Durch die 2. Deichlinien wird der Überflutungsschaden auf weniger als 30 % reduziert, wobei entsprechend der Strategie des Entwurfs der Deichlinie der größte Teil der Reduktion auf das Wohnvermögen entfällt. Bei unveränderter Sicherheit der 1. Deichlinie und ausreichender Dimensionierung der 2. Deichlinie ist dies gleichbedeutend mit einer Risikominderung um 70 %. Durch die Anlage einer 2. Deichlinie ist, wie der Vergleich mit Abbildung 7-10 zeigt, also eine Kompensation der Risikozunahme infolge eines Wasserstandsanstiegs von bis zu 0,35 m möglich. Die Anlage einer 2. Deichlinie ist dementsprechend äquivalent zu einer Deicherhöhung von 0,5 m (vgl. Abbildung 4-61).

Die Abmessungen der 2. Deichlinie sind auf die Ausdehnung und Höhe der Überflutung abzustimmen und sollten mindestens das gleiche Sicherheitsmaß aufweisen wie die Hauptdeichlinie [FREISTADT ET AL., 1963]. Für das in Abbildung 7-16 dargestellte System 2. Deichlinien ist die Wasserstandsbelastung etwa um 1 m geringer als unmittelbar an der Hauptdeichlinie, wie Abbildung 7-17 und Abbildung 7-18 zeigen. Außerdem ist an der 2. Deichlinie mit einer nur geringen Seegangsbelastung zu rechnen. Unter Berücksichtigung der in Abbildung 4-43 wiedergegebenen jährlichen Überlaufwahrscheinlichkeit der Hauptdeichlinie von weniger als 0,000465 ist somit eine Deichhöhe der 2. Deichlinie von mindestens NN + 5,5 m erforderlich. Als Böschungsneigung der rückwärtigen Deiche wird 1:3 empfohlen [FREISTADT ET AL., 1962]. Vergleichbare Untersuchungen zur Wirksamkeit 2. Deichlinien finden sich für Butjadingen und für das Wangerland westlich der Außenjade bei MAI ET AL. [2004].

7.3.3 Nutzung von Retentionsraum hinter der Hauptdeichlinie

Alternativ zur Anlage einer 2. Deichlinie ist eine Reduzierung des Überflutungsschadens auch durch gezielte Ableitung des bei Versagen des Hauptküstenschutzelements in das Hinterland einströmenden Seewassers in tieferliegende Retentionsräume möglich. Als Retentionsräume können z.B. abgeschleuste Hafenbecken herangezogen werden. So sind z.B. hinter den Küstenschutzanlagen Bremerhavens (nördlich des Flusses Geeste), wie in Abbildung 7-19 dargestellt, abgeschleuste Hafenbecken einer Gesamtfläche von 1,25 Mio. m² vorhanden, welche jedoch in Zusammenhang mit der Umgestaltung des Osthafens um 61.700 m² vermindert werden soll [WOLTERING ET AL., 2004]. Da der Regelwasserstand in diesen Hafenbecken bei einer minimalen Höhe der umgebenden Kajen von NN + 3,50 m NN + 1,23 m beträgt, steht im Falle eines Versagens der Küstenschutzanlagen Bremerhavens ein Retentionsvolumen von 2,8 Mio. m³ zur Verfügung. Bei einem Deichbruch des in Abbildung 4-37 dargestellten Lohmandeichs zum Zeitpunkt des Scheitels der Sturmflut vom 16.02.1962 wäre dieses Retentionsvolumen zur Aufnahme des gesamten durch die Bruchlücke einströmenden Wassers ausreichend, sofern die Lücke nur bis zur GOK der Kajenfläche (NN + 3,50 m) bei einer Breite von weniger als 75 m reicht. Die Abbildung 7-20 verdeutlicht dieses durch zweidimensionale numerische Simulation [MAI ET AL., 2004] gewonnene Ergebnis.

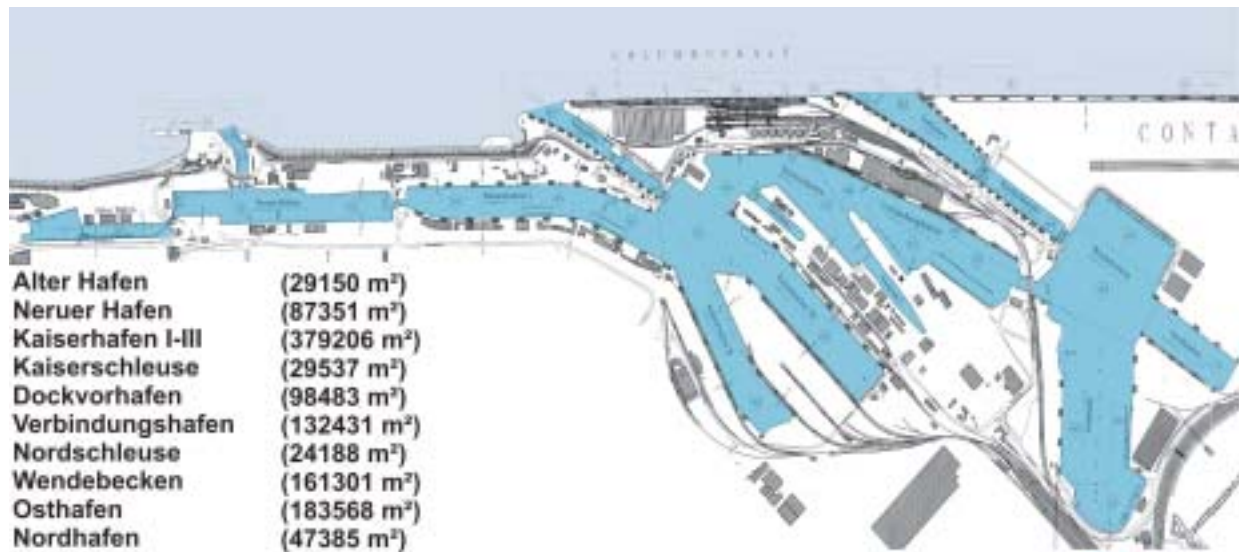


Abbildung 7-19: Abgeschleuste Hafenbecken in Bremerhaven (nördlich der Geeste)

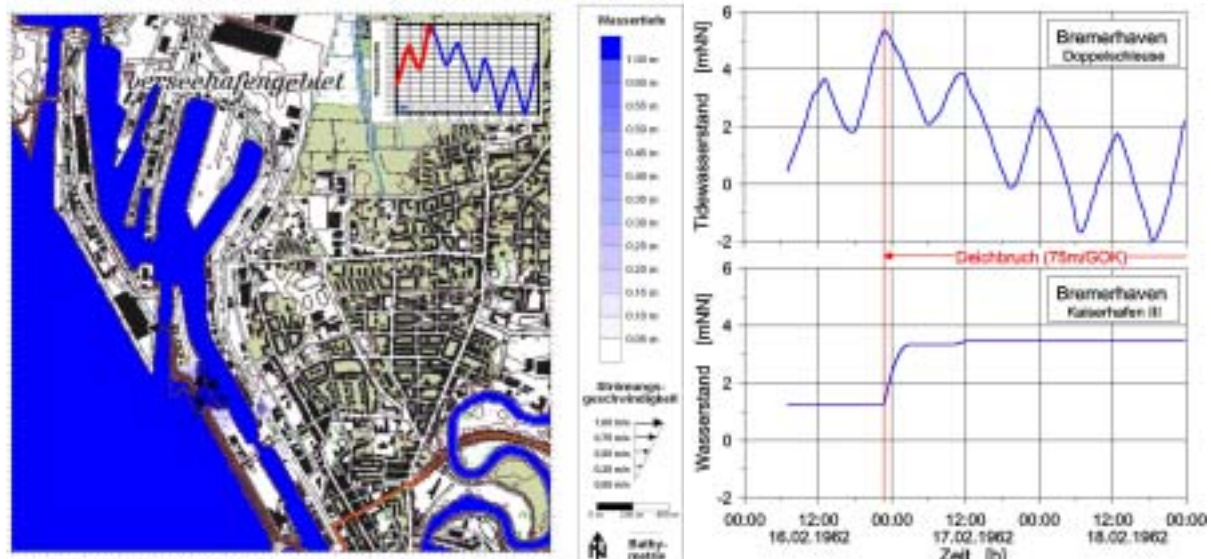


Abbildung 7-20: Flutung der Hafenbecken des Überseehafens bei Bruch des Lohmandeichs zum Zeitpunkt des Scheitels der Sturmflut vom 16.02.1962 (Tiefe/Breite der Bruchlücke: GOK/75 m)

Das Bremerhavener Stadtgebiet südlich der Geeste ist, wie in Abbildung 7-21 dargestellt, mit der ca. 1,25 Mio. m² großen Fläche des Fischereihafens ebenso vor unmittelbarer Überflutung im Falle eines Bruches des Seedeichs an der Weser geschützt. Bei einem Hafenwasserstand von NN + 1,19 m und einer Geländehöhe der umliegenden Hafenflächen mehr als NN + 3,25 m beträgt dort der Retentionsraum ca. 2,6 Mio. m³.

Während an der offenen Küste, wie sie auch in Bremerhaven vorliegt, im Falle eines Deichbruches bzw. bei Flutung eines Retentionsraums mit einer nur geringen Absenkung des Wasserstandes an benachbarten Deichstrecken zu rechnen ist (vgl. Abbildung 5-7), ist in den Tideflüssen durch gezielte Flutung von Retentionsräumen eine erhebliche Entlastung benachbarter Deichstrecken möglich. So zeigen hydrodynamische Simulationen von MAI UND VON LIEBERMAN [2001(f)], daß durch die Anlage von Entlastungspoldern an der Unterweser

im Bereich der Dedesdorfer Marsch, der Drepteniederung und der Osterstader Marsch eine Absenkung des Sturmflutscheitels bei Elsfleth von bis zu 0,65 m möglich ist. Im Vergleich zur offenen Küste führen Retentionsräume an den Tideflüssen damit nicht nur zu einer Verminderung des Überflutungsschadens sondern auch zu einer Reduzierung der Versagenswahrscheinlichkeit des Küstenschutzsystems.

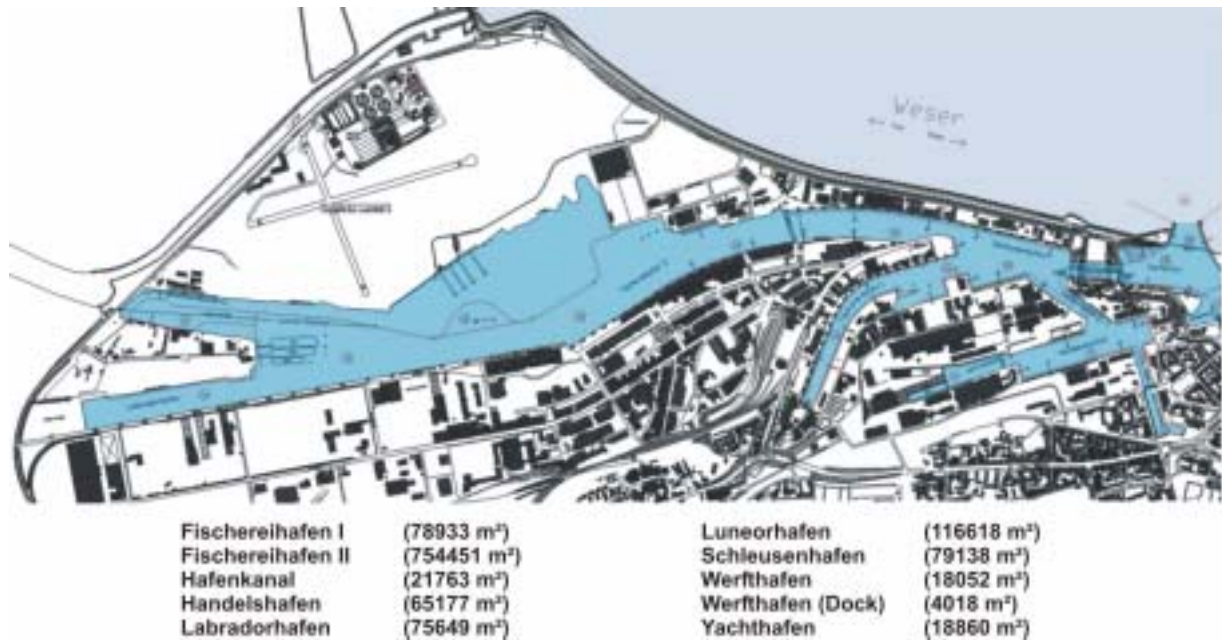


Abbildung 7-21: Abgeschleuste Hafenbecken in Bremerhaven (südlich der Geeste)

8 Zusammenfassung und Ausblick

Der Schutz des Hinterlands vor Sturmfluten wird an der deutschen Nordseeküste durch ein System von Küstenschutzelementen, insbesondere von Deichen, gewährleistet. Gegenüber einem Klimawandel weist dieser Schutz einer Flachküste, wie seit Beginn der Klimaforschung diskutiert wird, eine große Sensitivität auf. Während für die europäischen Nachbarländer erste Versuche zur Quantifizierung der mit dem Klimawandel einhergehenden Änderung der Gefährdung einzelner Küstenabschnitte vorliegen, besteht für die deutsche Küste ein Defizit bei der quantitativen Beurteilung der Folgen des Klimawandels. Dies ist im wesentlichen darauf zurückzuführen, daß die Bemessung von Küstenschutzanlagen in Deutschland nahezu ausschließlich deterministisch erfolgt.

Um eine Analyse der Folgen des Klimawandels auch für die deutsche Küste durchzuführen, werden daher im Rahmen der vorliegenden Arbeit die deterministischen Bemessungsverfahren in ein Konzept der probabilistischen Risikoanalyse übertragen. In dieses Konzept ist einerseits eine Beurteilung der Sicherheit des Küstenschutzsystems und andererseits eine Ermittlung der Folgen des Versagens der Systeme integriert. Die Behandlung beider Teilaspekte der Risikoanalyse ist so angelegt, daß eine Durchführung auch auf der Grundlage der heute verfügbaren Datenbasis möglich wird. So wird ein Verfahren zur Kompensation des Fehlens einer auf Messungen beruhenden Langzeit-Seegangsstatistik für den unmittelbaren Küstenraum erläutert, welches die Seegangsstatistik durch Übertragung der gemeinsamen Statistik von Wasserstand und Wind unter Verwendung des Seegangsmodells SWAN ableitet. Die Anwendbarkeit sowohl dieser Methodik als auch des Gesamtkonzepts der probabilistischen Risikoanalyse wird exemplarisch für die Jade-Weser-Region gezeigt. Auf den Küstenschutz in diesem Gebiet fokussiert sich auch die in dieser Arbeit gegebene Klimafolgenanalyse.

Den Ausgangspunkt der Untersuchungen der Folgen des Klimawandels für die Sicherheit des Küstenschutzsystems bilden der vom IPCC (INTERGOVERNMENTAL PANEL ON CLIMATE CHANGE) prognostizierte beschleunigte Anstieg des Meeresspiegels um bis zu 0,9 m / Jh. und eine sich aus der Regionalisierung globaler Klimamodelle ergebende Zunahme der mittleren Windgeschwindigkeit in der Deutschen Bucht um bis zu 10 % / Jh.. Diese Änderungen führen auch zu verstärkten Extrembelastungen der Küstenschutzelemente. So beträgt derzeit der Tidehochwasserstand, welcher eine jährliche Überschreitungswahrscheinlichkeit von 1/100 aufweist, in Bremerhaven etwa NN + 5,5 m. Bei Eintreten des prognostizierten Klimawandels wird die jährliche Überschreitungswahrscheinlichkeit dieses Ereignisses etwa um den Faktor 10 anwachsen. Zudem wird die Seegangsbelastung unmittelbar an der Küste, d.h. vor den Deichen bzw. Kajen und Hochwasserschutzwänden, signifikant erhöht. Je nach Küstenabschnitt ist infolge des Wasserstandsanstiegs eine Erhöhung der dem 100-jährlichen Seegang zugeordneten signifikanten Wellenhöhe um ca. 10 % bis 50 % und der mittleren Wellenperiode um ca. 5 % bis 20 % zu erwarten. Der Wasserstandsanstieg führt im besonderen dazu, daß die wellenbrechende Funktion der der Küste vorgelagerten Schutzelemente, wie Vorländer und Sommerdeiche, erheblich eingeschränkt wird. Im Gegensatz dazu führt ein Anstieg der Windgeschwindigkeit speziell an Küstenabschnitten ohne vorgelagerte Küstenschutzelemente zu einer verstärkten Seegangsbelastung. Verglichen mit dem wasserstandsbedingten Anstieg der Seegangsbelastung ist der windbedingte Anstieg jedoch gering. Für das o.g. Szenario einer Intensivierung der Winde nimmt die

dem 100-jährlichen Seegang zugeordnete signifikante Wellenhöhe unmittelbar vor der Küste um bis zu 10 % und die mittlere Wellenperiode um bis zu 5 % zu.

Diese durch den Klimawandel bedingten erhöhten Belastungen führen zu einer Erhöhung der Wahrscheinlichkeit eines Wellenüberlaufs an den Deichen, Kajen und Hochwasserschutzwänden und somit zu einer Reduzierung der Sicherheit des Küstenschutzsystems. Während ein Wasserstandsanstieg um 0,9 m die Wahrscheinlichkeit eines Wellenüberlaufs an den Hauptdeichen im Jade-Weser-Gebiet je nach Lage um den Faktor 12 bis 20 erhöht, führt ein Anstieg der Windgeschwindigkeit lediglich zu einer Zunahme der Überlaufwahrscheinlichkeit um 10 % bis 45 %. Vorlanddeiche weisen in diesem Zusammenhang im Vergleich zu Schardeichen eine größere Sensitivität gegenüber einem Wasserstandsanstieg auf, während Schardeiche sensitiver gegenüber einer Zunahme der Windgeschwindigkeit sind. An Kajen und Hochwasserschutzwänden nimmt dagegen bei einem Wasserstandsanstieg die Überlaufwahrscheinlichkeit mit einem Faktor von 8 bis 12 zu.

Dem Versagen einzelner Abschnitte des Küstenschutzsystems werden mit Hilfe numerischer Simulationen die von Überflutung betroffenen Hinterlandflächen unter Berücksichtigung des Versagenszeitpunktes, des Versagensgrades sowie der Zusammensetzung des Küstenschutzsystems zugeordnet. Die sich im Überflutungsgebiet einstellende Wassertiefe wird zur Parametrisierung der Schädigung des im Hinterland vorhandenen Wertbestandes, welcher über die Zuordnung mesoskalig ermittelter Vermögenswerte zu Landnutzungstypen approximiert wird, herangezogen. Die Analyse zeigt eine sehr große Abhängigkeit der Versagensfolgen von Geländestruktur und -nutzung und damit vom Ort des Versagens. So ergeben sich z.B. für das ländlich geprägte Land Wursten für verschiedene Orte eines Deichversagens bei sonst gleichen Randbedingungen um den Faktor 3 variierende Überflutungsflächen und um den Faktor 7 variierende Überflutungsschäden.

Die Versagenswahrscheinlichkeit des Küstenschutzsystems und die Versagensfolgen werden schließlich unter Berücksichtigung der Versagensintensität und -abmessungen zum Risiko eines Küstenabschnitts zusammengefaßt. Wie Überflutungsschaden und Versagenswahrscheinlichkeit weist auch das Risiko eine erhebliche räumliche Variabilität auf, was die Problematik der deterministischen Bemessung verdeutlicht. Infolge des prognostizierten Klimawandels erhöht sich das Risiko je nach Lage etwa um den Faktor 14 bis 21. Dies ist im wesentlichen auf die Zunahme der Versagenswahrscheinlichkeit des Küstenschutzsystems zurückzuführen, während der Zunahme des Überflutungsschadens nur geringe Bedeutung zukommt. Eine Kompensation des als Folge des Klimawandels erhöhten Risikos ist durch den Ausbau des vorhandenen Küstenschutzsystems möglich. Je nach Lage im Ästuar ist zur Kompensation eines Wasserstandsanstiegs von 0,9 m eine Erhöhung der Schutzanlagen von 1,1 m bis 1,6 m und zur Kompensation des Windanstiegs von 10 % eine zusätzliche Erhöhung von 0,1 m bis 0,4 m nötig. Neben dieser Strategie der Risikominderung durch Reduzierung der Versagenswahrscheinlichkeit werden außerdem Strategien der Risikominderung durch Reduzierung der Schadensfolgen, z.B. durch Anlage von zweiten Deichlinien und Retentionsflächen im Hinterland, vorgestellt und hinsichtlich ihrer Wirksamkeit beurteilt.

Abschließend bleibt festzustellen, daß das in dieser Arbeit vorgestellte Konzept der probabilistischen Risikoanalyse eine erste quantitative Klimafolgenanalyse für die Küstenzone er-

möglich. Durch Verbreiterung der Datenbasis, z.B. durch langjährige Seegangsmessungen im unmittelbaren Küstenvorfeld, verbesserte Annahmen, z.B. zur Parametrisierung der Schädigung der Vermögenswerte bei Überflutung, und dynamische Modellierung des Versagens von Küstenschutzanlagen, wie z.B. des Bruchgeschehens von Deichen, ist jedoch eine erhebliche Reduzierung der Unsicherheiten dieser Methodik möglich.

Schrifttum

1. ABRAMOWITZ, M.
STEGUN, I. A. Handbook of Mathematical Functions with Formulas, Graphs, and Mathematical Tables.
Hrsg. UNITED STATES DEPARTMENT OF COMMERCE, Applied Mathematics Series, Vol. 55, 1046 S., Washington D.C., USA, 1964.
2. AHRENS, J. P.
MARTHA, S.
HEIMBAUGH, A. M. Seawall Overtopping Model.
Proc. of the 21st Int. Conf. On Coastal Eng., S. 795 – 806, Malaga, Spain, 1988.
3. ANDERSEN, J. O. Flood Protection in the Danish Wadden Sea Area.
Proc. of the 26th Int. Conf. On Coastal Eng., S. 3542 – 3552, Copenhagen, Denmark, 1998.
4. ARBEITSAUSSCHUß
„UFEREINFASSUNGEN“ Empfehlungen des Arbeitsausschusses „Ufereinfassungen“ – Häfen und Wasserstraßen (EAU1996).
Hrsg. HAFENBAUTECHNISCHE GESELLSCHAFT E. V. (HTG) und DEUTSCHE GESELLSCHAFT FÜR GEOTECHNIK E. V. (DGGT), Ernst & Sohn, 593 S., Berlin, 1997.
5. ARBEITSGEMEINSCHAFT
DER VERMESSUNGS-
VERWALTUNGEN ADV Amtliches Topographisch-Kartographisches Informationssystem ATKIS: ATKIS-Objektartenkatalog Basis-DLM.
Hrsg. Landesvermessungsamt Nordrhein-Westfalen, Eigenverlag, Bonn, 421 S., 1997.
6. AUSSCHUß FÜR
KÜSTENSCHUTZWERKE Empfehlungen für die Ausführung von Küstenschutzwerken durch den Ausschuß für Küstenschutzwerke.
Hrsg. KURATORIUM FÜR FORSCHUNG IM KÜSTENINGENIEURWESEN, Die Küste, H. 55, 541 S., Heide i. Holst.,1993.
7. AUSSCHUß FÜR
KÜSTENSCHUTZWERKE Empfehlungen für die Ausführung von Küstenschutzwerken durch den Ausschuß für Küstenschutzwerke.
Hrsg. KURATORIUM FÜR FORSCHUNG IM KÜSTENINGENIEURWESEN, Die Küste, H. 65, 589 S., Heide i. Holst.,2003.
8. BAKKER, W. T.
VRIJLING, J. K. Probabilistic Design of Sea Defences.
Proc. of the 17th Int. Conf. On Coastal Eng., S. 2040 – 2059, Sydney, Australia, 1980.
9. BÁRDOSSY, ANDRÁS Modelle zur Abschätzung der regionalen hydrologischen Folgen einer Klimaänderung.
Mitteilungen des Instituts für Hydrologie und Wasserwirtschaft der Universität Karlsruhe, H. 47, S. 1 – 90, Karlsruhe, 1994.
10. BARNETT, T.-P. Recent Changes in Sea Level And Their Possible Causes.
Journal of Climate Change, Vol. 5, S. 15 – 38, 1983.

11. BATTJES, J.A.
JANSSEN, J.P.F.M. Energy Loss and Set-up due to Breaking of Random Waves. Proc. of the 16th Int. Conf. On Coastal Eng., S. 569 – 587, Hamburg, 1978.
12. BAUER, E. Seegangsberechnung zur Gewinnung einer spektralen Seegangsklimatologie. Abschlußbericht des Verbundprojekts „Klimatologie und Prognose klimainduzierter Änderungen hydrographischer Größen in Nord- und Ostsee“ (KLINO), Teilprojekt A, 26 S., Potsdam, 2000.
13. BEHNEN, T. Der beschleunigte Meeresspiegelanstieg und seine sozioökonomischen Folgen : eine Untersuchung der Ursachen, methodischen Ansätze und Konsequenzen unter besonderer Berücksichtigung Deutschlands. Hannoversche Geographische Arbeiten, H. 54, 222 S., Hannover, 2000.
14. BEHRENS, A.
SCHRADER, D. The Wave Forecast System of the “Deutscher Wetterdienst” and the “Bundesamt für Seeschifffahrt und Hydrographie”: A Verification Using ERS-1 Altimeter and Scatterometer Data. Deutsche hydrographische Zeitschrift, Vol. 46, No. 2, S. 131 – 149, Hamburg, 1994.
15. BEZIRKSREGIERUNG
WESER-EMS Generalplan Küstenschutz für den Regierungsbezirk Weser-Ems. Eigenverlag, Oldenburg, 1997.
16. BLECK, M.
OUMERACI, H. Wave Damping and Spectral Evolution at Artificial Reefs. Proc. of the Ocean Wave Measurement and Analysis Conf., Vol. 2, S. 1062 – 1071, San Francisco, California, USA, 2001.
17. BOER, G. J.
MCFARLANE, N. A.
LAPRISE, R.
HENDERSON, J. D.
BLANCHET, J.-P. The Canadian Climate Centre Spectral Atmospheric General Circulation Model. Atmosphere and Ocean, 22, S. 397 – 429, 1984.
18. BÖRNGEN, M.
SCHÖNFELDT, H.-J.
RIECHMANN, F.
PANIN, G.
TETZLAFF, G. Wind- und Seegangsatlas für das Gebiet um Darß und Zingst, Teil 2: Seegangsatlas. Wissenschaftliche Mitteilungen aus dem Institut für Meteorologie und dem Institut für Troposphärenforschung e.V., Bd. 5, S. 19 – 134, Leipzig, 1997.
19. BOOIJ, N.,
RIS, R.C.,
HOLTHUIJSEN, L.H. A Third-Generation Wave Model for Coastal Regions, 1. Model Description and Validation. Journal of Geophysical Research, 104, S. 7649 - 7666, 1999.
20. BOUWS, E.
JANNICK, D.
KOMEN, G. J. On Increasing Wave Height in the North Atlantic Ocean. Bull. Amer. Soc., 77, S. 2275 – 2277, 1996.

21. BUNDE, A.
KANTELHARDT, J. W. Langzeitkorrelationen in der Natur: von Klima, Erbgut, Herzrhythmus.
Physikalische Blätter, Jg. 57, H. 5, 2001.
22. BUNDESAMT FÜR
STRAHLENSCHUTZ Sicherheitstechnische Regel des Kerntechnischen Ausschusses KTA „Schutz von Kernkraftwerken gegen Hochwasser“.
KTA 2207 (Vorentwurf), Eigenverlag, 07/2001.
23. BUSCH, U. Eine Parametrisierung zur Erkennung von Starkwind- und Sturmweatherlagen in globalen Klimasimulationen.
Berichte des Instituts für Meteorologie und Klimatologie der Universität Hannover, Bd. 58, 90 S., Hannover, 1998.
24. BUSCH, U.
ROTH, R. Synoptic and Statistical Analysis of Storms in the German Bight.
Proc. of the 10th Conf. On Applied Climatology, American Meteorological Society, S. 144 – 148, Boston, USA, 1997.
25. BUREAU OF TRANSPORT
AN REGIONAL
ECONOMICS BTRE Benefits of Flood Mitigation in Australia.
Hrsg. BTRE, Bericht, Nr. 106, 165 S., Canberra, Australia, 2002.
26. BUTTER, C. Die zukünftige Sollhöhenermittlung von privaten Hochwasserschutz-Anlagen im Hamburger Hafen.
Tagungsband zum Sprechtag „Hochwasserschutz in Häfen – Neue Bemessungsansätze“ der Hafenbautechnischen Gesellschaft, 6 S., Hamburg, 1996.
27. CAVALIERI, L.
MALANOTTE-RIZZOLI, P. Wind Wave Prediction in Shallow Water: Theory and Applications.
Journal of Geophysical Research, 86, C11, S. 10961 – 10973, Washington, USA, 1981.
28. COASTAL ENGINEERING
RESEARCH CENTER
(CERC) Shore Protection Manual.
Vol. 1 u. 2, Vicksburg, Mississippi, USA, 1984.
29. COASTAL ENGINEERING
RESEARCH CENTER
(CERC) Coastal Engineering Manual.
Version 1.01, CD-ROM, Vicksburg, Mississippi, USA, 2001.
30. CHARNOCK, H. Wind Stress on a Water Surface.
Quart. J. Roy. Meteor. Soc., 81, S. 639 – 640, London, Great Britain, 1955.

31. COLIJN, F.
HAMANN, M.
REESE, S.
ROHR, T. Wertermittlung für die potentiell sturmflutgefährdeten Gebiete an den Küsten Schleswig-Holsteins.
Gutachten des FORSCHUNGS- UND TECHNOLOGIEZENTRUMS WESTKÜSTE DER CAU KIEL, Auftraggeber: MINISTERIUM FÜR LÄNDLICHE RÄUME, LANDESPLANUNG, LANDWIRTSCHAFT UND TOURISMUS DES LANDES SCHLESWIG-HOLSTEIN, Teil I + II, 44 S. + 22 S., 1998/2000 (unveröffentlicht).
32. COLLINS, J.I. Prediction of Shallow Water Spectra.
J. Geophys. Res., 77, S. 2793 – 2707, Washington, USA, 1972.
33. COX, R. J.
HORTON, P. R. Implications of Climate change on Coastal Management.
Proc. of the Int. Conf. On Coastal & Port Eng. In Developing Countries, S. 568 – 579, Cape Town, South Africa, 1999.
34. CUBASCH, U. Modellierung regionaler Klimaänderungen.
In: Warnsignal Klima, Hrsg. J. L. LOZÁN, H. GRAßL, P. HUPFER, S. 170 – 176, Hamburg, 1998.
35. CULLEN, M.J.P. The Unified Forecast/Climate Model.
Meteorological Mag., 122, S. 81 – 94, 1993.
36. DAEMRICH, K.-F. Overtopping at Vertical Structures.
Proc. of the 2nd German-Chinese Joint Seminar on Recent Developments in Coastal Engineering, S. 259 – 273, Tainan, Taiwan, 1999.
37. DAEMRICH, K.-F.
MATHIAS, H.-J. Overtopping at Vertical Walls with Oblique Wave Approach.
Proc. of the Int. Conf. On Coastal & Port Eng. In Developing Countries, S. 1294 – 1301, Cape Town, South Africa, 1999.
38. DANISH COASTAL
AUTHORITY'S COASTAL
DEPARTMENT The Safety Level of the Dikes.
In: The Danish Coastal Authority's Research & Development Programme 1998 – 2001, S. 31 – 32, Lemvig, Denmark, 2001.
39. DEFANT, A. Ebbe und Flut des Meeres, der Atmosphäre und der Erd feste.
Springer-Verlag, 119 S., Berlin, 1961 u. 1973.
40. DIETRICH, G.
KALLE, K.
KRAUSS, W.
SIEDLER, G. Allgemeine Meereskunde.
Gebrüder Borntraeger, 593 S., Berlin, 1975.
41. DUPHORN, K. Gibt es Zusammenhänge zwischen extremen Nordsee-Sturmfluten und globalen Klimaänderungen?
Wasser und Boden, H. 10, S. 273 – 275, Berlin, 1976.

42. DUWE, K. Zirkulation und Austauschprozesse in Küstengewässern und Ästuaren der Nord- und Ostsee.
Abschlußbericht des Verbundprojekts „Klimatologie und Prognose klimainduzierter Änderungen hydrographischer Größen in Nord- und Ostsee“ (KLINO), Teilprojekt C, 57 S., Wedel, 2000.
43. EBENHÖH, W.
STERR, H.
SIMMERING, F. Potentielle Gefährdung und Vulnerabilität der deutschen Nord- und Ostseeküste bei fortschreitendem Klimawandel.
Fallstudie in Anlehnung an die Common Methodology der IPCC Coastal Zone Management Subgroup, 138 S., Oldenburg, 1997 (unveröffentlicht)
44. EIKENBERG, C. Journalisten-Handbuch zum Katastrophenmanagement.
Hrsg. DEUTSCHES KOMITEE FÜR KATASTROPHENVORSORGE E.V. DKKV, Eigenverlag, 202 S., Bonn, 2000.
45. ELDEBERKY, Y.
BATTJES, J. A. Parameterization of Triad Interactions in Wave Energy Models. Proc. Coastal Dynamics Conf., S. 140 – 148, Gdansk, Poland, 1995.
46. ELSNER, A. GIS-gestützte Analyse von Überschwemmungsszenarien im Einflußbereich des Lesum-Sperrwerks (Bremen) mit Ermittlung der betroffenen Hauptnutzung.
Diplomarbeit am Fachbereich Geographie der Universität Hannover, 100 S., Hannover, 2002.
47. ELSNER, A.
MAI, S.
MEYER, V.
ZIMMERMANN, C. GIS-gestützte Analyse von Überflutungsschäden als Teil des Küstenzonenmanagement.
Unimagazin, H. 3/4, S. 16 – 19, Hannover, 2003.
48. EMEIS, S. Vertical Variation of Frequency Distributions of Wind Speed in and above the Surface Layer Observed by Sodar.
Meteorologische Zeitschrift, Vol. 10, No. 2, S. 141 – 149, Berlin, 2001.
49. ENGEL, H. Flußhochwasser in Deutschland: Chronik und Bilanz.
In: Warnsignale aus Flüssen und Ästuaren, Hrsg. J. L. LOZÁN, H. KAUSCH, S. 177 – 182, Hamburg, 1996.
50. ERCHINGER, H. F. Wellenmessungen an Seedeichen, Naturmessungen an der ostfriesischen Küste.
Mitteilungen des Leichtweiß-Instituts für Wasserbau der Technischen Universität Braunschweig, H. 41, S. 255 – 276, Braunschweig, 1974.
51. ERCHINGER, H. F. Zunehmende Bedrohung der Küste durch Sturmfluten.
Wasser + Boden, Jg. 47, H. 12, S. 8 – 10, Berlin, 1995.

52. FACHAUSSCHUß FÜR KÜSTENSCHUTZWERKE DER DGGT UND HTG Empfehlungen für die Ausführung von Küstenschutzwerken durch den Ausschuß für Küstenschutzwerke EAK. Die Küste, H. 65, 589 S., Heide i. Holst., 2002.
53. FEIGE, M. Küstentourismus und Klimawandel - Entwicklungspfade des SEIDEL, A. Tourismus. KIRCHHOFF, M. Abschlußbericht zum BMBF-Projekt 01 LK 9506/5, 199 S., SMETTAN, C. Berlin, 1999.
54. FRANCO, L. Wave Overtopping on Vertical and Composite Breakwaters. DE GERLONI, M. In: Vertical Breakwaters, Hrsg. J. W. VAN DER MEER UND L. VAN DER MEER, J. W. FRANCO, Delft Hydraulics, No. 487, S. 2.1 – 2.16, Delft, Netherlands, 1995(a).
55. FRANCO, C. The effect of wave obliquity and short-crestedness on the FRANCO, L. overtopping rate and volume distribution on caisson RESTANO, C. breakwaters. VAN DER MEER, J.W. MAST II-MCS, Final Project Proceeding, Alderney Island, United Kingdom, 1995(b).
56. FRANCO, C. Nonbreaking Wave Overtopping of Caisson Breakwaters: FRANCO, L. Prediction Formulas Based on 2D and 3D Model Tests. J. of Waterway, Port, Coastal, and Ocean Engineering, Vol. 125, H. 5, S. 98 – 108, Reston, Virginia, USA, 1999.
57. FREISTADT, H. Empfehlungen für den Deichschutz nach der Februar- KRAMER, J. Sturmflut 1962. LORENZEN, J. M. Die Küste, H. 1, S. 113 – 130, Heide i. Holst., 1962. LÜDERS, K. (auch: RdErl. des Nds. Ministers für Ernährung, RODLOFF, W. III B 3 / 30 13 07 Nr. 1185, Nds. MBl. Nr. 22, S. 492, 1963.) TRAEGER, G.
58. FRIEDRICH, J. Traum vom neuen Land geplatzt – Vor 25 Jahren: Streit um Deichvorverlegung. Nordsee-Zeitung, Ausgabe vom 27.12., Bremerhaven, 2002.
59. FREIE UND HANSESTADT Deutsches Gewässerkundliches Jahrbuch – Elbegebiet, Teil HAMBURG, III (1998). WIRTSCHAFTSBEHÖRDE Eigenverlag, Hamburg, 2000. STROM- U. HAFENBAU
60. FÜHRBÖTER, A. Einige Ergebnisse aus Naturuntersuchungen in Brandungszonen. Mitteilungen des Leichtweiß-Instituts für Wasserbau der Technischen Universität Braunschweig, H. 40, S. 331 – 366, 1974.
61. FÜHRBÖTER, A. Sturmflutwahrscheinlichkeiten an der deutschen JENSEN, J. Nordseeküste nach verschiedenen Anpassungsfunktionen SCHULZE, M. und Zeitreihen. TÖPPE, A. Die Küste, H. 47, S. 163 – 186, Heide i. Holst., 1988.

62. GARRAT, J. R. A Review of Drag Coefficients over Oceans and Continents. *Monthly Weather Review*, H. 105, S. 915 – 929, 1977.
63. VAN GELDER, P. H. A. J. M. Statistical Methods for the Risk-Based Design of Civil Structures. *Comm. On Hydraulic and Geotechnical Eng.*, Report No. 00-1, 248 S., Delft, Netherlands, 2000.
64. VAN GENT, M. R. A. Numerical Model for Wave Action on and in Coastal Structures. *Comm. On Hydraulic and Geotechnical Eng.*, Report No. 92-6, 91 S., Delft, Netherlands, 1992.
65. GODA, Y. Random Seas and Design of Maritime Structures. *World Scientific Publishing*, 443 S., Singapore, 2000.
66. GÖTSCHENBERG, A. DAEMRICH, K.-F. Variation of Wave Spectrum Parameters in Shallow Water. *Proc. of the 2nd Int. Conf. on Coastal and Port Engineering in Developing Countries (COPEDEC)*, S. 1966 – 1977, Beijing, China, 1987.
67. GÖNNERT, G. Einfluß von Fernwellen auf die Sturmfluten der Deutschen Bucht. *Tagungsband der 17. Jahrestagung des Arbeitskreises Geographie der Meere und Küsten, Bremer Beiträge zur Geographie und Raumplanung*, S.129 – 138, Bremen, 2000.
68. GORDON, D. COOPER, C. SENIOR, C. A. BANKS, H. GREGORY, J. M. JOHNS, T. C. MITCHELL, J. F. B. WOOD, R. A. The Simulation of SST, Sea Ice Extents and Ocean Heat Transports in a Version of the Hadley Centre Coupled Model without Flux Adjustments. *Climate Dynamics*, Vol. 16, S. 147 – 168, Berlin, 1999.
69. GRABEMANN, H.-J. GRABEMANN, I. MÜLLER, A. Hydrographisch-ökologische Simulation des Systems Unterweser für verschiedene Klimaszenarien. *Teilbericht des GKSS Forschungszentrum Geestacht GmbH zum BMBF-Forschungsprojekt „Klimaänderung und Unterweserregion“*, FKZ: 01 LK 9502/4, Geestacht, 2000 (unveröffentlicht).
70. GRABEMANN, H.-J. GRABEMANN, I. HERBERS, D. MÜLLER, A. Effects of a Specific Climate Scenario on the Hydrography and Transport of Conservative Substances in the Weser Estuary (Germany) – a Case Study. *Climate Research*, 2001 (im Druck).

71. GRIGG, N. S.
HELWEG, O. J. State-of-the-art of estimating flood damage in urban areas. Water Resources Bulletin, Vol. 11, No. 2, S. 379 – 390, Herndon, Virginia, USA, 1975.
72. DE GROOT, T. A. M.
ORFORD, J. D. Implications for Coastal Zone Management. In: Sea level change and coastal processes – Implications for Europe, Hrsg. D. SMITH, S. B. RAPER, S. ZERBINI AND A. SÁNCHEZ-ARCILLA, S. 214 – 242, Mataro, Spain, 2000.
73. GROßKOPF G. Küstenschutz und Binnenentwässerung zwischen Weser und Elbe. In: Historischer Küstenschutz, Hrsg. J. KRAMER UND H. ROHDE, Verlag Konrad Wittwer, S. 255 – 288, Stuttgart, 1992.
74. HALL, J. W.
MEADOWCROFT, I. C. Application of Risk Assessment Techniques in Coastal Management and Engineering. Proc. of the Int. Conf. On Coastal & Port Eng. In Developing Countries, S.716 – 730, Rio de Janeiro, Brazil, 1995.
75. HANSESTADT
BREMISCHES AMT
BREMERHAVEN Landesschutzdeich, Längsnivellement 1997. Bremerhaven, 13.03.1998 (unveröffentlichte Plan-Unterlage).
76. HASSELMANN, K. Grundgleichungen der Seegangsvorhersage. Schiffstechnik, 1, S. 191 – 195, 1960.
77. HASSELMANN, K. On the Nonlinear Energy Transfer in a Gravity-Wave Spectrum, Part 1: General Theory. Journal of Fluid Mechanics, 12, S. 481 – 500, 1961.
78. HASSELMANN, K. On the Nonlinear Energy Transfer in a Gravity-Wave Spectrum, Part 2: Conservation Theorems, Wave-Particle Analogy, Irreversibility. Journal of Fluid Mechanics, 15, S. 273 –281, 1963(a).
79. HASSELMANN, K. On the Nonlinear Energy Transfer in a Gravity-Wave Spectrum, Part 3: Evaluation of the Energy Flux and Swell-Sea Interaction for a Neumann Spectrum. Journal of Fluid Mechanics, 15, S. 385 – 398, 1963(b).
80. HASSELMANN, K. On the Spectral Dissipation of Ocean Waves due to Whitecapping. Boundary-Layer Meteorology, 6, S. 107 – 127, 1974.
81. HASSELMANN, S.
HASSELMANN, K. Computations and Parameterizations of the Nonlinear Energy Transfer in a Gravity-Wave Spectrum. Part I: A New Method for Efficient Computations of the Exact Nonlinear Transfer Integral. Journal of Physical Oceanography, 15, S. 1378 – 1391, 1985.

82. HEINSOHN,
KRAMER, J.
KRAUSE, G.
LUCK,
MEYER-TOELLE,
MÜLLER,
Erfahrungen und Folgerungen aus den Januar-Sturmfluten 1976 für den Küstenschutz in Niedersachsen. Die Küste, H. 33, S. 1 – 70, Heide i. Holst., 1979.
83. HEINZE, A.
Visualisierung und Einschätzung von Hochwasserrisiken mit GIS aus Sicht der Versicherungswirtschaft. GeoBIT/GIS, Jhrg. 13, H. 5, S. 12 – 15, Heidelberg, 2000.
84. HERBERT, D. M.
ALLSOP, N. W. H.
OWEN, M. W.
Overtopping of Sea Walls under Random Waves. Proc. of the 24th Int. Conf. On Coastal Eng., S.1130 – 1142, Kobe, Japan, 1994.
85. HEYEN, H.
ZORITA, E.
VON STORCH, H.
Statistical Downscaling of Winter Monthly Mean North Atlantic Sea-Level Pressure to Sea Level Variations in the Baltic Sea. Tellus, 48A, S. 312 – 323, 1996.
86. HINNEBURG, D.
RAABE, A.
TETZLAFF, G.
Wind- und Seegangsatlas für das Gebiet um Darß und Zingst, Teil 1: Windatlas. Wissenschaftliche Mitteilungen aus dem Institut für Meteorologie und dem Institut für Troposphärenforschung e.V., Bd. 5, 164 S., Leipzig, 1997(a).
87. HINNEBURG, D.
RAABE, A.
TETZLAFF, G.
Wind- und Seegangsatlas für das Gebiet um Darß und Zingst, Teil 2: Vergleich Windatlas – Beobachtungsdaten. Wissenschaftliche Mitteilungen aus dem Institut für Meteorologie und dem Institut für Troposphärenforschung e.V., Bd. 5, S. 1 – 18, Leipzig, 1997(b).
88. HOFSTEDE, J.
Meeresspiegelanstieg und Auswirkungen im Bereich des Wattenmeeres. In: Warnsignale aus dem Wattenmeer, Hrsg. J. L. LOZÁN, E. RACHOR, K- REISE, H. V. WESTERNHAGEN, W. LENZ, S. 17 – 23, Berlin, 1994.
89. HOFSTEDE, J.
PROBST, B.
Integriertes Küstenschutzmanagement in Schleswig-Holstein. HANSA-Schiffahrt-Schiffbau-Hafen, Jg. 136, H. 11, S. 108 – 113, Hamburg, 1999.
90. HOGBEN, N.
Increases in Wave Heights over the North Atlantic: A Review of the Evidence and some Implications for the Naval Architect. Trans Roy. Inst. Naval Arch., S. 107 – 110, London, Great Britain, 1994.
91. HOLTHUIJSEN, L.H.
BOOIJ, N.
Wave Hindcast for Fjord Crossings. In: Strait Crossings, Hrsg. J. KROKEBORG, Rotterdam, 1990.

92. HOLTHUIJSEN, L.H.
BOOIJ, N. Bottom Induced Scintillation of Long- and Short-Crested Waves.
Proc. of Int. Symp. Waves – Physical and Numerical Modelling, S. 604 – 613, Vancouver, Canada, 1994.
93. HOLTHUIJSEN, L.H.
BOOIJ, N.
RIS, R.C.
HAAGSMA, J.G.
KIEFTENBURG,
A.T.M.M.
KRIEZI, E.E. Swan Cycle III ver. 40.11.
User Manual, Delft University of Technology, 124 S., Delft, Netherlands, 2000.
94. HOOZEMANS, F. M. J.
MARCHAND, M.
PENNEKAMP, H.
MISDORP, R.
BIJLSMA, L.
STIVE, M. J. F. Vulnerability of Coastal Areas to Sea-Level Rise: Some Global Results.
Delft Hydraulics, No. 472, 14 S., Delft, Netherlands, 1992.
95. HUBER, K. Hochwasserstände an Nord- und Ostseeküsten.
Mitteilungen des Franzius-Instituts, H. 85, S. 15 – 26,
Hannover, 2000.
96. HUSUM-
VERLAGSGESELLSCHAFT Die großen Sturmflut seit 1962 an der schleswig-
holsteinischen Westküste.
Husum-Druck- und Verlagsgesellschaft, 5. Aufl., 64 S.,
Husum, 1993.
97. INTERGOVERNMENTAL
PANEL ON CLIMATE
CHANGE, WORKING
GROUP I Third Assessment Report of Working Group I of the
Intergovernmental Panel on Climate Change (IPCC).
Hrsg. J. T. HOUGHTON, G. J. JENKINS UND J. J. EPHRAUMS,
Cambridge University Press, 365 S., Cambridge, Great
Britain, 1990.
98. INTERGOVERNMENTAL
PANEL ON CLIMATE
CHANGE, WORKING
GROUP III Special Report on Emission Scenarios.
Hrsg. B. Metz und O. Davidson, 599 S., Cambridge, Great
Britain, 2000.
99. INTERGOVERNMENTAL
PANEL ON CLIMATE
CHANGE, WORKING
GROUP I Third Assessment Report of Working Group I of the
Intergovernmental Panel on Climate Change (IPCC).
Hrsg. D. L. ALBRITTON UND L. G. MEIRA FILHO, 83 S.,
Shanghai, 2001.
100. ITTEKOT, V. Oceans.
In: Climate Change 1995 – Impacts, Adaptations and
Mitigation of Climate Change (Summary for Policymakers),
Hrsg. R. WATSON, M. C. ZINYOWERA UND R. H. MOSS, S. 1 –
22, Cambridge, Great Britain, 1996.

101. JANSSEN, J. P. F. M.
JORISSEN, R. E. Modelling storm surges and forecast effect in designing the Rotterdam storm surge barrier. Proc. of the workshop STORM'91, 15 S., Hamburg, 1991.
102. JANSSEN, P.A.E.M. Quasi-Linear Theory of Wind-Wave Generation Applied to Wave Forecasting. Journal of Physical Oceanography, 21, S. 1631 – 1642, Bostan, USA, 1991.
103. JENSEN, J. Änderungen der mittleren Tidewasserstände an der Nordseeküste. Mitteilungen aus dem Leichtweiß-Institut, H. 83, S. 435 – 550, Braunschweig, 1984.
104. JENSEN, J. Über instationäre Entwicklungen der Wasserstände an der deutschen Nordseeküste. Mitteilungen aus dem Leichtweiß-Institut, H. 88, S. 141 – 319, Braunschweig, 1985.
105. JENSEN, J. Extremereignisse an Nord- und Ostseeküsten – Ermittlung von Bemessungsereignissen. Mitteilungen des Franzius-Instituts, H. 85, S. 39 – 57, Hannover, 2000(a).
106. JENSEN, J. Eintrittswahrscheinlichkeiten von Sturmfluten statistisch gesehen. HANSA-Schiffahrt-Schiffbau-Hafen, Jg. 137, H. 12, S. 60 – 66, Hamburg, 2000(b).
107. JENSEN, J.
MÜGGE, H.-E.
SCHÖNFELD, W. Analyse der Wasserstandsentwicklung und Tidedynamik in der Deutschen Bucht. Die Küste, H. 53, S. 211 – 275, Heide i. Holst., 1992.
108. JENSEN, J.
FRANK, T.
ZIMMERMANN, C.
MAI, S.
ROSENHAUER, W.
MEISWINKEL, R.
BARG, G. Neue Verfahren zur Abschätzung von seltenen Sturmflutwasserständen. HANSA-Schiffahrt-Schiffbau-Hafen, Jg. 140, H. 11, S. 68 – 78, Hamburg, 2003.
109. JENSEN, O. J.
JUHL, J. Wave Overtopping on Breakwaters and Sea Dikes. Proc. of the Int. Conf. On Coastal & Port Eng. In Developing Countries, S. 716 – 730, Nanjing, China, 1987.
110. JORISSEN, R.E. Coastal Flood-Risk Management in the Netherlands. Mitteilungen des Franzius-Instituts, H. 85, S. 77 – 89, Hannover, 2000.

120. KOK, M. Damage Functions for the Meuse River Floodplain. Memorandum HKV CONSULTANTS, PR 475, S. 1 – 6, Lelystad, Netherlands, 2001 (Anhang zu VAN DER SANDE [2001]).
121. KOMEN, G.J. On the Existence of a Fully Developed Wind-Sea Spectrum. HASSELMANN, S. Journal of Physical Oceanography, 14, S. 1271 – 1285, HASSELMANN, K. Boston, USA, 1984.
122. KOOPMANN, G. Wasserstandserhöhungen in der Deutschen Bucht infolge von Schwingungen und Schwallerscheinungen und deren Bedeutung bei der Sturmflut vom 16./17. Februar 1962. Deutsche Hydrographische Zeitschrift, 15. Jhrg., H. 5, S. 181 – 198, Hamburg, 1962.
123. KOPPE, B. Some Aspects of Storm Surge Management in the State of JÜRGENS, M. W. Mecklenburg-Vorpommern / Coast of the Baltic Sea. KOHLHASE, S. Proc. of the 5th Int. Conf. on Coastal and Port Engineering in Developing Countries (COPEDEC), S. 603 – 613, Cape Town, South Africa, 1999.
124. KORTENHAUS, A. Design of Vertical Walls against Storm Surge. MILLER, C. Proc. of the 25th Int. Conf. on Coastal Eng., S. 1403 – 1416, OUMERACI, H. Orlando, Florida, USA, 1996.
125. KORTENHAUS, A. Hochwasserschutzwände im Hamburger Hafen – Lastansätze OUMERACI, H. für Wellendruck. Tagungsband zum Sprechtag „Hochwasserschutz in Häfen – Neue Bemessungsansätze“ der Hafentechnischen Gesellschaft, 21 S., Hamburg, 1996.
126. KORTENHAUS, A. Probabilistische Bemessungsverfahren und Risikoanalyse. OUMERACI, H. HANSA-Schiffahrt-Schiffbau-Hafen, Jg. 137, H. 11, S. 78 – 80, Hamburg, 2000.
127. KORTENHAUS, A. Risk-based Design of Coastal Flood Defences: Concept, OUMERACI, H. Problems and Challenges. Tagungsband des zweiten Forums Katastrophenvorsorge, S. 93 – 102, Leipzig, 2001.
128. KRAMER, J. Sturmflut 1962 – Sturmfluten und Küstenschutz zwischen Ems und Weser. Hrsg. ARBEITSGEMEINSCHAFT DER SPARKASSEN OSTFRIESLANDS UND OLDENBURG, Eigenverlag, 144 S., Norden, 1967.
129. KRAMER, J. Die Sturmflut vom 16./17. Februar 1962 im niedersächsischen LIESE, R. Küstengebiet. LÜDERS, K. Die Küste, Jg. 10, H. 1, S. 17 – 54, Heide i. Holst., 1962.

130. KRAUSE, G. Bemessungswasserstände entlang der Elbe.
KROKER, G. Die Küste, H. 47, S. 31 – 50, Heide i. Holst., 1988.
PROBST, B.
SCHERENBERG, R.
131. KRUPP, C. Wechselwirkung Klima-Gesellschaft. Projekt
BLANK, I. Wechselwirkungen zwischen Klimaveränderungen und
ökonomischen, sozialen sowie politischen Systemen:
Methodenentwicklung am Beispiel norddeutsche
Küstenräume.
Abschlußbericht zum BMFT-Projekt 01 LK 9115/0, 81 S.,
Hamburg, 1995.
132. KÜBLER, H. Erfahrungen mit den Hochwasserschutzanlagen in Hamburg
bei Sturmfluten im Januar 1976 und Folgerungen.
Die Küste, H. 33, S. 101 – 120, Heide i. Holst., 1976.
133. LAMB, H. H. On Recent Changes of the Wind and Wave Regime of the
WEISS, I. North Sea and the Outlook.
Fachliche Mitteilungen des Amtes für Wehrgeophysik,
GeophysBDBw-FM 194, 108 S., Traben-Trarbach, 1979.
134. LANDESAMT FÜR NATUR Deutsches Gewässerkundliches Jahrbuch – Küstengebiet der
UND UMWELT Nordsee (1998).
SCHLESWIG-HOLSTEIN Eigenverlag, Flintbek, 2000.
135. LANGENBERG, H. Auswirkungen von Klimaänderungen auf Sturmentwicklung
SÜNDERMANN, J. und Extremwasserstände in der Nordsee - Ozeanographie.
BMBF-Projekt 03F0141B, Abschlußbericht, 7 S., Hamburg,
1997.
136. LASSEN, H. Mittlere Tidewasserstände in der südöstlichen Nordsee –
SIEFERT, W. säkularer Trend und Verhältnisse um 1980 (Schlußbericht
eines KFKI-Projektes).
Die Küste, H. 52, S. 85 – 137, Heide i. Holst., 1991.
137. LAUSTRUP, C. Probabilistic Design for Coastal Defence in Denmark.
Mitteilungen des Franzius-Instituts, H. 85, S. 91 – 96,
Hannover, 2000.
138. VON LIEBERMAN, N. Leitbildmodell für den Küstenschutz der Norseeküste am
Beispiel der Vorländer.
Mitteilungen des Franzius-Instituts, H. 83, S. 1 – 291,
Hannover, 1999.
139. VON LIEBERMAN, N. Applicability of Wave Models over Forelands.
MAI, S. Proc. of the 4th Int. Conf. on Hydroinformatics, CD-ROM,
Iowa, USA, 2000.

140. VON LIEBERMAN, N.
MAI, S. Seegang über Vorländern.
HANSA-Schiffahrt-Schiffbau-Hafen, Jg. 138, H. 5, S. 85 – 87,
Hamburg, 2001.
141. VON LIEBERMAN, N.
SCHWARZE, H.
ZIMMERMANN, C. Ausführung und Wirkungsweise von Lahnungen.
Die Küste, H. 60, S. 191 – 225, Heide i. Holst., 1998.
142. LIEM, R. Versagen von Stauanlagen – Anforderungen an die Prognose
der Flutwellenausbildung.
Mitteilungen des Lehrstuhls und Instituts für Wasserbau und
Wasserwirtschaft der Rheinisch-Westfälischen Technischen
Hochschule Aachen, H. 124, S. 181 – 200, Aachen, 2001.
143. LOUISSE, C. J.
KUIK, T. J. Coastal Defence Alternatives in the Netherlands.
Proc. of the 22nd Int. Conf. On Coastal Eng., S. 1862 – 1875,
Delft, Netherlands, 1990.
144. MADDRELL, R.
BURGESS, K.
FLEMING, C. Coastal Flood Defence Studies: Relating Design Criteria to
Acceptable Risks, Both Now and for Future Years.
Proc. of the Int. Conf. On Coastal & Port Eng. In Developing
Countries, S.552 – 567, Cape Town, South Africa, 1999.
145. MAI, S. Anwendbarkeit kommerzieller Radar - Wasserstandspegel zur
Seegangsmessung.
Mitteilungen des Franzius-Instituts, H. 86, S. 101 – 151,
Hannover, 2001.
146. MAI, S. Seegangsausbreitung in Hever und Heverstrom.
Mitteilungen des Franzius-Instituts, H. 87, S. 99 – 142,
Hannover, 2002.
147. MAI, S. Wellentransmission an Sommerdeichen.
DAEMRICH, K.-F.
ZIMMERMANN, C. Wasser + Boden, Jg. 50, H. 11, S. 28 – 30 + 39 – 40, Berlin,
1998.
148. MAI, S. Seegangsbedingungen und Wellenüberlauf an der geplanten
Kaianlage JadePort, Wilhelmshaven.
DAEMRICH, K.-F.
ZIMMERMANN, C. HANSA-Schiffahrt-Schiffbau-Hafen, Jg. 137, Nr. 11, S. 76 -
77, Hamburg, 2000(b).
149. MAI, S. Wahrscheinlichkeit des Wellenüberlaufs an der Kaje eines
geplanten Containerterminals.
DAEMRICH, K.-F.
ZIMMERMANN, C. Mitteilungen des Franzius-Instituts, Heft 89, S. 86 – 104,
Hannover, 2003(a).

150. MAI, S.
ELSNER, A.
MEYER, V.
ZIMMERMANN, C. Klimaänderung und Küstenschutz.
Abschlußbericht des Teilprojekt 2 zum BMBF-Verbundprojekt
„Klimawandel und präventives Risiko- und Küstenschutz-
management an der deutschen Nordseeküste“ (KRIM),
Förderkennzeichen: 01 LD 0014, Hrsg. Franzius-Institut für
Wasserbau und Küsteningenieurwesen, Hannover, 2004 (in
Vorbereitung).
151. MAI, S. Untersuchungen zum Risikopotential einer Küstenregion.
VON LIEBERMAN, N. Mitteilungen des Franzius-Instituts, H. 83, S. 292 – 320,
Hannover, 1999(b).
152. MAI, S. Effectiveness of Forelands Reducing the Wave Load on
VON LIEBERMAN, N. Dikes.
Proc. of the 2nd German-Chinese Joint Seminar on Recent
Developments in Coastal Engineering, S. 293 – 306, Tainan,
Taiwan, 1999(a).
153. MAI, S. Internet-based Tools for Risk Assessment for Coastal Areas.
VON LIEBERMAN, N. Proc. of the 4th Int. Conf. on Hydroinformatics, CD-ROM,
Iowa, USA, 2000(a).
154. MAI, S. Risk Assessment of Coastal Defences - An Application at
VON LIEBERMAN, N. German Tidal Inlets.
Proc. of the International Symposium on Flood Defence,
S. G-99 – G-108, Kassel, 2000(b).
155. MAI, S. Wave Load and Wave Propagation over Forelands.
VON LIEBERMAN, N. Proc. of the Int. Conf. of Coastal Engineering, S. 205 – 213,
Rhodes, Greece, 2001(a).
156. MAI, S. Flood Risk in Coastal Regions.
VON LIEBERMAN, N. Proc. of the 22nd Int. Conf. on Hydrodynamics and
Aerodynamics in Marine Engineering HADMAR, S. 319 – 324,
Varna, Bulgaria, 2001(b).
157. MAI, S. Wave Load and Wave Propagation over Forelands.
VON LIEBERMAN, N. Proc. of the Int. Conf. of Coastal Engineering, S. 205 - 213,
Rhodes, Greece, 2001(c).
158. MAI, S. GIS - unterstützte Risikoanalyse.
VON LIEBERMAN, N. HANSA-Schiffahrt-Schiffbau-Hafen, Jg. 138, H. 7, S. 63 - 66,
Hamburg, 2001(d).
159. MAI, S. Sturmflutgefährdung der Hafenstadt Bremerhaven: Eine
VON LIEBERMAN, N. Risikoanalyse.
Tagungsband der 18. Jahrestagung des Arbeitskreis Meere
und Küsten, Vechtaer Studien zur Angewandten Geographie
und Regionalwissenschaft, Bd. 22, S. 84 – 100, Vechta,
2001(e).

160. MAI, S.
VON LIEBERMAN, N. Polder an der tidebeeinflußten Küste – Naturschutz versus Küstenschutz.
Bamberger Geographische Schriften, H. 20, S. 129 – 146, 2001(f).
161. MAI, S.
VON LIEBERMAN, N. A Decision Support System for an Optimal Design of Sea Dikes with Respect to Risk.
Proc. of the 5th Int. Conf. on Hydroinformatics, Cardiff, United Kingdom, 2002(a).
162. MAI, S.
VON LIEBERMAN, N. RISK – Risikoinformationssystem Küste.
Jahrbuch der Hafenbautechnischen Gesellschaft HTG, H. 53, S. 44 – 56, Hamburg, 2002(b).
163. MAI, S.
VON LIEBERMAN, N.
FITTSCHEN, T.
BARTELS, K. Seegang in der Weser vor Bremerhaven.
HANSA-Schiffahrt-Schiffbau-Hafen, Jg. 137, H. , S. 278 – 281, Hamburg, 2000(a).
164. MAI, S.
VON LIEBERMAN, N.
ZIMMERMANN, C. Interaction of Foreland Structures with Waves.
Proc. of the XXVIII IAHR Congress, CD-ROM, Graz, Austria, 1999(b).
165. MAI, S.
OHLE, N. Rehabilitation of Coastal Protections at Tidal Lowlands.
Proc. of the Int. Conf. Water Resources Planning and Management (EWRI), CD-ROM, Roanoke, Virginia, USA, 2002.
166. MAI, S.
OHLE, N.
ASSHEUER, J.
ZIMMERMANN, C. Hazard Analysis for the Coastal Zone.
Proc. of the XXX IAHR Congress, S. A 473 – A 480, Thessaloniki, Greece, 2003(b).
167. MAI, S.
OHLE, N.
DAEMRICH, K.-F. Numerical Simulations of Wave Propagation compared to Physical Modeling.
Proc. of HYDRALAB-Workshop, S. 217 – 226, Hannover, 1999(c).
168. MAI, S.
OHLE, N.
DAEMRICH, K.-F.
ZIMMERMANN, C. Numerical Simulation of Wave Transmission at Submerged Breakwaters Compared to Physical Modelling.
Proc. of the 11th Int. Biennial Conf. on Physics of Estuaries and Coastal Seas, S. 155 – 158, Hamburg, 2002(a).
169. MAI, S.
OHLE, N.
ZIMMERMANN, C. Applicability of Wave Models in Shallow Coastal Waters.
Proc. of the 5th Int. Conf. on Coastal and Port Engineering in Developing Countries (COPEDEC), S. 170 – 179, Cape Town, South Africa, 1999(d).
170. MAI, S.
OHLE, N.
ZIMMERMANN, C. Safety of Nuclear Power Plants against Flooding.
Proc. of the 6th Int. Conf. Littoral 2002 "The Changing Coast", S. 101 – 106, Porto, Portugal, 2002(b)

171. MAI, S.
SCHWARZE, H.
ZIMMERMANN, C. Konzepte und Techniken im Küstenschutz in Niedersachsen unter geänderten Klimabedingungen.
In: Beiträge zur aktuellen Küstenforschung, Hrsg. H. STERR UND C. PREU, Vechtaer Studien zur Angewandten Geographie und Regionalwissenschaft, Bd. 18, S. 209 – 210, Vechta, 1996.
172. MAI, S.
SCHWARZE, H.
ZIMMERMANN, C. Safety Variation of Coastal Defense Systems.
Proc. 2nd Indian National Conf. On Harbour and Ocean Eng., S. 1226- 1235, Thiruvananthapuram, India, 1997(a).
173. MAI, S.
SCHWARZE, H.
ZIMMERMANN, C. Safety of Coastal Defense Systems – An Assessment of the Reliability of Coastal Systems in the Event of Rising Water Levels due to Climate Change.
Proc.1st Int. Conf. Port Coast Environment, S. 111 – 120, Varna, Bulgaria, 1997(b).
174. MAI, S.
ZIMMERMANN, C. A Feasibility Study on a Planned Deep Seaport in Germany - Wave Load and Wave Overtopping at the Quay Structure.
Proc. of the 2nd Int. Conf. Port Development & Coastal Environment (PDCE), S. 39 – 46, Varna, Bulgaria, 2000(a).
175. MAI, S.
ZIMMERMANN, C. Risk Analysis of Coastal Protections at Tidal Coasts.
Proc. of the 2nd Int. Conf. Port Development & Coastal Environment (PDCE), S. 123-131, Varna, Bulgaria, 2000(b).
176. MAI, S.
ZIMMERMANN, C. Konzepte und Techniken im Küstenschutz im Land Niedersachsen unter geänderten Klimabedingungen.
Mitteilungen des Franzius-Instituts, H. 84, S. 97 – 178, Hannover, 2000(c).
177. MAI, S.
ZIMMERMANN, C. Diked Forelands and their Importance in Coastal Zone Management.
Proc. of the Hydro 2002 Conference, S.222 - 235, Kiel, 2002(a).
178. MAI, S.
ZIMMERMANN, C. Vulnerabilität der Hansestadt Bremen infolge von Sturmfluten.
Tagungsband der 20. AMK-Tagung, Berichte des Forschungs- und Technologiezentrums Westküste der Universität Kiel,
S. 53 – 64, Büsum, 2002(b).
179. MAI, S.
ZIMMERMANN, C. Importance of Forelands and Summer Dikes for Coastal Safety.
Proc. of the 3rd Int. Conf. Port Development & Coastal Environment PDCE, S. 119 – 128, Varna, Bulgaria, 2003(a).
180. MAI, S.
ZIMMERMANN, C. Risk Analysis – Tool for Integrated Coastal Planning.
Proc. of the 6th Int. Conf. on Coastal and Port Engineering in Developing Countries COPEDEC, CD-Rom, Colombo, Sri Lanka, 2003(b).

181. MANIAK, U. Eintrittswahrscheinlichkeit von Wasserständen und Abflüssen im tidebeeinflussten Bereich von Flüssen. Schlußbericht zum Forschungsprojekt AZ 210.2-BV4e-22/86, S. 1 – 44, Braunschweig, 1993.
182. MARKAU, H.-J. REESE, S. Naturgefahr und Risikobetrachtung: Sturmflutgefährdung in den Küstenniederungen Schleswig-Holsteins. Tagungsband des 2. Forums Katastrophenvorsorge „Extreme Naturereignisse – Folgen, Vorsorge, Werkzeuge“, S. 78 – 84, Leipzig, 2002.
183. MASTENBROEK, C. BURGERS, G. JANSSEN, P.A.E.M. The Dynamical Coupling of a Wave Model in a Storm Surge Model through the Atmospheric Boundary Layer. *Journal of Physical Oceanography*, 23, S. 1856 – 1866, Boston, USA, 1993.
184. MCFARLANE, N. A. BOER, G. J. BLANCHET, J.-P. LAZARE, M. The Canadian Climate Centre Second-Generation General Circulation Model and Its Equilibrium Climate. *Journal of Climate*, Vol. 5, Nr. 10, S. 1013 – 1044, Boston, USA, 1992.
185. MEADOWCROFT, I. C. VON LANY, P. H. ALLSOP, N. W. H. REEVE, D. E. Risk Assessment for Coastal and Tidal Defence Schemes. *Proc. of Int. Conf. on Coastal Eng.*, S. 3154 – 3166, Kobe, Japan, 1994.
186. MEADOWCROFT, I. C. REEVE, D. E. ALLSOP, N. W. H. DIMENT, R. P. CROSS, J. Development of New Risk Assessment Procedures for Coastal Structures. *Coastal Structures and Breakwaters*, 1995.
187. MEADOWCROFT, I. C. MOCKETT, I. TURNER, D. CRUICKSHANK, I. Risk Identification, Modelling and Management. In: *Construction Risk in Coastal Engineering*, Hrsg. J. SIMM und I. CRUICKSHANK, S. 37 – 91, Thomas Telford, 1998.
188. MECHLER, R. Schäden und Versicherungsaspekte des Pfingsthochwassers 1999. Internet-Veröffentlichung des Lehrstuhls für Versicherungswirtschaft der Universität Karlsruhe imkhp2.physik.uni-karlsruhe.de/~kunz/HW99/oekonomie.html, Karlsruhe, 2000.
189. VAN DER MEER, J. W. DE LOOFF, H. GLAS, P. C. G. Integrated Approach on the Safety of Dikes along the Great Dutch Lakes. *Proc. of the 26th Int. Conf. on Coastal Eng.*, S. 3439 – 3452, Copenhagen, Denmark, 1998.

190. VAN DER MEER, J. W.
JANSSEN, J. P. F. M. Wave Run-Up and Wave Overtopping at Dikes.
In: Wave Forces on Inclined and Vertical Wall Structures,
Hrsg. COMMITTEE ON WAVES AND WAVE FORCES OF THE
WATERWAY, PORT, COASTAL AND OCEAN DIVISION OF THE
AMERICAN SOCIETY OF CIVIL ENGINEERS, S. 1 – 27, New York,
USA, 1995.
191. VAN DER MEER, J. W.
REGELING, E.
DE WAAL, J. P. Wave Transmission: Spectral Changes and ist Effects on
Run-Up and Overtopping.
Proc. of the 27th Int. Conf. on Coastal Eng., S. 2156 – 2168,
Sydney, Australia, 2000.
192. MEYER, V. Ermittlung sturmflutgefährdeter Werte. Möglichkeiten und
Grenzen des Einsatzes von Geographischen
Informationssystemen (GIS).
Diplomarbeit am Fachbereich Geographie der Universität
Hannover, S. 99, Hannover, 2001.
193. MEYER, V.
MAI, S. Verfahren zur Berechnung der Schäden nach Deichbruch an
der niedersächsischen Küste.
Tagungsband der 21. Jahrestagung des Arbeitskreises
„Geographie der Meere und Küsten“, S. 169-178, Essen,
2003.
194. MEYER, V.
MAI, S. Überflutungsschäden im Küstenhinterland nach Deichbruch.
Wasserwirtschaft, H. 7/8, Wiesbaden, 2004 (im Druck).
195. MICHELL, J.H. On the Highest Waves in Water.
Philosophical Magazine, 5th ser., Vol. 36, S. 430 – 437,
Cambridge, Great Britain, 1893.
196. MIETUS, M.
VON STORCH, H. Reconstruction of the Wave Climate in the Proper Baltic
Basin, April 1947 – March 1988.
GKSS Forschungszentrum, Bericht, Nr. 97E/28, 30 S.,
Geestacht, 1997.
197. MILES, J.W. On the Generation of Surface Waves by Shear Flows.
Journal of Fluid Mechanics, 3, S. 185 – 204, 1957.
198. MINISTERIUM FÜR
LÄNDLICHE RÄUME,
LANDESPLANUNG,
LANDWIRTSCHAFT,
TOURISMUS DES
LANDES SCHLESWIG-
HOLSTEIN Generalplan Küstenschutz, Integriertes Küstenschutzmanage-
ment in Schleswig-Holstein.
Eigenverlag, Kiel, 2001.

199. MINISTERIUM FÜR
UMWELT,
RAUMORDNUNG UND
LANDWIRTSCHAFT DES
LANDES NORDRHEIN-
WESTFALEN (MURL) Hochwasserschadenspotentiale am Rhein in Nordrhein-
Westfalen.
Abschlußbericht, Düsseldorf, 2000.
200. MINISTRY OF
AGRICULTURE,
FISHERIES AND FOOD Flood and Coastal Defence Project Appraisal Guidance:
Procedural Guidance For Operating Authorities – Economic
Appraisal (FCDPAG3).
Eigenverlag, 104 S., London, Great Britain, 2000.
201. MINISTRY OF
AGRICULTURE,
FISHERIES AND FOOD Flood and Coastal Defence Project Appraisal Guidance:
Approaches to Risk (FCDPAG4).
Eigenverlag, 76 S., London, Great Britain, 2000.
202. NEWIG, J.
PETERSEN, M. Eine Klassifizierung von Deichen an der Nordseeküste –
erläutert an Beispielen aus Schleswig-Holstein.
Schr. Naturwiss. Ver. Schlesw.-Holst., Bd. 65, S. 67 – 106,
Kiel, 1995.
203. NIEDERSÄCHSISCHES
LANDESAMT FÜR
ÖKOLOGIE Deutsches Gewässerkundliches Jahrbuch – Weser- und
Emsgebiet (1998).
Eigenverlag, Hildesheim, 2000.
204. NIEDERSÄCHSISCHER
MINISTER FÜR ER-
NÄHRUNG, LANDWIRT-
SCHAFT UND FORSTEN Generalplan Küstenschutz Niedersachsen.
Eigenverlag, Hannover, 1973.
205. NIELINGER, J.
GROß, G.
KÜCK, F. Auswirkungen von Klimaänderungen auf die Wasserstände
und die Windverhältnisse an der Deutschen Nordseeküste.
Annalen der Meteorologie, 31, S. 56 – 57, München, 1995.
206. NIELINGER, J.
GROß, G.
KÜCK, F.
HOYME, H.
ZIELKE, W.
PRENOSIL, T. Regional Climate Forecast – Deterministic Downscaling by
Means of Coupled Numerical Models.
Proc. of the 10th Conf. On Applied Climatology, American
Meteorological Society, S. 142 – 143, Boston, USA, 1997.
207. NIEMEYER, H. D. Ermittlung des Deichbesticks vor dem Augustgroden,
Jadebusen.
Berichte der Forschungsstelle Küste, Band 41, S. 49 – 57,
Norderney, 1997.
208. NIESCHULZ, K.-P.
MILINA, J.
THOMAS, M.
SCHILLING, W.
SCHMITT, T. G. Risk Management of Urban Drainage Systems – Simulation
and Optimization.
Proceedings of the International Symposium on Flood
Defence, S. F 253 – F 262, Kassel, 2000.

209. NORMENAUSSCHUSS
BAUWESEN (NABAU) Grundlagen zur Festlegung von Sicherheitsanforderungen für
bauliche Anlagen.
Hrsg. DEUTSCHES INSTITUT FÜR NORMUNG DIN, Beuth Verlag
GmbH, 68 S., Berlin, 1981.
210. OHLE, N.
DUNKER, S. Konstruktive Maßnahmen zur Stabilisierung von Deichen.
Mitteilungen des Franzius-Instituts, H. 86, S. 1 – 17,
Hannover, 2001.
211. OUMERACI, H.
KORTENHAUS, A. Hochwasserschutz in Häfen – Neue Bemessungsansätze
(Anforderungen an ein Bemessungskonzept).
HANSA-Schiffahrt-Schiffbau-Hafen, Jg. 134, H. 4, S. 75 – 76,
Hamburg, 1997.
212. OUMERACI, H. Küsteningenieurwesen.
In: Taschenbuch der Wasserwirtschaft, Hrsg. H. LECHER et
al., S. 659 – 743, Berlin, 2001.
213. OUMERACI, H.
KORTENHAUS, A.
ALLSOP, W.
DE GROOT, M.
CROUCH, R.
VRIJLING, H.
VOORTMAN, H. Probabilistic design tools for vertical breakwaters.
Balkema, 373 S., Lisse, Netherlands, 2001.
214. PEERBOLTE, E. B. Sea-Level Rise and Safety – A Consideration of Safety
Impacts in Low-Lying Coastal Areas with Particular Reference
to the Netherlands.
Universiteit Twente, 316 S., Twente, Netherlands, 1993.
215. PENCHEV, V.
DRAGANCHEVA, D.
MATHEJA, A.
MAI, S.
GEILS, J. Combined Physical and Numerical Modeling of Coastal
Erosion of Sand Beach Area Protected By an Artificial Reef.
Proc. of the 22nd Int. Conf. on Hydrodynamics and Aerodyna-
mics in Marine Engineering HADMAR, S. 325 – 338, Varna,
Bulgaria, 2001.
216. PENNING-ROUSELL,
E.C.
CHATTERTON, J. B. The Benefits of Flood Alleviation – A Manual of Assessment
Techniques.
Lexington Books, Lanham, Great Britain, 1977.
217. PENNING-ROUSELL,
E.C.
FORDHAM, M. Floods across Europe. Hazard Assessment, Modelling and
Management.
Middlesex University Press, 214 S., London, Great Britain,
1994.
218. PFIZENMAYER, A.
VON STORCH, H. A Possible Indication of Anthropogenic Climate Change in the
Wave Climate in the Central North Sea.
GKSS Forschungszentrum, Bericht, Nr. 2000/3, 21 S.,
Geestacht, 2000.

219. PHILLIPS, O.M. On the Generation of Waves by Turbulent Wind. Journal of Fluid Mechanics, 2, S. 417 – 445, 1957.
220. PIERSON, W. L. A Proposed Spectral Form for Fully Developed Wind Seas Based on the Similarity Theory of S.A. Kitaigorodskii. J. Geophys. Res., 69, S. 5181 – 5190, Washington, USA, 1964.
- MOSKOWITZ, L.
221. PILARCZYK, K. W. Dutch Guidelines on Dike Protections. Proc. of the Int. Conf. On Coastal & Port Eng. In Developing Countries, S. 282 - 303, Nanjing, China, 1987.
222. PILARCZYK, K. W. Design of Dikes and Revetments – Dutch Practice. Handbook of Coastal Engineering, ed. J. B. Herbich, S. 3.1 – 3.104, McGraw-Hill, New York, USA, 2000.
223. PLATE, E. J. Statistik und angewandte Wahrscheinlichkeitslehre für Bauingenieure. Ernst & Sohn, S. 1 – 685, Berlin, 1993.
224. PLATE, E. J. Risk Management of Coastal Structures. Vortrag anlässlich: The 4th Int. Conf. on Coastal and Port Eng. in Developing Countries, COPEDEC IV, Rio de Janeiro, Brazil, 1995.
225. PLATE, E. J. Reliability-Based Design Concepts in Hydraulic Engineering. Water Resources Bulletin, Vol. 24, No. 2, Herndon, Virginia, USA, 1988.
- DUCKSTEIN, L.
226. PLATE, E. J. Die Auswirkung von Klimaänderungen auf Sturmfluten. HANSA-Schiffahrt-Schiffbau-Hafen, Jg. 128, H. , S. 1174 – 1181, Hamburg, 1991.
- IHRINGER, J.
227. POHL, R. Überflutungssicherheit von Talsperren. Dresdner Wasserbauliche Mitteilungen, H. 11, 259 S., Dresden, 1997.
228. POHL, R. Probabilistische Überlegungen bei der Durchströmung von Deichen. Dresdner Wasserbauliche Mitteilungen, H. 13, S. 401 – 409, Dresden, 1998.
229. PROBST, B. Überlegungen für einen Küstenschutz der Zukunft. Mitteilungen des Franzius-Instituts, H. 75, S. 52 – 68, Hannover, 1994.
230. PROBST, B. Generalplanungen für den Küstenschutz in Schleswig-Holstein. Mitteilungen des Franzius-Instituts, H. 85, S. 69 – 76, Hannover, 2000.

231. REEVE, D. E. Coastal Flood Risk Assessment. Journal of Waterway, Port, Coastal, and Ocean Engineering, Vol. 124, H. 5, S. 219 – 228, Reston, Virginia, USA, 1998.
232. REICHERT, K. WAMOS II: A Radar Based Wave and Current Monitoring System.
HESSNER, K.
NIETO BORGE, J. C.
DITTMER, J. Proc. of the 9th Int. Conf. on Offshore and Polar Engineering ISOPE, Vol. 3, S. 139 – 143, Brest, France, 1999.
233. RENNER, E. Hochwassersimulation für Hamburg.
ACKERMANN, D. Wasserwirtschaft Wassertechnik Abwassertechnik *wwt awt*,
KADEN, S. H. 3, S. 10 – 17, Berlin, 2000(a).
REICHERT, S.
234. RENNER, E. Flood Model for the Elbe Marshland of Hamburg.
ACKERMANN, D. Proc. of the Int. Symp. On River Flood Defence, S. G-109 –
KADEN, S. G-118, Kassel, 2000(b).
REICHERT, S.
235. REESE, S. Wertermittlung hochwassergefährdeter Gebiete in den
MARKAU, H.-J. Gemeinden Scharbeutz und Timmendorfer Strand.
STERR, H. Endbericht im Auftrag der Gemeinden Scharbeutz und
Timmendorfer Strand, Büsum, 2001 (unveröffentlicht).
236. REESE, S. Risk Handling & Natural Hazards. New Strategies in Coastal
MARKAU, H.-J. Defense – A Case Study From Schleswig-Holstein, Germany.
Proc. of the Int. Conf. „Solutions of Coastal Disasters, S. 498
– 510, San Diego, California, USA, 2002.
237. RETTEMEIER, K. Versagen von Stauanlagen – Anforderungen an die
Einschätzung und Bewertung des Risikos.
Wasser & Boden, Jg. 54, H. 1+2, S. 41 – 46, Berlin, 2002.
238. RHODE, H. Die Auswirkungen eines verstärkten Meeresspiegelanstiegs
auf die Niederlande.
HANSA-Schiffahrt-Schiffbau-Hafen, Jg. 125, H. 7/8, S. 432 –
433, Hamburg, 1988.
239. RHODE, H. Sturmfluthöhen und säkularer Wasserstandsanstieg an der
deutschen Nordseeküste.
Die Küste, H. 30, S. 52 – 143, Heide i. Holst., 1977.
240. RIS, R. C. Spectral Modelling of Wind Waves in Coastal Areas.
Communications on Hydraulic and Geotechnical Engineering,
Delft University of Technology, Report No. 97-4, S. 1 – 160,
Delft, Netherlands, 1997.
241. RIS, R.C. A third-generation wave model for coastal regions,
HOLTHUIJSEN, L.H. 2. Verification.
BOUIJ, N. Journal of Geophys. Research, 104, S. 7667 – 7681,
Washington, USA, 1999.

242. RODEWALD, M. Zur Entstehungsgeschichte von Sturmflut-Wetterlagen in der Nordsee.
Die Küste, Jg. 13, H. 13, S. 1 – 60, Heide i. Holst., 1965.
243. ROELSE, P. Statistical Investigations on Dike Failure.
BAKKAR, W. T. Proc. of the 20th Int. Conf. On Coastal Eng., S. 2173 – 2187,
Taipei, Taiwan, 1986.
244. ROECKNER, E. Simulation of the Present-Day Climate with the ECHAM
ARPE, E. Model: Impact of Model Physics and Resolution.
BENGTSSON, L. Max-Planck-Institut für Meteorologie, Report No. 93, 171 S.,
BRINKOP, S. Hamburg, 1992.
DÜMENIL, L.
ESCH, M.
KIRK, E.
LUNKEIT, F.
PONATER, M.
ROCKEL, B.
SAUSEN, R.
SCHLESE, U.
SCHUBERT, S.
WINDELBAND, M.
245. ROECKNER, E. The Atmospheric General Circulation Model ECHAM-4: Model
ARPE, K. Description and Simulation of Present-Day Climate.
BENGTSSON, L. Max-Planck-Institut für Meteorologie, Report, No. 218, 90 S.,
CHRISTOPH, M. Hamburg, 1996.
CLAUSSEN, M.
DÜMENIL, L.
ESCH, M.
GIORGETTA, M.
SCHLESE, U.
SCHULZWEIDA, U.
246. RUDOLPH, E. Numerische Modellierung von Sturmfluten in den Ästuaren
entlang der Deutschen Bucht.
Jahrbuch der Hafentechnischen Gesellschaft HTG, H. 54,
Hamburg, 2004 (im Druck).
247. VAN DER SANDE, C. River Flood Damage Assessment Using IKONOS Imagery.
Hrsg. EUROPEAN COMMISSION, Joint Research Centre, Space
Applications Institute, Eigenverlag, 77 S., Ispra, Italy, 2001.
248. SCHADE, D. Untersuchungen über das Wellenklima an einer
Brandungsküste unter Einfluß der Richtungsstruktur des
Seegangs, dargestellt am Beispiel der Insel Sylt.
Mitteilungen des Franzius-Instituts, H. 71, S. 211 – 420,
Hannover, 1991.

249. SCHUCHARD, B.
SCHIRMER, M. Climate Change, Risk Constructs and Coastal Protection: Aim and Approach of the Interdisciplinary Project KRIM. Book of Abstracts "SRA Europe Annual Meeting", S. 31, Berlin, 2002.
250. SCHIRMER, M.
SCHUCHARDT, B.
VON LIEBERMAN, N.
MAI, S.
RIEDEL, G.
WITTIG, S. Klimaänderung und Unterweserregion (KLIMU): Fallstudie Weserästuar – Integrative Analyse. Abschlußbericht zum BMBF-Projekt 01 LK 9701/8, 92 S., Bremen, 2001.
251. SCHMIDTKE, R. F. Sozio-ökonomische Schäden von Hochwasserkatastrophen. Wasserbau-Mitteilungen der Technischen Hochschule Darmstadt, Nr. 40, S. 143 – 156, Darmstadt, 1995.
252. SCHÖNWIESE, C.-D. Problematik der Klimaänderungen: Ursachen und Beobachtungen. Tagungsband zum Int. Symposium „Klimaänderung und Wasserwirtschaft“, Institut für Wasserwesen der Universität der Bundeswehr München, H. 56a, S. 17 – 32, München, 1996.
253. SCHRÖDER, W. Wasserbau und Wasserwirtschaft. In: Bautabellen für Ingenieure mit Berechnungshinweisen und Beispielen, Hrsg. K.-J. SCHNEIDER, S.13.2 – 13.49, Düsseldorf, 1998.
254. SCHUËLLER, G. I. Einführung in die Sicherheit und Zuverlässigkeit von Tragwerken. Verlag Ernst & Sohn, 256 S., Berlin, 1981.
255. SCHÜTTRUMPF, H.
OUMERACI, H. Empfehlungen A2 – Wellenauflauf und Wellenüberlauf. HANSA-Schiffahrt-Schiffbau-Hafen, Jg. 137, H. 10, S. 48 – 49, Hamburg, 2000.
256. SCHÜTTRUMPF, H.
OUMERACI, H. Wellenüberlaufströmung an Seedeichen. HANSA-Schiffahrt-Schiffbau-Hafen, Jg. 138, H. 10, S. 59 – 62, Hamburg, 2001.
257. SEIJFFERT, J. W. Coastal Defence in the Netherlands. In: Kolloquien Reihe Bilanz und Perspektiven der Umweltpolitik: Strategien des Küstenschutzes, Hrsg. NIEDERSÄCHSISCHES UMWELTMINISTERIUM, Hannover, 2001.
258. SERVICE
HYDROGRAPHIQUE ET
OCEANOGRAPHIC DE LA
MARINE Table des Marees des grands Ports du Monde. Eigenverlag, Brest, France, 1984.

259. SIEBER, H.-U. Hochwasser und Talsperrensicherheit.
Tagungsband d. Int. Symposiums „Extreme Naturereignisse und Wasserwirtschaft – Niederschlag und Abfluß“, Informationsberichte des Bayerischen Landesamtes für Wasserwirtschaft, H. 5, S. 193 – 209, München, 1999.
260. SIEBER, H.-U. Hochwasserbemessungskonzept für Talsperren (E DIN 19700).
Tagungsband der Nürnberger Wasserwirtschaftstage des ATV-DVWK Landesverbandes Bayern, S. 59 – 77, Nürnberg, 2001.
261. SIEFERT, W. Zum Wellenüberlauf an Hochwasserschutzwänden.
HANSA-Schiffahrt-Schiffbau-Hafen, Jg. 128, H. 12, S. 619 – 695, Hamburg, 1991.
262. SIEFERT, W. Über Eintrittswahrscheinlichkeit von Windstau, Oberwasser und örtlichem Wind in einem Tidefluß am Beispiel der Elbe.
Die Küste, H. 52, S. 171 – 190, Heide i. Holst., 1991.
263. SIEFERT, W. Das Sturmflutgeschehen in der Tideelbe und der Einfluß von Fahrrinnenvertiefungen.
HANSA-Schiffahrt-Schiffbau-Hafen, Jg. 131, H. 9, S. 214 – 218, Hamburg, 1994.
264. SIEFERT, W. Bemessungswasserstände 2085 A entlang der Elbe, Ergebnisse einer Überprüfung durch die Länderarbeitsgruppe nach 10 Jahren (1995/96).
Die Küste, H. 60, S. 227 – 255, Heide i. Holst., 1998.
265. SIEFERT, W. Storm Surges, River Flow and Combined Effects.
MURTY, T.S. Dt. IHP/OHP-Nat.-Kom., H. 4, 151 S., Koblenz, 1991.
266. SMITH, K. Floods. Physical Processes and Human Impacts.
WARD, R. Wiley, 382 S., Chichester, Great Britain, 1998.
267. STATISTISCHES STATISTISCHES Jahrbuch für die Bundesrepublik Deutschland.
BUNDESAMT Verlag W. Kohlhammer GmbH, Wiesbaden, 1965.
268. STENGEL, T. Der Einfluß eines Meeresspiegelanstiegs auf Gezeiten und Sturmfluten in der Deutschen Bucht.
ZILEKE, W. Die Küste, H. 56, S. 93 – 118, Heide i. Holst., 1994.
269. STERR, H. Die Küstenregionen im 21. Jahrhundert, Einschätzung der
SIMMERING, F. Folgen des Klimawandels aus der Sicht des IPCC.
Vechtaer Studien zur Angewandten Geographie und Regionalwissenschaft, Bd. 18, S. 181 – 188, Vechta, 1996.

270. STERR, H.
SIMMERING, F. Wissenschaftliches Sekretariat Klimaänderung & Küste –
Abteilung für Forschungs- und Datenintegration im
Verbundvorhaben Klimaänderung und Küste (AFFORD).
Endbericht zum BMFT-Projekt 01 LK 9407/0, 142 S.,
Oldenburg, 1997.
271. VON STORCH, H.
GUDDAL, J.
IDEN, K. A.
JÓNSSON, T.
PERLWITZ, J.
REISTAD, M.
DE RONDE, J.
SCHMIDT, H.
ZORITA, E. Changing Statistics of Storms in the North Atlantic.
Max-Planck-Institut für Meteorologie, Report, Nr. 116, 18 S.,
Hamburg, 1993.
272. VON STORCH, H.
LANGENBERG, H.
POHLMANN, T. Küstenklima – Stürme, Seegang und Sturmfluten.
In: Warnsignal Klima, Hrsg. J. L. LOZÁN, H. GRASSL, P.
HUPFER, P., S. 182 – 189, Hamburg, 1998(b).
273. VON STORCH, H.
REICHARDT, H. A Scenario of Storm Surge Statistics for the German Bight at
the Expected Time of Doubled Atmospheric Carbon Dioxide
Concentration.
Journal of Climate, 10, Nr. 10, S. 2653 – 2662, 1997.
274. VON STORCH, H.
REICHARD, H.
PFITZENMAYER, A. Auswirkungen von Klimaänderungen auf Sturmentwicklung
und Extremwasserstände in der Nordsee -
Hochwasserstatistik.
BMBF-Projekt 03F0141B, Abschlußbericht, 13 S., Hamburg,
1997.
275. VON STORCH, H.
SCHNUR, R.
ZORITA, E. Anwenderorientierte Szenarien für den norddeutschen
Küstenbereich.
BMBF-Projekt 01 LK 9510/0, Abschlußbericht, 31 S., 1998(a).
276. SVENDSEN, I.A.
JONSSON, I.G. Hydrodynamics of Coastal Regions.
Repr. -Lyngby : Den Private Ingenioerfond Technical Univ.,
285 S., Lyngby, Denmark, 1976.
277. SÜNDERMANN, J. Auswirkungen von Klimaänderungen auf Strömungen und
Wasserstände in der Nordsee.
Tagungsband zum Int. Symposium „Klimaänderung und
Wasserwirtschaft“, Institut für Wasserwesen der Universität
der Bundeswehr München, H. 56a, S. 203 - 216, München,
1996.
278. TAUTENHAIN, E. Der Wellenüberlauf an Seedeichen unter Berücksichtigung
des Wellenaufbaus.
Mitteilungen des Franzius-Instituts, H. 53, S. 1 – 245,
Hannover, 1981.

279. TÖPPE, M.
BROCKMANN, T. Tidewasserstände am Pegel Bensorsiel seit 1825. Mitteilungen aus dem Leichtweiß-Institut für Wasserbau, H. 120, Braunschweig, 1992.
280. TÖPPE, A. Beschleunigter Meeresspiegelanstieg. HANSA-Schiffahrt-Schiffbau-Hafen, Jg. 131, H. 7, S. 78 – 82, Hamburg, 1994.
281. TOLMAN, H.L. Wind Wave Propagation in Tidal Seas. Communications on Hydraulic and Geotechnical Engineering 90-1, 135 S., Delft University of Technology, Delft, Netherlands, 1990.
282. TOLMAN, H.J. Effects of Numerics on the Physics in a Third-Generation Wind-Wave Model. Journal of Physical Oceanography, 26, S. 2497 – 2518, 1992.
283. TRAEGER, G. Die Sturmflut vom 16./17. Februar 1962 im Lande Bremen. Die Küste, Jhrg. 10, H. 1, S. 93 – 112, Heide i. Holst., 1962.
284. TRILATERAL WORKING GROUP ON COASTAL PROTECTION AND SEA LEVEL RISE (CPSL) Coastal protection and sea level rise. Wadden Sea Ecosystems, H. 13, 63 S., Wilhelmshaven, 2001.
285. TROEN, I.
PETERSEN, E. L. Europäischer Windatlas. Hrsg. KOMMISSION DER EUROPÄISCHEN GEMEINSCHAFTEN, Bericht des RISØ NATIONAL LABORATORIUM, Roskilde, Denmark, 1990.
286. TRAUP, S.
KRUSE, B. Wind und Windenergiepotentiale in Deutschland – Winddaten für Windenergienutzer. Selbstverlag des DEUTSCHEN WETTERDIENSTS DWD, Offenbach, 1996.
287. VERGEER, G. J. H. Probabilistic Design of Flood Defences. CENTRE FOR CIVIL ENGINEERING RESEARCH AND CODES (CUR), Report No. 141, 154 S., Gouda, Netherlands, 1990.
288. VISSER, P. J. A Model for Breach Growth in a Dike-Burst. Proc. of the 21st Int. Conf. On Coastal Eng., S. 1897 – 1910, Malaga, Spain, 1988.
289. VISSER, P. J. Beach Erosion of Sand-Dikes. Proc. of the 26th Int. Conf. On Coastal Eng., S. 3516 – 3528, Copenhagen, Denmark, 1998.
290. VRIJLING, J. K. Probabilistic Design of Water-Retaining Structures. In: Engineering reliability and risk in water resources: Proc. of the NATO Advanced Study Institute on "Engineering Reliability and Risk in Water Resources", Hrsg. L. DUCKSTEIN UND E. J. PLATE, S. 115 – 134, Dordrecht, Netherlands, 1987.

291. VRIJLING, J. K.
VAN BEURDEN,
I. J. C. A. Sea-level Rise: A Probabilistic Design Problem.
Proc. of the 22nd Int. Conf. On Coastal Eng., S. 1160 – 1171,
Delft, Netherlands, 1990.
ebenso in: Engineering Risk in Natural Resources
Management, Hrsg. L. DUCKSTEIN UND E. PARENT, Kluwer
Academic Publishers, S. 331 – 341, Dordrecht, Netherlands,
1994.
292. VRIJLING, J. K.
VAN GELDER,
P.H.A.J.M. Uncertainty Analysis of Water Levels on Lake IJssel in the
Netherlands.
Proc. of the XXVIII IAHR congress, CD-Rom, Graz, Austria,
1999.
293. VRISOU VAN ECK, N.
KOK, M. Standaardmethode Schade en Slachtoffers Module,
gebruikershandleiding.
Hrsg. DIENST WEG- EN WATERBOUWKUNDE, Publikationsnr. W-
DWW-2001-028, Netherlands, 2001.
294. VROUWENVELDER,
A. W. C. M.
STRUİK, P. Safety Philosophy for the Design in the Netherlands.
Proc. of the 22nd Int. Conf. On Coastal Eng., S. 1255 – 1267,
Delft, Netherlands, 1990.
295. VIERFUSS, U. Ermittlung der Seegangsbelastung für Helgoländer
Molenbauwerke.
HANSA-Schiffahrt-Schiffbau-Hafen, Jg. 138, Nr. 6, S. 94 – 99,
Hamburg, 2001.
296. DE WAAL, J. P.
VAN DER MEER, J. W. Wave Run-up and Overtopping on Coastal Structures.
Proc. of the 23rd Int. Conf. On Coastal Eng., S. 1758 – 1771,
Venice, Italy, 1992.
297. WAARTS, P. H. Inundatieschade, een vergelijking of basis van literatuur.
Hrsg. ORGANISATIE VOOR TOEGEPAST
NATUURWETENSCHAPPELIJK ONDERZOEK (TNO), Report, BI-89-
224, Apeldoorn, Netherlands, 1989.
298. WAMDI GROUP The WAM model - a Third Generation Ocean Wave Prediction
Model.
J. Phys. Oceanogr., 18, S. 1775 – 1810, 1988.
299. WARRICK, R. A.
OERLEMANS, H. Sea Level Rise.
in: Climate Change – The IPCC Scientific Assessment,
Hrsg. J. T. HOUGHTON, G. J. JENKINS UND J. J. EPHRAUMS,
Cambridge University Press, S. 257 – 282, Cambridge, Great
Britain, 1990.
300. WASA GROUP Changing Storm and Wave Climate in the Northeast Atlantic
and Adjacent Seas.
Bull. Amer. Met. Soc., 79, Nr. 5, S. 741 – 760, 1998.

301. WATSON, R. T. Greenhouse Gases: Sources and Sinks.
MEIRA FILHO, L. G. In: Climate Change 1992 – The Supplementay Report to the
SANHUEZA, E. IPCC Scientific Assessment, Hrsg. J. T. HOUGHTON, B. A.
JANETOS, A. CALLANDER UND S. K. VARNEY, Cambridge University Press,
S. 29 – 46, Cambridge, Great Britain, 1992.
302. VAN DER WEIDE, J. Effects of Climate Change and Sea-Level Change on the
Coastal Zone.
Delft Hydraulics, Nr. 474, 11 S., Delft, Netherlands, 1992.
303. WEIGEL, J. GIS-Einsatz im Küstenzonenmanagement.
MAI, S. GeoBIT/GIS, H. 7, S. 10 – 12, Heidelberg, 2002(a).
304. WEIGEL, J. GIS-gestützte Schadenpotential- und Risikoanalyse an der
MAI, S. niedersächsischen Küste.
Geographische Rundschau, Jg. 54, H. 12, S. 43 – 46,
Braunschweig, 2002(b).
305. WEISSE, R. Wind- und Seegangsklimatologie 1958 – 2001 für die südliche
FESER, F. Nordsee basierend auf Modellrechnungen.
GÜNTHER, H. GKSS-Report, 32 S., Geesthacht, 2003 (Preprint).
306. WEMELSFELDER, P.J. Wetmatigheden in het optreden van stormvloeden.
De ingenieur, H. 9, 1939.
307. WETZEL, V. Der Ausbau des Weserfahrwassers von 1921 bis heute.
Jahrbuch der Hafenbautechnischen Gesellschaft HTG, H.
XLII, S. 83 – 105, Hamburg, 1987.
308. WIEGEL, R.L. Oceanographical Engineering.
Prentice-Hall, 532 S., Englewood Cliffs, USA, 1964.
309. WIELAND, P. Küstenfibel – Ein ABC der Nordseeküste.
Westholsteinische Verlagsgesellschaft Boyens & Co., 152 S.,
Heide i. Holst., 1990.
310. WITTHOEFT, H. J. Durch Wellenschlag steigen Gefahren.
SADOWSKI, S. Schiff & Hafen, 54. Jhrg., H. 1, S. 6, Hamburg, 2002.
311. DE WOLF, P. European Survey of Risks, Safety Standards and Probabilistic
VERWAEST, T. Techniques: Belgium.
Kurzbericht der Coastal Waterways Division, Oostende,
Belgien, 20.04.1999 (unveröffentlicht).
312. WOOLF, D. K. Statistical Comparisons of Satellite and Model Wave
CHALLENGOR, P. G. Climatologies.
Proc. of the 4th Int. Symp. on Ocean Wave Measurement and
Analysis, S. 641 – 649, San Francisco, USA, 2001.

- Anhang -

A. Typische Extremwertverteilungsfunktionen

In der Extremwertanalyse kommen i.a. die Log-Normal-, Pearson-III-, Gumbel-, Weibull- und Exponential-Verteilung zum Einsatz [Plate, 1993]. Bei der Analyse der Statistik von Tidehochwassern wird daneben häufig die Jenkinson-Verteilung verwendet [TÖPPE UND BROCKMANN, 1992].

Log-Normal-Verteilung (LN-Verteilung)

Die Log-Normalverteilung (LN-Verteilung) lässt sich aus der Grundform der Normalverteilung (N-Verteilung) herleiten. Für die Grundform der N-Verteilung gilt:

$$f_x^N(x) = \frac{1}{\sqrt{2 \cdot \pi \cdot \sigma_y}} \cdot \exp\left(-\frac{(y - \mu_y)^2}{2 \cdot \sigma_y^2}\right) \cdot \left|\frac{dy}{dx}\right| \quad \text{mit } y = g(x) \quad \text{und} \quad \frac{dy}{dx} = g'(x)$$

Im Falle der LN-Verteilung wird folgende Transformation gewählt:

$$y = \ln(x - x_0) \quad \rightarrow \quad \frac{dy}{dx} = \frac{1}{x - x_0}$$

Es folgt damit die dreiparametrische Log-Normalverteilung (LN3-Verteilung):

$$f_x^{\text{LN3}}(x) = \frac{1}{\sqrt{2 \cdot \pi \cdot \sigma_y} \cdot (x - x_0)} \cdot \exp\left(-\frac{(\ln(x - x_0) - \mu_y)^2}{2 \cdot \sigma_y^2}\right)$$

mit

μ_y Mittelwert der Transformation $y = \ln(x - x_0)$

σ_y Varianz der Transformation $y = \ln(x - x_0)$

x_0 Positionsparameter

Wird der Positionsparameter $x_0 = 0$ gesetzt, so folgt die zweiparametrische Log-Normalverteilung (LN2-Verteilung):

$$f_x^{\text{LN2}}(x) = \frac{1}{\sqrt{2 \cdot \pi \cdot \sigma_y} \cdot x} \cdot \exp\left(-\frac{(\ln(x) - \mu_y)^2}{2 \cdot \sigma_y^2}\right)$$

Pearson-III-Verteilung (P3-Verteilung)

Die Pearson-III-Verteilung (P3-Verteilung) lässt sich aus der Grundform der Gammaverteilung (P-Verteilung) herleiten. Für die Grundform der P-Verteilung gilt:

$$f_x^P(x) = \begin{cases} \lambda \frac{(\lambda \cdot (y - y_0))^r}{\Gamma(r + 1)} \cdot \exp(-\lambda \cdot (y - y_0)) \cdot \left|\frac{dy}{dx}\right| & \text{für } y > y_0 \\ 0 & \text{für } y \leq y_0 \end{cases}$$

Im Falle der P3-Verteilung wird die folgende lineare Transformation gewählt:

$$y = x \quad \rightarrow \quad \frac{dy}{dx} = 1$$

Es folgt daraus die P3-Verteilung:

$$f_x^{P3}(x) = \begin{cases} \lambda \frac{(\lambda \cdot (x - x_0))^r}{\Gamma(r + 1)} \cdot \exp(-\lambda \cdot (x - x_0)) & \text{für } x > x_0 \\ 0 & \text{für } x \leq x_0 \end{cases}$$

mit den Parametern der Verteilung λ , r , x_0 .

Die Parameter der Verteilung stehen in folgender Beziehung zu den Momenten der Verteilung:

$$r = \frac{4}{C_{sx}^2} - 1 \quad \lambda = \frac{2}{\sigma_x \cdot C_{sx}} \quad x_0 = \mu_x - \frac{2 \cdot \sigma_x}{C_{sx}} \quad C_{sx} = \frac{m_{cx3}}{(m_{cx2})^{1.5}}$$

Logarithmische Gammaverteilung (LP3-Verteilung)

Wählt man statt der linearen Transformation zur Herleitung der P3-Verteilung eine logarithmische Transformation der Form

$$y = \ln(x) \quad y_0 = \ln(x_0) \quad \rightarrow \quad \frac{dy}{dx} = \frac{1}{x}$$

so folgt die logarithmische Gammaverteilung

$$f_x(x) = \lambda \frac{(\lambda \cdot (\ln(x) - \ln(x_0)))^r}{x \cdot \Gamma(r + 1)} \cdot \exp(-\lambda \cdot (\ln(x) - \ln(x_0))) \quad \text{für } x > 0$$

Die Parameter der LP3-Verteilung stehen in folgender Beziehung zu den Momenten der Verteilung:

$$\frac{\ln\left(\frac{(1-1/\lambda)^3}{(1-3/\lambda)}\right)}{\ln\left(\frac{(1-1/\lambda)^2}{(1-2/\lambda)}\right)} = \frac{\ln(C_{sx} \cdot C_{vx}^3 + 3 \cdot C_{vx}^2 + 1)}{\ln(1 + C_{vx}^2)} \quad C_{sx} = \frac{m_{cx3}}{(m_{cx2})^{1.5}} \quad C_{vx} = \frac{\sigma_x}{\mu_x}$$

$$r + 1 = \frac{\ln(1 + C_{vx}^2)}{\ln\left(\frac{(1-1/\lambda)^2}{(1-2/\lambda)}\right)} \quad \ln(x_0) = \ln(\mu_x) + (r + 1) \cdot \ln(1 - 1/\lambda)$$

Exponential-Verteilung (P1-Verteilung)

Die Exponential-Verteilung folgt als Sonderfall der P-Verteilung mit $r = 0$ und $x_0 = 0$. Es gilt:

$$f_x^{P1}(x) = \lambda \cdot \exp(-\lambda \cdot x) \quad \text{für } x > 0$$

Der Parameter der Verteilung λ berechnet sich aus dem Mittelwert der Verteilung:

$$\lambda = \frac{1}{\mu_x}$$

Weibull-Verteilung (W-Verteilung)

Wählt man statt der linearen Transformation zur Herleitung der P3-Verteilung eine Transformation der Form

$$y = (x - x_0)^s \quad y_0 = 0 \quad \rightarrow \quad \frac{dy}{dx} = s \cdot (x - x_0)^{s-1}$$

so folgt die Kritzky-Menkel-Verteilung bzw. die verallgemeinerte vierparametrische Gammaverteilung (GG-Verteilung)

$$f_x^{GG}(x) = \frac{s \cdot \lambda^{r+1}}{\Gamma(r+1)} \cdot (x - x_0)^{s \cdot r + s - 1} \cdot \exp(-\lambda(x - x_0)^s)$$

Die dreiparametrische Weibull-Verteilung (W3-Verteilung) ist ein Sonderfall der GG-Verteilung, für den der Parameter r verschwindet, d.h. $r = 0$. Die W-Verteilung lautet:

$$f_x^{W3}(x) = s \cdot \lambda \cdot (x - x_0)^{s-1} \cdot \exp(-\lambda \cdot (x - x_0)^s)$$

Die Parameter der W3-Verteilung stehen in folgender Beziehung zu den Momenten der Verteilung:

$$C_{sx} = \frac{3 \cdot s^2 \cdot \Gamma(3/2) - 6 \cdot s \cdot \Gamma(2/3) \cdot \Gamma(1/s) + 2 \cdot (\Gamma(1/s))^3}{(2 \cdot s \cdot \Gamma(2/s) - (\Gamma(1/s))^2)^{3/2}} \quad C_{sx} = \frac{m_{cx3}}{(m_{cx2})^{1.5}}$$

$$\lambda^{2/s} = \frac{1}{\sigma_x^2} \cdot (\Gamma(2/s + 1) - (\Gamma(1/s + 1))^2) \quad x_0 = \mu_x - \frac{1}{s \cdot \lambda^{1/s}} \Gamma(1/s)$$

Als Sonderfall $x_0 = 0$ der W3-Verteilung folgt die zweiparametrische Weibull-Verteilung (W2-Verteilung):

$$f_x^{W2}(x) = s \cdot \lambda \cdot x^{s-1} \cdot \exp(-\lambda \cdot x^s)$$

Zwischen den Parametern der W2-Verteilung und den Momenten der Verteilung besteht folgende Beziehung:

$$C_{vx}^2 = \frac{2\Gamma(2/s) \cdot s}{\Gamma^2(1/s)} - 1 \quad C_{vx} = \frac{\sigma_x}{\mu_x} \quad \lambda = \frac{1}{\mu_x^s} \cdot \left(\Gamma\left(\frac{1}{s} + 1\right) \right)^s$$

Gumbel-Verteilung (G-Verteilung)

Die Gumbelverteilung bzw. Doppelexponentialverteilung besitzt die funktionale Form:

$$f_x^G(x) = \lambda \cdot \exp(-\lambda \cdot (x - x_0)) \cdot \exp(-\exp(-\lambda \cdot (x - x_0)))$$

Für die Parameter der G-Verteilung gilt folgende Beziehung zu den statistischen Momenten der Verteilung:

$$\lambda = \frac{\pi}{\sqrt{6} \cdot \sigma_x} \quad x_0 = \mu_x - \frac{0,577216}{\lambda}$$

Die Gumbelverteilung stellt nach Gumbel eine Extremalverteilung der Klasse 1 dar, d.h. ihre Stammfunktion verläuft zum Extrem hin asymptotisch exponentiell:

$$F_x^G(x) = \int_{-\infty}^x f_x^G(x) dx = \exp(-\exp(-\lambda \cdot (x - x_0)))$$

Jenkinson-Verteilung (J-Verteilung)

Von den Extremalverteilungen der Klasse 1 werden nach Gumbel die der Klasse 2 unterschieden. Für diese klingt die Stammfunktion in Richtung der Extremwerte nach einem Polynom ab:

$$F_x^J(x) = \exp(-(\lambda \cdot (x - x_0))^{-s})$$

Die Jenkinson-Verteilung ist ein Sonderfall der Extremalverteilung der Klasse 2 mit $x_0 = -1/\lambda$, d.h. ihre Stammfunktion lautet:

$$F_x^J(x) = \exp(-(1 + \lambda \cdot x)^{-s}) \quad 1$$

Die Jenkinson-Verteilung ergibt sich nach Differenzieren zu:

$$f_x^J(x) = \lambda \cdot s \cdot (1 + \lambda \cdot x)^{-s-1} \cdot \exp(-(1 + \lambda \cdot x)^{-s})$$

Die J-Verteilung stellt somit einen Sonderfall der W3-Verteilung dar.

¹ Dies entspricht der bei JENSEN [1985] angegebenen Form $F(x) = \exp(-(1 - x/a)^{1/k})$. Die Transformation lautet: $\lambda = -1/a$ und $s = -1/k$.

B. Anpassung von Verteilungsfunktionen an Stichproben

Die Anpassung von Verteilungsfunktionen an eine aus Messungen ermittelte Stichprobe erfordert die Schätzung der Parameter der Verteilung. In der Regel erfolgt die Parameterschätzung mit dem Momentenverfahren [PLATE, 1993]. Zur Analyse der Tidehochwasserstatistik kommen jedoch auch die Maximum-Likelihood-Methode und die Methode der kleinsten Quadrate zur Anwendung [JENSEN, 1985].

Momenten-Verfahren

Beim Momenten-Verfahren werden die Parameter der Verteilungsfunktion so gewählt, daß die Momente der angepaßten Verteilungsfunktion mit den korrigierten Momenten der gemessenen Verteilung übereinstimmen. Die Anzahl der zu berücksichtigenden Momente entspricht der Anzahl von Parametern der Verteilungsfunktion.

Für die ersten drei Momente der anzupassenden Verteilungsfunktion gilt:

$$1. \text{ Moment: } \mu_x = m_{x1} = \int_{-\infty}^{\infty} x \cdot f_x(x) dx \quad (\text{Mittelwert})$$

$$2. \text{ Moment: } m_{x2} = \int_{-\infty}^{\infty} x^2 \cdot f_x(x) dx$$

$$3. \text{ Moment: } m_{x3} = \int_{-\infty}^{\infty} x^3 \cdot f_x(x) dx$$

Für die Zentralmomente bzw. für den Variations- und den Schiefekoeffizienten gilt:

$$2. \text{ Zentralmoment: } \sigma_x^2 = m_{cx2} = \int_{-\infty}^{\infty} (x - \mu_x)^2 \cdot f_x(x) dx \quad (\text{Standardabweichung})$$

$$3. \text{ Zentralmoment: } m_{cx3} = \int_{-\infty}^{\infty} (x - \mu_x)^3 \cdot f_x(x) dx$$

$$\text{Variationskoeffizient: } c_{vx} = \frac{\sqrt{m_{cx2}}}{m_{x1}}$$

$$\text{Schiefekoeffizient: } c_{sx} = \frac{m_{cx3}}{m_{cx2}^{3/2}}$$

Für die Momente, Zentralmomente sowie für den Variations- und den Schiefekoeffizienten der gemessenen Verteilung gilt:

$$1. \text{ Moment: } \bar{x} = M_{x1} = \frac{1}{n} \sum x_i \quad (\text{Mittelwert})$$

$$2. \text{ Moment: } M_{x2} = \frac{1}{n} \sum x_i^2$$

$$3. \text{ Moment: } M_{x3} = \frac{1}{n} \sum x_i^3$$

$$2. \text{ Zentralmoment: } s_x^2 = M_{cx2} = \frac{1}{n} \sum (x_i - \bar{x})^2 \quad (\text{Standardabweichung})$$

$$3. \text{ Zentralmoment: } M_{cx3} = \frac{1}{n} \sum (x_i - \bar{x})^3$$

$$\text{Variationskoeffizient: } C_{vx} = \frac{\sqrt{M_{cx2}}}{M_{x1}}$$

$$\text{Schiefekoeffizient: } C_{sx} = \frac{M_{cx3}}{M_{cx2}^{3/2}}$$

Da Messungen i.d.R. nur eine Stichprobe der Grundgesamtheit wiedergeben, sind die aus der gemessenen Verteilung ermittelten Momente bzw. Koeffizienten durch eine erwartungstreue Schätzung zu korrigieren [PLATE, 1993]:

$$1. \text{ Moment: } m_{x1} \approx M_{x1}$$

$$2. \text{ Zentralmoment: } o_x \approx \sqrt{\frac{n}{n-1}} \cdot s_x$$

$$\text{Variationskoeffizient: } c_{vx} \approx \sqrt{\frac{n}{n-1}} \cdot C_{vx}$$

$$\text{Schiefekoeffizient: } c_{sx} \approx \frac{n^2}{(n-1) \cdot (n-2)} \cdot C_{sx}$$

Aus den korrigierten Momenten und Koeffizienten berechnen sich dann, wie in Anhang A dargestellt, die Parameter der verschiedenen Verteilungsfunktionen.

Maximum-Likelihood-Methode

Bei der Maximum-Likelihood-Methode werden die Parameter (u_j) einer Verteilungsfunktion $f_x(x|u_1, \dots, u_m)$ so gewählt, daß die mit Hilfe der Verteilungsfunktion berechnete Wahrscheinlichkeit des Auftretens der gemessenen Werte (x_i), die sog. Likelihood-Funktion $L(x_1, \dots, x_n | u_1, \dots, u_m)$ bzw. deren Logarithmus $\ln(L(x_1, \dots, x_n | u_1, \dots, u_m))$, maximal wird.

Die Wahrscheinlichkeit des Auftretens einer Meßreihe ergibt sich als Produkt der Wahrscheinlichkeiten des Auftretens der Einzelmessungen:

$$L(x_1, \dots, x_n | u_1, \dots, u_m) = \prod_{i=1}^n f_x(x_i | u_1, \dots, u_m)$$

Ist der optimale Parametersatz gefunden, verschwindet die Ableitung der Likelihood-Funktion nach den Parametern:

$$\frac{\partial L(x_1, \dots, x_n | u_1, \dots, u_m)}{\partial u_k} = \frac{\partial (\ln(L(x_1, \dots, x_n | u_1, \dots, u_m)))}{\partial u_k} = 0$$

Im Gegensatz zu dem Momenten-Verfahren ist die Maximum-Likelihood-Methode nicht erwartungstreu, d.h. eine Korrektur der aus der gemessenen Verteilung ermittelten Momente erfolgt hier nicht.

Methode der kleinsten Quadrate

Bei der Methode der kleinsten Quadrate werden die Parameter einer Verteilungsfunktion so gewählt, daß die Abweichung zwischen anzupassender Verteilungsfunktion und gemessener Verteilung möglichst minimal wird.

Allgemein gilt bei Anpassung einer Funktion $y(x)$ an Datensätze (x_i, y_i) :

$$\sum_i (y_i - y(x_i))^2 \rightarrow \text{Min}$$

Zur Schätzung von Verteilungsparametern wird die Unterschreitungswahrscheinlichkeit bzw. die Wahrscheinlichkeitsdichte

$$y(x) = F(x) \quad \text{bzw.} \quad y(x) = f(x)$$

eingesetzt.

Die Anwendung der Methode der kleinsten Quadrate stellt wegen der Nicht-Linearität der Verteilungsfunktion ein nicht-lineares Problem dar. Zur Vereinfachung wird jedoch teilweise eine Linearisierung vorgenommen, was eine Anpassung mit Hilfe der linearen Regression ermöglicht. So schlug WEMELSFELDER (1939) zur Behandlung der Statistik extremer Tidehochwasserstände folgende Transformation der Gumbel-Verteilung vor:

$$y(x) = -\ln(\ln(1/(F_x^G(x)))) = \lambda \cdot (x - x_0)$$

C. Trendbereinigte Fluktuationsanalyse

Die trendbereinigte Fluktuationsanalyse ist eine Methode zur Untersuchung von Zeitreihen auf Langzeitkorrelationen. Sie ist vergleichbar mit der Autokorrelationsanalyse zur Untersuchung der Kurzzeitkorrelation [BUNDE UND KANTELHARDT, 2001].

Den Ausgangspunkt der trendbereinigten Fluktuationsanalyse DFA (engl. detrended fluctuation analysis) stellt eine (Zeit-)reihe (x_i) von $i = 1, \dots, N$ äquidistanten Meßwerten dar. Diese wird um den Mittelwert $\bar{x} = 1/N \cdot \sum x_i$ bereinigt. Die mittelwertbereinigte Zeitreihe (τ_i) lautet dann:

$$\tau_i = x_i - \bar{x}$$

Mit ihr wird eine kumulierte Reihe (Y_i) konstruiert:

$$Y_j = \sum_{i=0}^j \tau_i$$

Diese wird in $N_s = N/s$ nicht-überlappende Segmente der Skalenlänge s aufgeteilt. Da i.d.R. $N_s \neq N$ gilt, erfolgt die Aufteilung der Y_i zweimal, einerseits von $i = 0$ und andererseits von $i = N$. Es entstehen also $2 N_s$ Segmente der Y_i .

Für diese einzelnen Segmente der Y_i erfolgt zur Trendbereinigung eine Anpassung eines Polynoms vom Grad n . Der Grad des anzupassenden Polynoms findet als Ergänzung der Bezeichnung der DFA Verwendung, so wird die Trendbereinigung mit einem quadratischen Polynom als DFA(2) bezeichnet. Unter Verwendung des angepaßten Polynoms, definiert durch die Koeffizienten $\alpha_{s,k}$, erfolgt dann für jedes Segment die Berechnung der trendbereinigten kumulierten Reihe (Y_i'):

$$Y_i' = Y_i - \sum_{k=0}^n \alpha_{s,k} \cdot i^k$$

Für jedes der $2 N_s$ Segmente der Reihe (Y_i') erfolgt dann die Berechnung der Fluktuation der Einzelsegmente $F_v^2(s)$:

$$F_v^2(s) = \frac{1}{s} \sum_{j=(v-1)s+1}^{vs} (Y_j')^2$$

Diese werden schließlich über alle Segmente gemittelt. Es entsteht die Gesamtfuktuation $F^2(s)$:

$$F^2(s) = \frac{1}{2 \cdot N_s} \sum_{v=1}^{2 \cdot N_s} F_v^2(s)$$

Typischerweise nimmt die Gesamtfuktuation mit der Skalenlänge s zu:

$$F^2(s) \propto s^{2 \cdot \alpha_{DFA}} \quad \text{mit} \quad \alpha_{DFA} = 0,5 \dots 1,0$$

Für $\alpha_{DFA} = 0,5$ weist der Datensatz (x_i) keine Langzeitkorrelation auf, während für $\alpha_{DFA} = 1,0$ eine sehr starke Langzeitkorrelation vorliegt.

Exemplarisch für den Abfluß der Ems, Weser und Elbe an den Pegeln Versen, Intschede und Neu Darchau zeigt die Abbildung C-1 die Ergebnisse der Fluktuationsanalysen DFA(0), DFA(1) und DFA(2). Der Abfluß an den Pegeln weist eine geringe Langzeitkorrelation auf. Die Koeffizienten der Langzeitkorrelation $\alpha_{DFA(2)}$ betragen von 0,549 (Ems) bis 0,732 (Elbe).

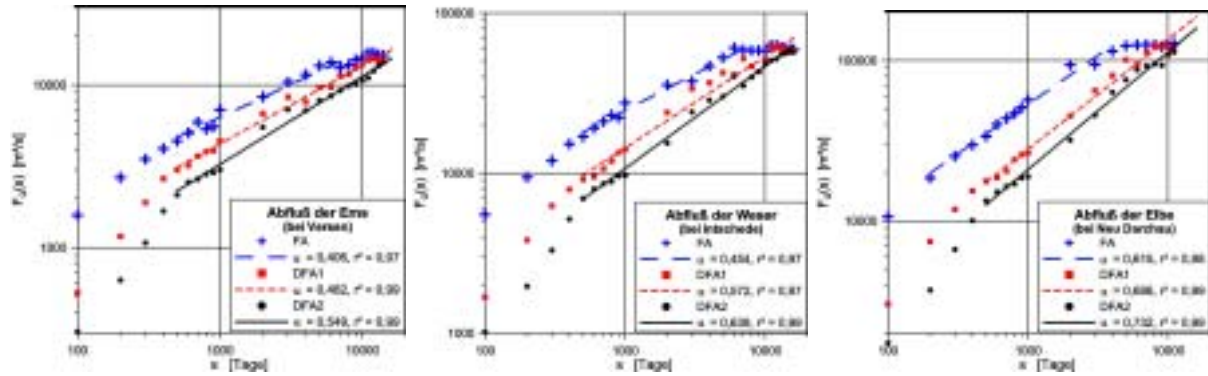


Abbildung C-1: Fluktuationsfunktion $F_Q(s)$ des Abflusses bei Versen, Ems (links), Intschede, Weser (mitte) und Neu Darchau, Elbe (rechts)

D. Verortung des Wertbestands

Die Monetarisierung der Hinterlandnutzungen erfordert, wie in Kapitel 3.6.3 erläutert, die Zuordnung der im digitalen Landschaftsmodell ATKIS-DLM verorteten Nutzungsarten zu den in der amtlichen Statistik unterschiedenen Vermögenskategorien.

Wertkategorie / Wirtschaftsbereich	D.1 Zugeordnete ATKIS-Objektarten
Einwohner und verbundene Werte	
Einwohner, Wohnkapital, Hausrat, PKW-Werte	2111 Wohnbaufläche 2113 Fläche gemischter Nutzung (50% gegenüber 2111)
Wirtschaftstätigkeit und verbundene Werte	
Land- und Forstwirtschaft, Fischerei	
(NAV, VV ohne Vieh)	2113 Fläche gemischter Nutzung (außerhalb städtischer Ortslagen) 2132 Gärtnerei <i>(3401 Hafen; soweit als Fischereihafen ausgewiesen)</i>
(Viehvermögen)	4102 Grünland (Attribut FKT 2730: landwirtschaftliche Nutzung)
(BWS)	2113 Fläche gemischter Nutzung (außerhalb städtischer Ortslagen) 2132 Gärtnerei 4101 Ackerland 4102 Grünland (Attribut FKT 2730: landwirtschaftliche Nutzung) 4103 Gartenland 4107 Wald, Forst 4109 Sonderkultur
Bergbau	2121 Bergbaubetrieb 2128 Förderanlage
(NAV, VV, BWS)	2126 Kraftwerk
Energie- und Wasserversorgung	2127 Umspannstation 2133 Heizwerk 2134 Wasserwerk
(NAV, VV, BWS)	
Verarbeitendes Gewerbe, Baugewerbe	2112 Industrie- und Gewerbefläche (abzgl. 2121-2135, 3401) 50%
(NAV, VV, BWS)	2123 Raffinerie 2124 Werft
Handel	2112 Industrie- und Gewerbefläche (abzgl. 2121-2135, 3401) 25%
(NAV, VV)	2113 Fläche gemischter Nutzung (innerhalb städtischer Ortslagen)
Gastgewerbe	2113 Fläche gemischter Nutzung
(NAV, VV)	
Verkehr und Nachrichtenübermittlung	2112 Industrie- und Gewerbefläche (abzgl. 2121-2135, 3401) 25% (BWS 50%) 2112 Industrie- und Gewerbeflächen (innerhalb 3401 Hafen)
(NAV, VV)	2113 Fläche gemischter Nutzung (innerhalb städtischer Ortslagen)
Handel, Gastgewerbe und Verkehr	3301 Flughafen 3501 Bahnhofsanlage <i>(3401 Hafen: relevante Flächen in 2112 enthalten)</i>
(BWS)	
Finanzierung, Vermietung und Unternehmensdienstleistungen	2113 Fläche gemischter Nutzung (innerhalb städtischer Ortslagen) <i>(2131 Ausstellungs-, Messegelände)</i>
(NAV, VV, BWS)	
Öffentliche und Private Dienstleister	2114 Fläche besonderer funktionaler Prägung 2129 Kläranlage (kein VV) 2135 Abfallbehandlungsanlage (kein VV) 2201 Sportanlage (kein VV)
(NAV, VV, BWS)	
D.2 Infrastruktur	
Straßen	3101 Straße 3105 Straßenkörper
	beide Attribut WDM: 1301 Bundesautobahn 1303 Bundesstraße 1305 Landesstraße 1306 Kreisstraße 1307 Gemeindestraße
Bahnlagen	3201 Schienenbahn 3205 Bahnstrecke
	beide Attribut BKT: 1100 Eisenbahn
Öffentliche Freiflächen	2227 Grünanlage 3103 Platz (außerhalb 2112 Industrie- du Gewerbefläche)
D.3 Bodenwerte	
Wohnbau land	2111 Wohnbaufläche 2113 Flächen gemischter Nutzung (außerhalb städtischer Ortslagen)
Gewerbebau land	2112 Industrie- und Gewerbeflächen
Citylagen	2113 Flächen gemischter Nutzung (innerhalb städtischer Ortslagen)
Ackerland	4101 Ackerland
Grünland	4102 Grünland (Attribut FKT 2730: landwirtschaftliche Nutzung)

NAV: Nettoanlagevermögen; VV: Vorratsvermögen; BWS: Bruttowertschöpfung

Tabelle D-1: Zuordnung der Objektarten des ATKIS-DLM zu den Schadenskategorien
[MEYER UND MAI, 2003]

Die Tabelle D-1 enthält eine in MEYER UND MAI [2004] dargestellte Zuordnung der Nutzungsarten, d.h. ATKIS-Objektarten, zu den Wertkategorien der volkswirtschaftlichen Gesamtrechnung (VGR). So wird beispielsweise das Nettoanlagevermögen NAV und das Vorratsvermögen VV des Wirtschaftsbereichs „Energie- und Wasserversorgung“ unter Annahme eines gleichen Einheitswertes pro Fläche den Objektarten „Kraftwerk“ (Nr. 2126), „Umspannstation“ (Nr. 2127), „Heizkraftwerk“ (Nr. 2133) und „Wasserwerk“ (Nr. 2134) des ATKIS-DLM zugewiesen. Für die Wertkategorien „Wohnkapital“, „Hausrat“, „PKW-Kapital“, „Verarbeitendes Gewerbe, Baugewerbe“, „Handel“ und „Verkehr und Nachrichtenübermittlung“ erfolgt kein Ansatz gleicher Einheitswerte pro Fläche. So wird z.B. der Einheitswert aus „Hausrat“ auf „Wohnbauflächen“ (Nr. 2111) doppelt so hoch angesetzt wie auf „Flächen gemischter Nutzung“ (Nr. 2113). Ebenso werden zur Verortung des Nettoanlage- und Vorratsvermögens die Flächen der Objektart „Industrie- und Gewerbeflächen“ (Nr. 2112) zu 50 % dem Wirtschaftsbereich „verarbeitendes Gewerbe“, zu 25 % dem „Handel“ und zu 25 % dem „Verkehr und Nachrichten“ zugeordnet.

E. Ergänzungen zur Statistik extremer Tidehochwasser

Die Statistik extremer Tidehochwasser an kurzzeitig registrierenden Pegeln ist mit Hilfe des Gleichungssystems (4-1) und (4-3) aus der Statistik der langfristig registrierenden Pegel berechenbar. Die Berücksichtigung der Unsicherheit der Übertragung des Tidehochwasserstands zwischen den Pegeln führt, wie in Kap. 4.1.2 dargestellt, zu einer Erhöhung der für den Kurzzeit-Pegel berechneten Tidehochwasserstände geringer Überschreitungswahrscheinlichkeit. Die Abbildung E-1 zeigt die durch Übertragung der Wasserstandsstatistik des Pegels Wilhelmshaven ohne bzw. mit Berücksichtigung der Übertragungsunsicherheit abgeleiteten Wasserstandsstatistiken an den Pegeln Wangersiel, Vareler Schleuse, Voslap und Fedderwardsiel. Für die Pegel Wangersiel und Vareler Schleuse zeigt sich eine nur geringe Bedeutung der Unsicherheit, während sich für die Pegel Voslap und Fedderwardsiel erhebliche Abweichungen nach Berücksichtigung der Unsicherheit ergeben. Für den Pegel Voslap erklärt sich diese erhebliche Abweichung aus der schwachen Absicherung der Übertragungsfaktoren $c_{KP,LP}$ durch gleichzeitige Pegelmessung in Voslap und Wilhelmshaven.

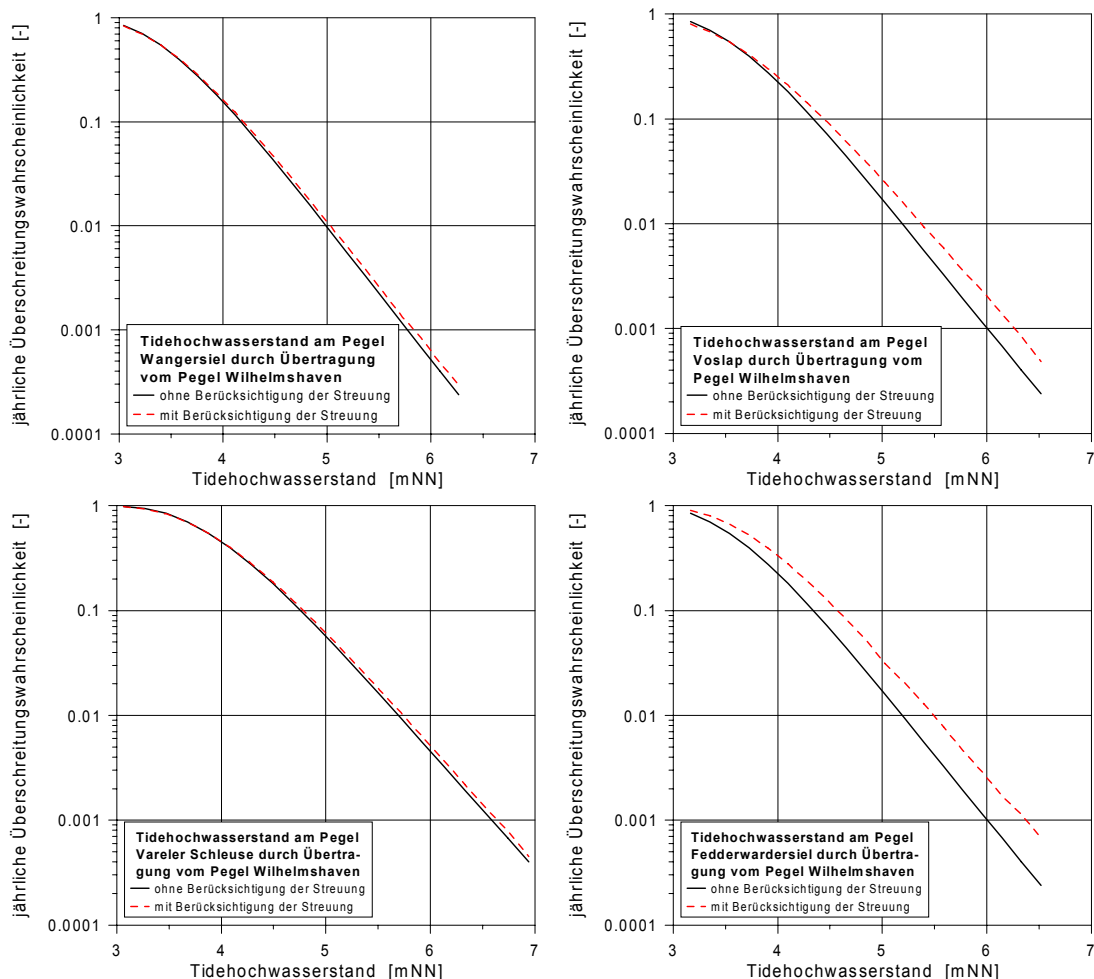


Abbildung E-1: Jährliche durch Übertragung vom Pegel Wilhelmshaven (Alter Vorhafen) abgeleitete Überschreitungswahrscheinlichkeit des Tidehochwasserstands an den Pegeln Wangersiel, Voslap, Vareler Schleuse und Fedderwardsiel

Für den Pegel Fedderwardsiel erklärt sich die erhebliche Veränderung der Wasserstandsstatistik bei Berücksichtigung der Übertragungsunsicherheit aus der im Vergleich zur Übertragung zwischen den Pegeln Bremerhaven und Fedderwardsiel schlechteren Korrelation der Wasserstände an den Pegeln Wilhelmshaven und Fedderwardsiel (vgl. Abbildung 4-5 und Abbildung 4-6).

Die aus Übertragung der Wasserstandsstatistik vom Pegel Bremerhaven abgeleitete Wasserstandsstatistik an den Pegeln Spieka-Neufeld und Brake ist in Abbildung E-2 dargestellt. Die Berücksichtigung der Übertragungsunsicherheit führt am Pegel Spieka-Neufeld zu einer Erhöhung der Extremwasserstände um bis zu 0,1 m und am Pegel Brake zu einer Erhöhung um bis zu 0,2 m, was die Problematik der Übertragung der Statistik der Tidehochwasser in Tideflüssen zeigt.

Im Vergleich zur durch Übertragung vom Pegel Bremerhaven abgeleiteten Wasserstandsstatistik am Pegel Spieka-Neufeld enthält die durch Übertragung vom Pegel Cuxhaven-Steubenhöft abgeleitete Statistik nur eine geringe Übertragungsunsicherheit, wie Abbildung E-3 zeigt.

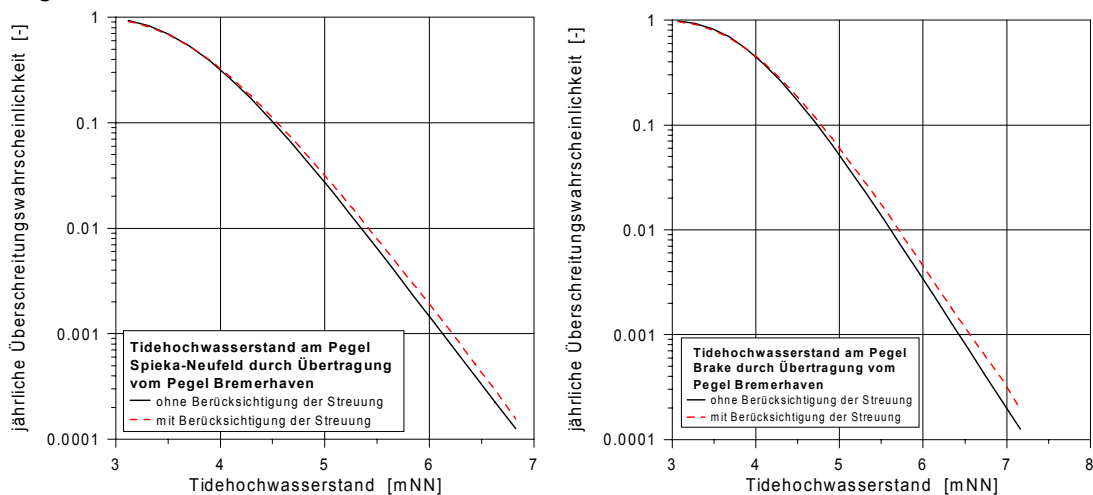


Abbildung E-2: Jährliche durch Übertragung vom Pegel Bremerhaven abgeleitete Überschreitungswahrscheinlichkeit des Tidehochwasserstands an den Pegeln Spieka-Neufeld und Brake

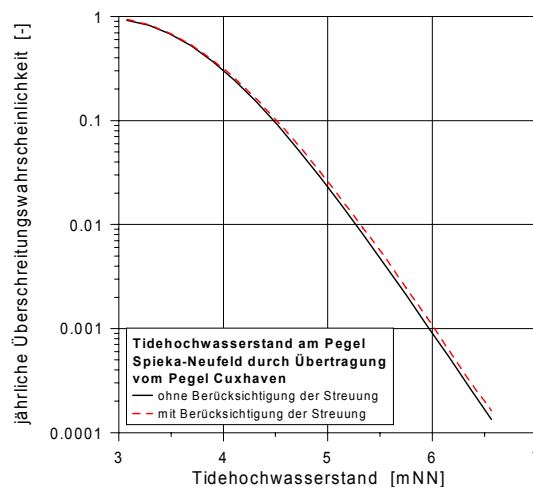


Abbildung E-3: Jährliche durch Übertragung vom Pegel Cuxhaven-Steubenhöft abgeleitete Überschreitungswahrscheinlichkeit des Tidehochwasserstands am Pegel Spieka-Neufeld

F. Ergänzung zur Windstatistik

Eine graphische Darstellung der in Tabelle 2-8 (Kapitel 2.2.3.2) in Abhängigkeit von der Windrichtung angegebenen Weibull-Verteilung der Windgeschwindigkeit findet sich in Abbildung F-1.

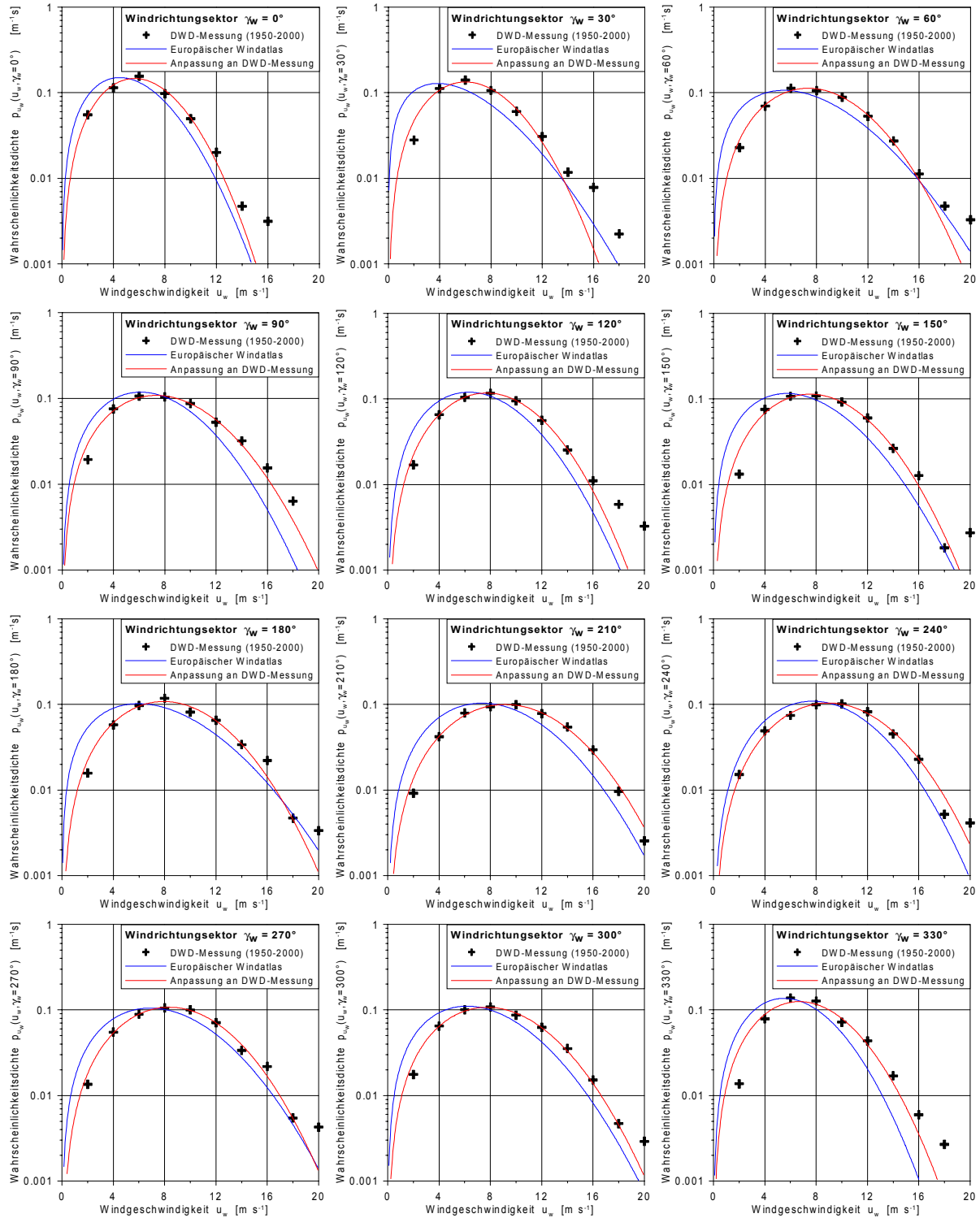


Abbildung F-1: Windstatistik auf der Hochseeinsel Helgoland – Vergleich der Wahrscheinlichkeitsverteilung aus Messung, Anpassung und Schrifttum

Der Weibull-Verteilung nach TROEN UND PETERSEN sind in Abbildung F-1 die Ergebnisse von Windmessungen der Jahre 1950 – 2000 sowie die an diese Messungen mit Hilfe der Methode der kleinsten Quadrate angepaßte Weibull-Verteilung zugeordnet.

Für die Hafenstädte Bremerhaven und Cuxhaven an Außenweser bzw. Außenelbe weist die Tabelle F-1 eine Zusammenstellung der Parameter der Weibull-Verteilung der Windstatistik aus. Die für Bremerhaven angegebenen Parameter sind aus TRAUP UND KRUSE [1996] entnommen. Für Cuxhaven entsprechen die Parameter einer Anpassung der Weibull-Verteilung an eine auf einem 50-jährigen Datensatz von Windmessungen basierende Statistik.

Der Vergleich der Windstatistiken von Helgoland, Cuxhaven und Bremerhaven, wie in Abbildung F-2 dargestellt, zeigt eine deutliche Abnahme der mittleren Windgeschwindigkeit von der offenen See zur Küste. Dies gilt speziell für Süd- und Ostwinde.

Windrichtung	Bremerhaven nach TRAUP UND KRUSE [1996]			Cuxhaven aus DWD-Messung (1950 – 2000)		
	$p_{\gamma_w}(\gamma_w)$	$A(\gamma_w)$	$k(\gamma_w)$	$p_{\gamma_w}(\gamma_w)$	$A(\gamma_w)$	$k(\gamma_w)$
[°]	[-]	[m ⁻¹ s]	[-]	[-]	[m ⁻¹ s]	[-]
0	0,0075	4,0	2,09	0,0093	6,69±0,14	1,92±0,06
30	0,0059	4,1	2,35	0,0072	7,23±0,16	2,38±0,09
60	0,0132	4,8	2,37	0,0075	7,90±0,07	2,46±0,04
90	0,0113	4,3	2,34	0,0075	8,35±0,06	2,82±0,05
120	0,0135	4,2	2,39	0,0150	7,32±0,21	2,57±0,15
150	0,0095	3,9	2,21	0,0114	5,55±0,08	3,34±0,12
180	0,0153	4,9	2,04	0,0143	5,65±0,12	3,27±0,17
210	0,0185	7,2	2,28	0,0168	6,51±0,10	2,96±0,11
240	0,0253	7,8	2,59	0,0187	7,10±0,07	2,82±0,06
270	0,0153	7,0	1,99	0,0177	7,48±0,12	2,77±0,10
300	0,0122	7,9	2,27	0,0176	8,17±0,10	2,83±0,08
330	0,0116	6,8	2,25	0,0113	8,01±0,11	2,80±0,09

Tabelle F-1: Parameter der Windstatistik in Bremerhaven und Cuxhaven

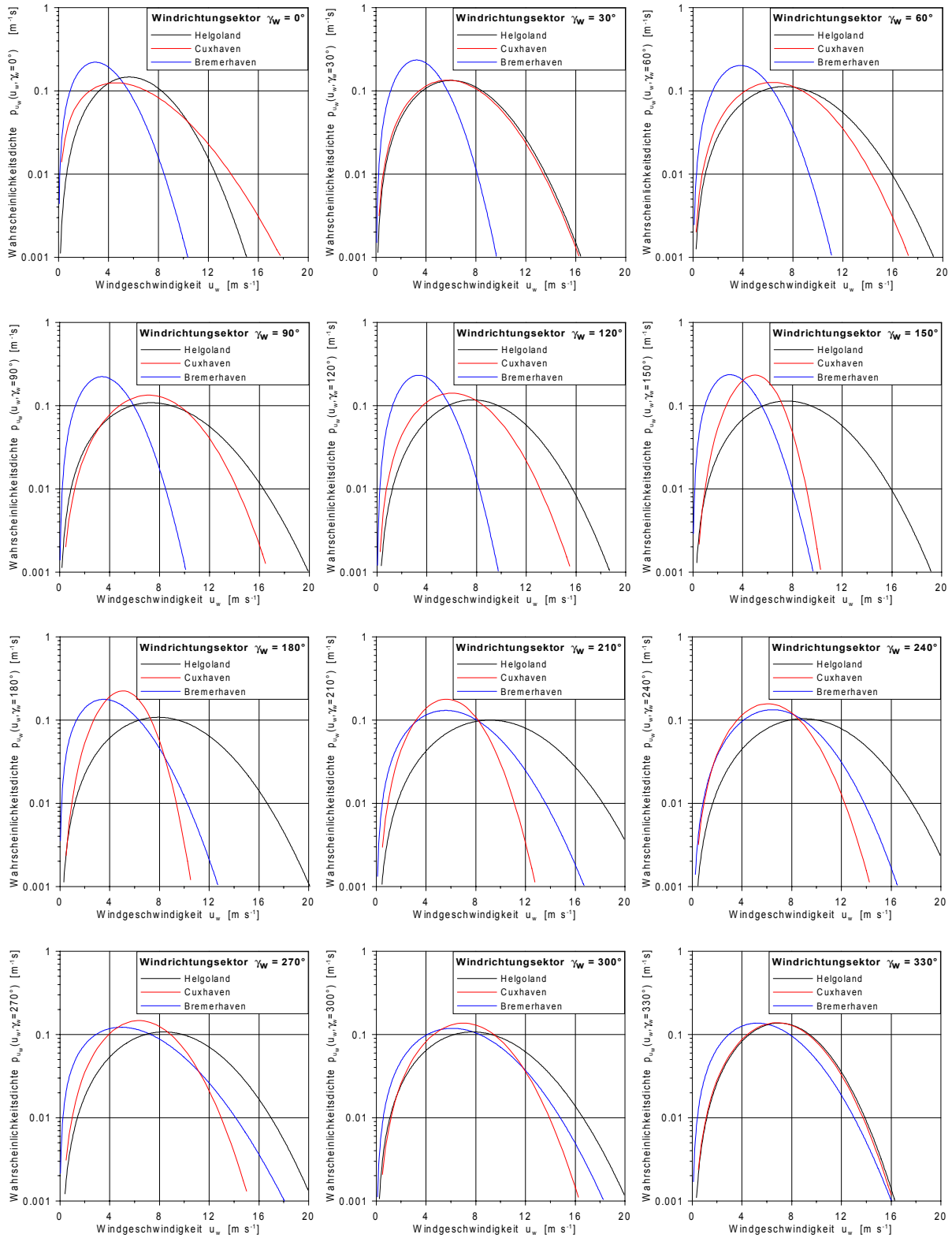


Abbildung F-2: Vergleich der Windstatistik von Helgoland, Cuxhaven und Bremerhaven

G. Ergänzung: Gemeinsame Statistik von Wasserstand und Wind

Die Wasserstände an der deutschen Küste weisen einen deutlichen Zusammenhang mit den in der Deutschen Bucht vorliegenden Windbedingungen auf.

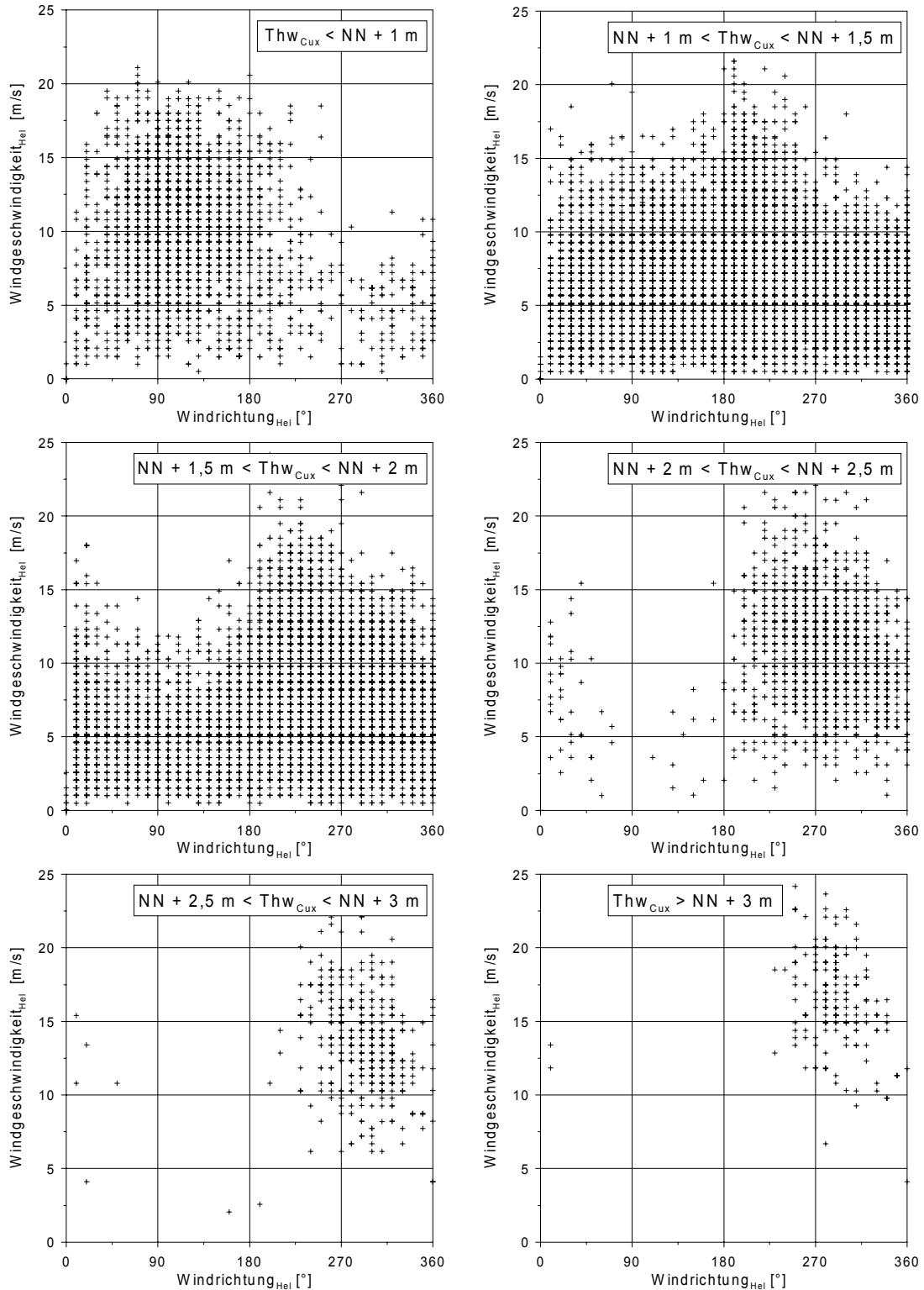


Abbildung G-1: Streudiagramm der an der Station Helgoland gemessenen Windgeschwindigkeit und –richtung für verschiedene Klassen des Tidehochwassers am Pegel Cuxhaven

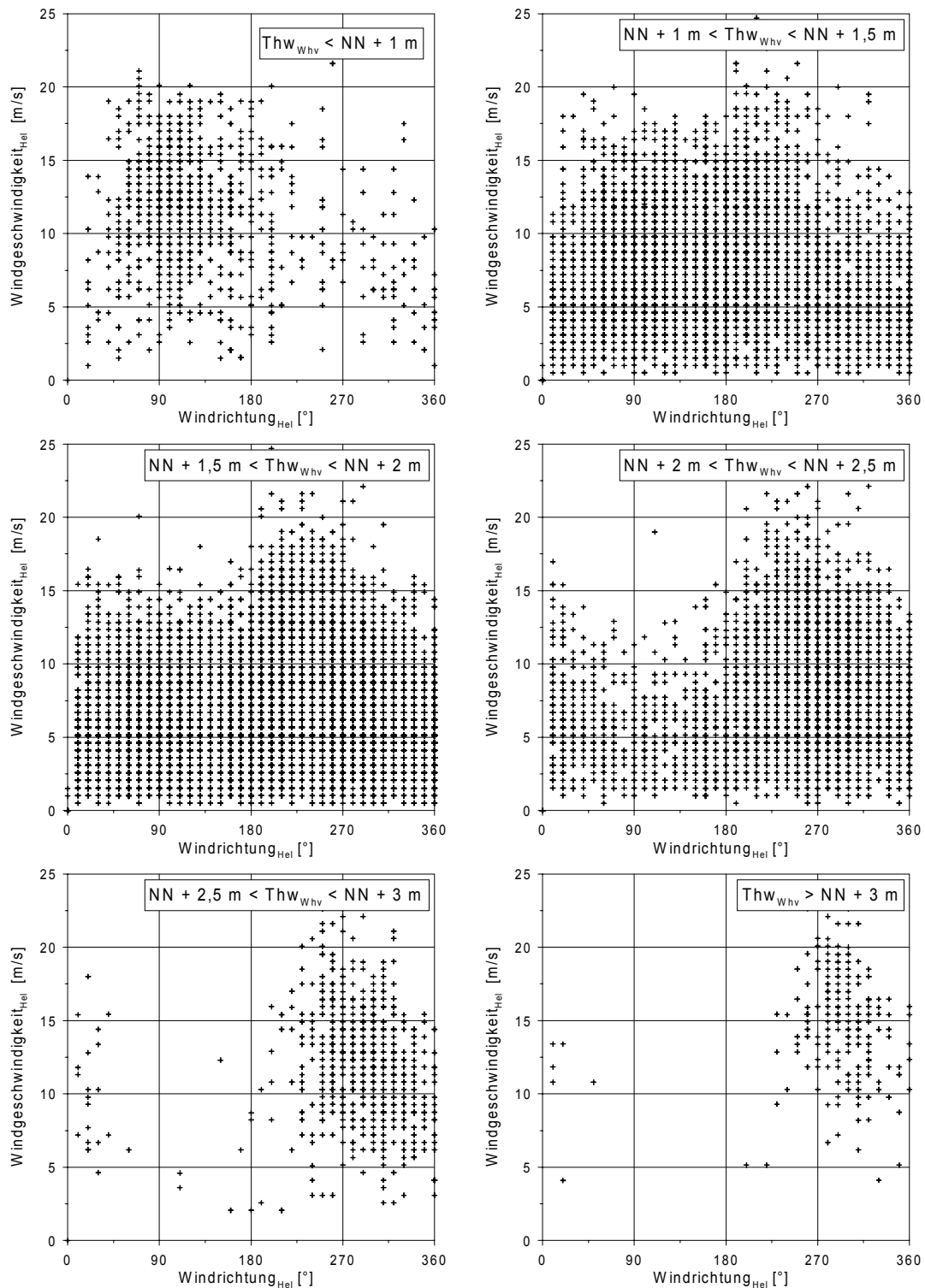


Abbildung G-2: Streudiagramm der an der Station Helgoland gemessenen Windgeschwindigkeit und –richtung für verschiedene Klassen des Tidehochwassers am Pegel Wilhelmshaven

In Ergänzung zu den in Kapitel 4.1.3.3 (Abbildung 4-11) für verschiedene Klassen des Tidehochwassers am Pegel Bremerhaven (Alter Leuchtturm) dargestellten Streudiagrammen der Windgeschwindigkeit und –richtung zeigt Abbildung G-1 bzw. Abbildung G-2 Streudiagramme von Windgeschwindigkeit und –richtung, welche nach dem Tidehochwasser am Pegel Cuxhaven (Steubenhöft) bzw. dem Tidehochwasser am Pegel Wilhelmshaven

(Alter Vorhafen) klassifiziert sind. Wie bei der Klassifizierung nach dem Tidehochwasserstand am Pegel Bremerhaven zeigt sich auch bei der Klassifizierung nach dem Thw am Pegel Cuxhaven und Wilhelmshaven die Dominanz der West- bis Nordwestwindlagen bei Sturmflutwasserständen von mehr als NN + 3 m.

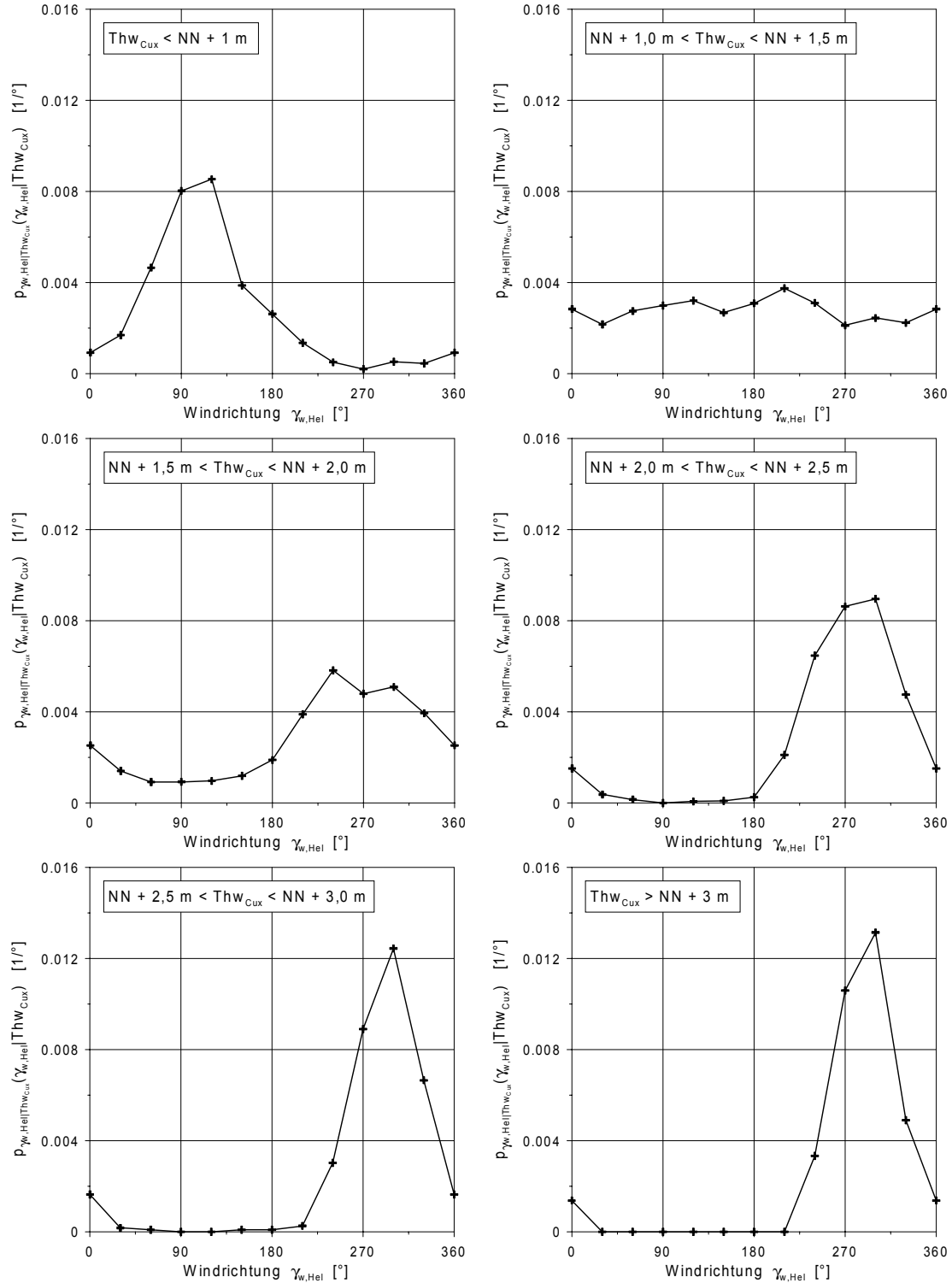


Abbildung G-3: Bedingte Wahrscheinlichkeitsdichte der Windrichtung an der Station Helgoland in Abhängigkeit vom Tidehochwasserstand am Pegel Cuxhaven (Steubenhöft)

Aus den Streudiagrammen folgen analog zu der in Abbildung 4-12 dargestellten (vom Tidehochwasserstand am Pegel Bremerhaven) bedingten Wahrscheinlichkeitsdichte der Windrichtung an der Station Helgoland die in Abbildung G-3 bzw. Abbildung G-4 in Abhängigkeit von dem Tidehochwasserstand an den Pegeln Cuxhaven bzw. Wilhelmshaven dargestellten bedingten Wahrscheinlichkeitsdichten.

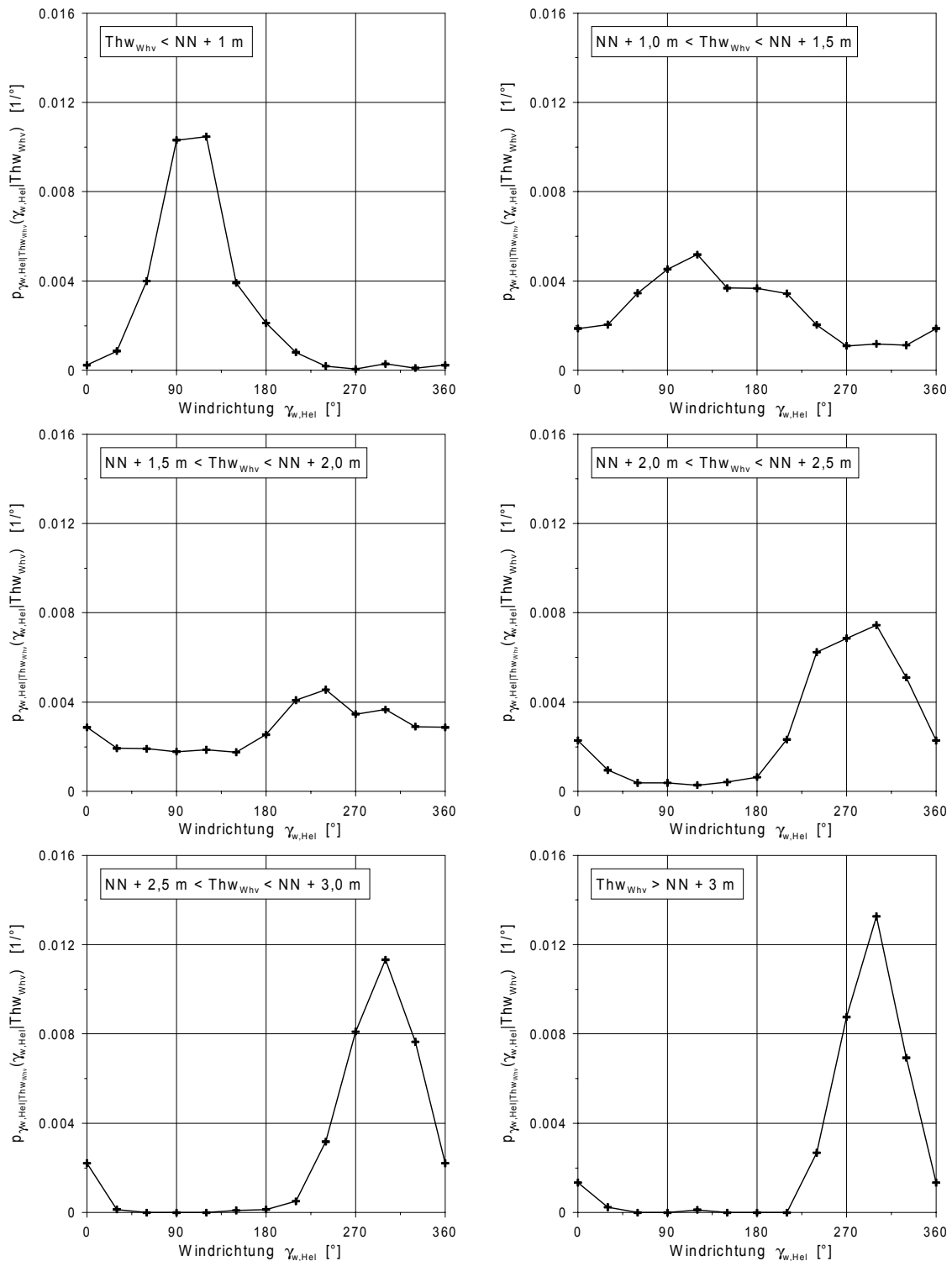


Abbildung G-4: Bedingte Wahrscheinlichkeitsdichte der Windrichtung an der Station Helgoland in Abhängigkeit vom Tidehochwasserstand am Pegel Wilhelmshaven (Alter Vorhafen)

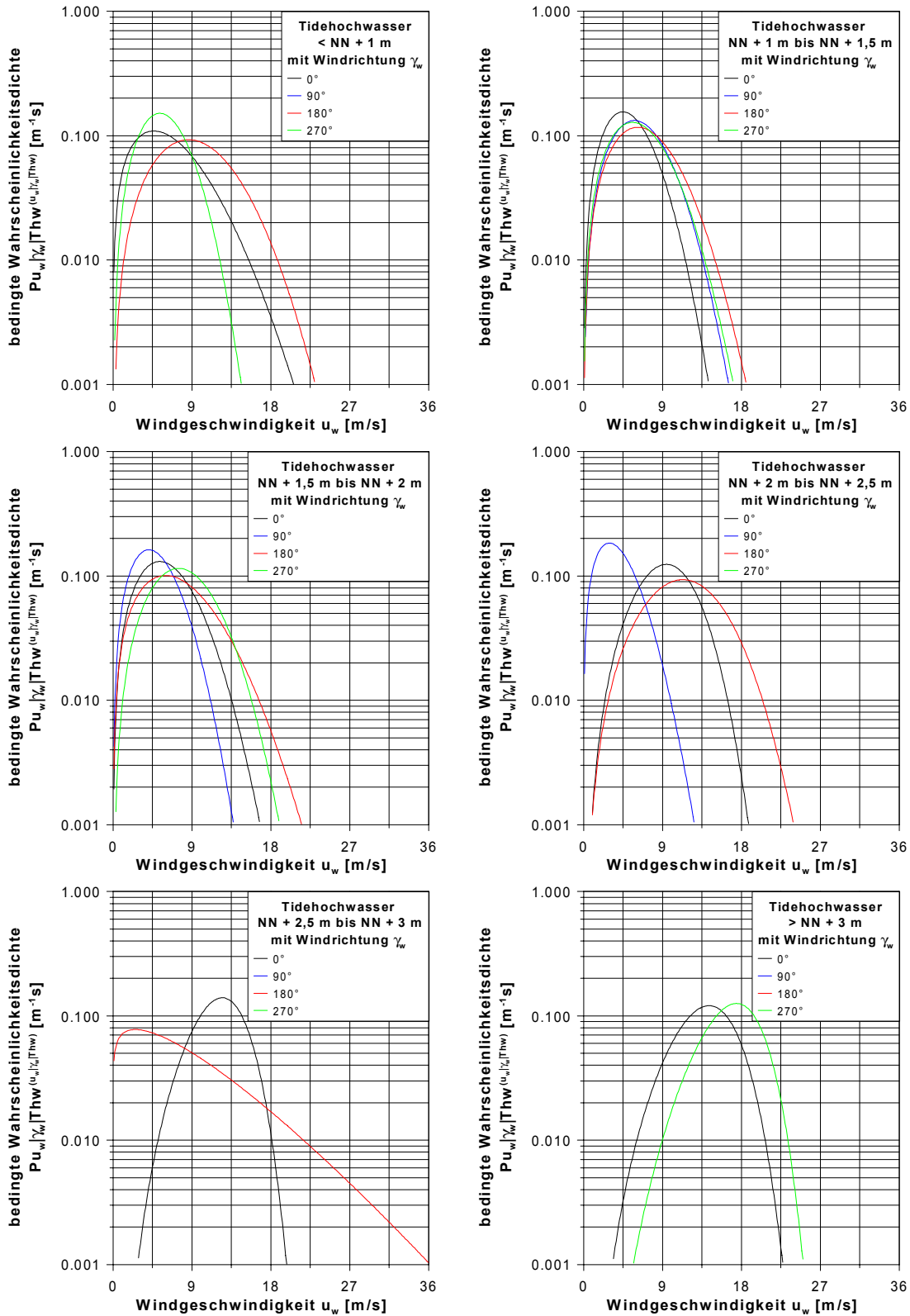


Abbildung G-5: Bedingte Wahrscheinlichkeitsdichte der Windgeschwindigkeit in Abhängigkeit von der Windrichtung an der Station Helgoland und von dem Tidehochwasserstand am Pegel Cuxhaven (Steubenhöft)

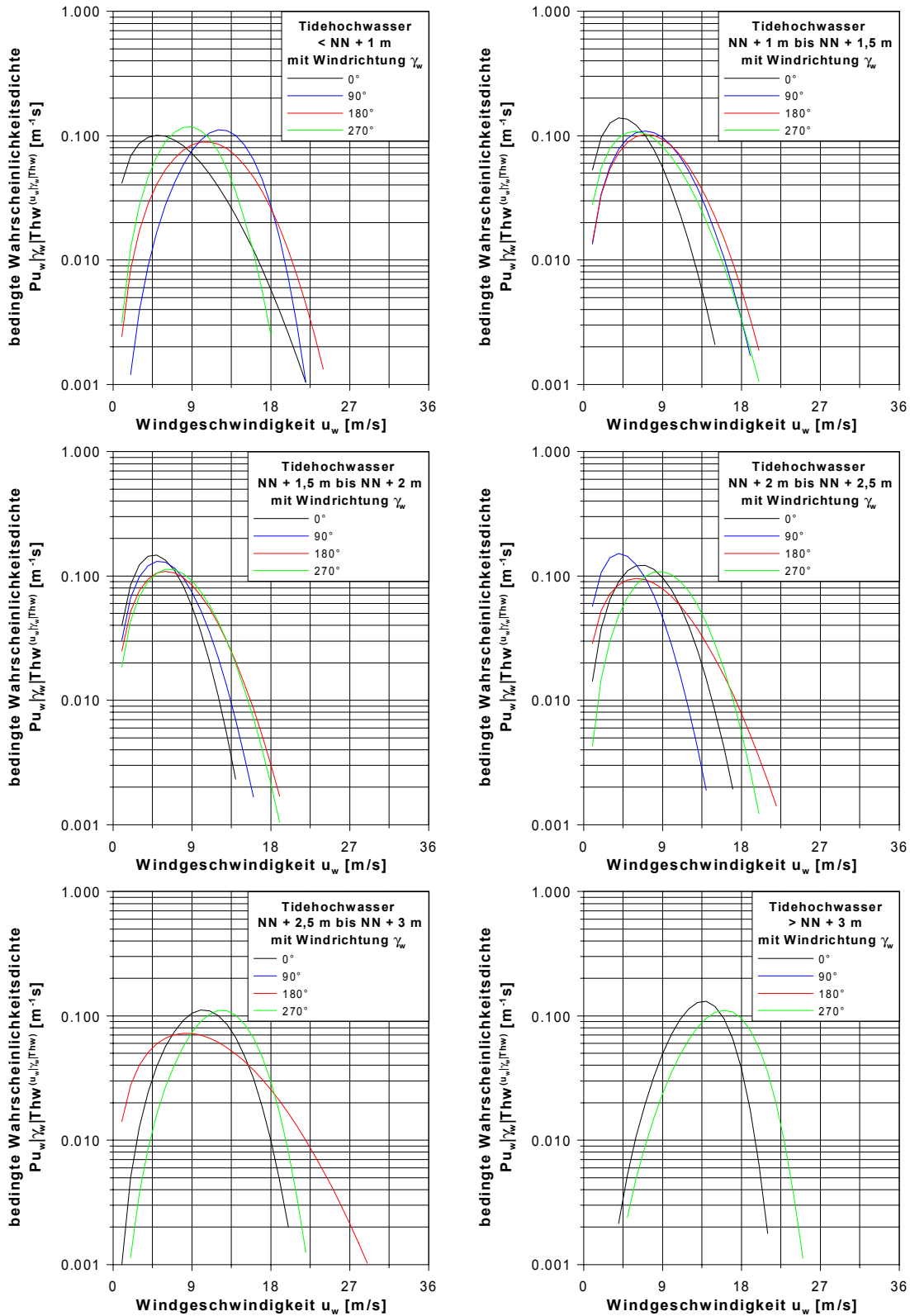


Abbildung G-6: Bedingte Wahrscheinlichkeitsdichte der Windgeschwindigkeit in Abhängigkeit von der Windrichtung an der Station Helgoland und von dem Tidehochwasserstand am Pegel Wilhelmshaven (Alter Vorhafen)

Wie die nach Tidehochwasserstand klassifizierten Streudiagramme von Windgeschwindigkeit und –richtung ergeben sich auch für die vom Tidehochwasserstand an den Pegeln

Bremerhaven, Cuxhaven und Wilhelmshaven bedingte Wahrscheinlichkeitsdichte der Windrichtung vergleichbare Verteilungen. Diese zeigen, daß bei Sturmfluten mit Wasserständen von mehr als NN + 3 m nur Windrichtungen von 210° bis 30° zu erwarten sind.

Die sich ebenfalls aus den Streudiagrammen ergebende von Tidehochwasserstand und Windrichtung bedingte Wahrscheinlichkeitsdichte der Windgeschwindigkeit ist, analog zu der Darstellung in Abbildung 4-13 für den Pegel Bremerhaven, in Abbildung G-5 bzw. Abbildung G-6 für den Pegel Cuxhaven bzw. Wilhelmshaven dargestellt und bestätigt die in Kapitel 4.1.3.3 gemachte Aussage, daß während Sturmfluten der Modalwert der Windgeschwindigkeit in der Deutschen Bucht bei westlichen Winden etwa 17 m/s und bei nördlichen Winden etwa 14 m/s beträgt.

Parameter der bedingten Windstatistik:		$p_{\gamma_W Thw}(\gamma_W - 30^\circ) [1/^\circ]$					$p_{\gamma_W Thw}(\gamma_W) [1/^\circ]$	$p_{\gamma_W Thw}(\gamma_W + 30^\circ) [1/^\circ]$	$A(\gamma_W, Thw) [m^{-1}s]$	$k(\gamma_W, Thw) [-]$
Windrichtung (Helgoland) γ_W	Tidehochwasserstand (Cuxhaven) Thw									
		bis NN + 1 m	NN + 1 m bis NN + 1,5 m	NN + 1,5 m bis NN + 2 m	NN + 2 m bis NN + 2,5 m	NN + 2,5 m bis NN + 3 m	ab NN + 3 m			
-										
330°	0,0004	0,0022	0,0039	0,0047	0,0066	0,0049				
0°	0,0009	0,0028	0,0025	0,0015	0,0016	0,0014				
30°	0,0016	0,0022	0,0014	0,0004	0,0002	0,0000				
	7,3653	5,8896	7,0146	10,4787	13,0648	15,0136				
	1,7901	2,1961	2,1979	3,3620	4,8505	4,8101				
60°		0,0027	0,0009	0,0002						
90°		0,0029	0,0009	0,0000						
120°	-	0,0032	0,0010	0,0001	-	-				
		7,3002	5,5041	4,4517						
		2,3619	2,1232	1,8523						
150°	0,0039	0,0027	0,0012	0,0001	0,0001					
180°	0,0026	0,0031	0,0019	0,0003	0,0001					
210°	0,0013	0,0037	0,0039	0,0021	0,0003	-				
	10,6917	7,9947	8,5005	12,8669	9,5886					
	2,4399	2,2601	1,9957	3,0742	1,2380					
240°	0,0005	0,0031	0,0058				0,0033			
270°	0,0002	0,0021	0,0048				0,0106			
300°	0,0005	0,0024	0,0051	-	-		0,0131			
	6,5960	7,2558	9,0419				17,9602			
	2,4599	2,2373	2,5915				6,0486			

Tabelle G-1: Parameter der bedingten Wahrscheinlichkeitsdichten von Windrichtung und Windgeschwindigkeit an der Station Helgoland bei Klassifizierung mit dem Tidehochwasserstand am Pegel Cuxhaven (Steubenhöft)

Parameter der bedingten Windstatistik:						
$p_{\gamma_W Thw}(\gamma_W - 30^\circ) [1/^\circ]$						
$p_{\gamma_W Thw}(\gamma_W) [1/^\circ]$						
$p_{\gamma_W Thw}(\gamma_W + 30^\circ) [1/^\circ]$						
$A(\gamma_W, Thw) [m^{-1}s]$						
$k(\gamma_W, Thw) [-]$						
Windrichtung (Helgoland) γ_W	Tidehochwasserstand (Wilhelmshaven) Thw					
-	bis NN + 1 m	NN + 1 m bis NN + 1,5 m	NN + 1,5 m bis NN + 2 m	NN + 2 m bis NN + 2,5 m	NN + 2,5 m bis NN + 3 m	ab NN + 3 m
330°	0,0008	0,0016	0,0028	0,0045	0,0066	0,0067
0°	0,0005	0,0020	0,0027	0,0024	0,0023	0,0020
30°	0,0009	0,0019	0,0019	0,0012	0,0008	0,0003
	7,9980	6,1206	6,1809	8,1301	11,5136	14,3054
	1,8018	1,9842	2,1918	2,4570	3,3176	4,9982
60°	0,0036	0,0030	0,0021	0,0006		
90°	0,0087	0,0041	0,0022	0,0006		
120°	0,0094	0,0048	0,0022	0,0006	-	-
	13,3116	8,8558	6,9593	5,7196		
	3,9009	2,3687	2,2007	2,0313		
150°	0,0038	0,0033	0,0018	0,0008	0,0001	
180°	0,0022	0,0033	0,0025	0,0012	0,0003	
210°	0,0016	0,0035	0,0039	0,0026	0,0007	-
	12,4189	9,2347	8,1428	8,7721	11,8450	
	2,7990	2,2930	2,1095	1,9314	2,0009	
240°	0,0007	0,0026	0,0044	0,0060	0,0037	0,0020
270°	0,0003	0,0015	0,0033	0,0061	0,0082	0,0083
300°	0,0008	0,0017	0,0035	0,0066	0,0105	0,0135
	9,8883	8,0745	8,2680	10,1592	13,4302	16,8279
	2,9942	2,0533	2,2736	2,7911	3,9092	4,9663

Tabelle G-2: Parameter der bedingten Wahrscheinlichkeitsdichten von Windrichtung und Windgeschwindigkeit an der Station Helgoland bei Klassifizierung mit dem Tidehochwasserstand am Pegel Wilhelmshaven (Alter Vorhafen)

Wie die Tabelle 4-3 die Parameter der Wahrscheinlichkeitsdichte der Windgeschwindigkeit bei Klassifizierung der Windereignisse am Pegel Helgoland nach dem Tidehochwasser am Pegel Bremerhaven zusammenfaßt, so stellen Tabelle G-1 und Tabelle G-2 diese Parameter bei Klassifizierung nach dem Tidehochwasser am Pegel Cuxhaven und Wilhelmshaven dar.

H. Mathematische Grundlagen des Seegangmodells SWAN

(siehe auch MAI, 2002)

H.1 Erhaltungsgleichung

Die mathematische Grundlage des Modells SWAN ist die spektrale Impulserhaltungsgleichung nach HASSELMANN [1960, 1961, 1963(a+b)]:

$$\frac{\partial}{\partial t} N(\sigma, \theta) + \frac{\partial}{\partial x} c_x N(\sigma, \theta) + \frac{\partial}{\partial y} c_y N(\sigma, \theta) + \frac{\partial}{\partial \sigma} c_\sigma N(\sigma, \theta) + \frac{\partial}{\partial \theta} c_\theta N(\sigma, \theta) = \frac{S(\sigma, \theta)}{\sigma} \quad (\text{H-1})$$

wobei σ die relative Frequenz, θ die Ausbreitungsrichtung, $N(\sigma, \theta)$ die Impulsdichte, c_x sowie c_y die Ausbreitungsgeschwindigkeit im geographischen Raum, c_θ sowie c_σ die Ausbreitungsgeschwindigkeiten im spektralen Raum der relativen Frequenz und der Ausbreitungsrichtung und $S(\sigma, \theta)$ die Summe der Quellen und Senken von Impulsdichte bezeichnet. Im stationären Fall entfällt die Zeitabhängigkeit der Impulsdichte, d.h.

$$\partial N(\sigma, \theta) / \partial t = 0 \quad (\text{H-2})$$

Die relative Frequenz beschreibt dabei die um den Einfluß von (Tide-)Strömungen veränderte Frequenz:

$$\sigma = \omega - \bar{k} \cdot \bar{u} \quad (\text{H-3})$$

wobei ω die absolute Frequenz, \bar{k} den zweidimensionalen Wellenzahlvektor und \bar{u} den Vektor der horizontalen Strömungsgeschwindigkeit bezeichnet.

Für Schwerewellen gilt unter der Näherung unendlich kleiner Amplituden zwischen Wellenzahl und relativer Frequenz die wassertiefenabhängige nichtlineare Dispersionsrelation:

$$\sigma^2 = g |\bar{k}| \tanh \left(|\bar{k}| d \right) \quad (\text{H-4})$$

wobei g die Erdbeschleunigung und d die Wassertiefe bezeichnet.

Die Impulsdichte ergibt sich aus der Energiedichte $E(\sigma, \theta)$ und der relativen Frequenz:

$$N(\sigma, \theta) = \frac{E(\sigma, \theta)}{\sigma} \quad (\text{H-5})$$

Durch Integration der Energiedichte über die Spektralbereiche erhält man unter Berücksichtigung der Dichte des Wassers ρ_w die signifikante Wellenhöhe H_s :

$$\bar{\eta}^2 = \frac{1}{4} H_s^2 = \frac{E_{\text{tot}}}{\rho_w \cdot g} \quad (\text{H-6})$$

mit

$$E_{\text{tot}} = \int_0^{2\pi} \int_0^\infty E(\sigma, \theta) d\sigma d\theta \quad (\text{H-7})$$

Die Ausbreitungsgeschwindigkeiten c_x und c_y im Raum entsprechen der um die Strömungsgeschwindigkeit \bar{u} korrigierten Gruppengeschwindigkeit und ergeben sich aus der Dispersionsrelation:

$$\begin{pmatrix} c_x \\ c_y \end{pmatrix} = \bar{c}_g + \bar{u} = \begin{pmatrix} \frac{\partial \sigma}{\partial k_x} \\ \frac{\partial \sigma}{\partial k_y} \end{pmatrix} + \bar{u} = \frac{1}{2} \left(1 + \frac{2kd}{\sinh(2kd)} \right) \frac{\sigma \bar{k}}{|\bar{k}|^2} + \bar{u} \quad (\text{H-8})$$

Die Geschwindigkeit c_θ ist:

$$c_\theta = \frac{\partial \sigma}{\partial d} \left(\frac{\partial d}{\partial t} + \bar{u} \cdot \nabla d \right) - |\bar{c}_g| \bar{k} \cdot \frac{\partial \bar{u}}{\partial s} \quad (\text{H-9})$$

wobei s die Richtungscoordinate in Ausbreitungsrichtung θ bezeichnet. Im stationären Fall verschwindet die Wassertiefenänderung ($\partial d / \partial t = 0$).

Die Geschwindigkeit c_θ im Raum der Seegangsrichtung ergibt sich zu

$$c_\theta = \frac{1}{k} \left(\frac{\partial \sigma}{\partial d} \frac{\partial d}{\partial m} + \bar{k} \cdot \frac{\partial \bar{u}}{\partial m} \right) \quad (\text{H-10})$$

mit m als Raumcoordinate senkrecht zur Ausbreitungsrichtung.

Eine Quelle von Impulsdichte $S(\sigma, \theta)$ ist an der atmosphärischen Grenzschicht der Windenergieeintrag $S_{in}(\sigma, \theta)$ in das Meer. Eine Senke von Impulsdichte $S_{ds}(\sigma, \theta)$ ist die Dissipation infolge von Schaumkronen, Welle-Boden-Wechselwirkung und tiefeninduziertem Wellenbrechen. Daneben tritt durch nicht-lineare schwache Wechselwirkungen von drei [engl. *Triad-Interaction*, YOUNG UND ELDEBERKY, 1998] bzw. vier Partialwellen (engl. *Quadruplet-Interaction*) ein Impulstransport (Verlagerung von Impulsdichte) $S_{nl}(\sigma, \theta)$ innerhalb des Seegangsspektrums auf. Für die Summe von Quellen und Senken von Impulsdichte gilt dementsprechend:

$$S(\sigma, \theta) = S_{in}(\sigma, \theta) + S_{ds}(\sigma, \theta) + S_{nl}(\sigma, \theta) \quad (\text{H-11})$$

Die Quell- und Senkenterme $S_{in}(\sigma, \theta)$, $S_{ds}(\sigma, \theta)$ und $S_{nl}(\sigma, \theta)$ werden in den Kapiteln H.2 bis H.4 näher dargestellt.

H.2 Windenergieeintrag

Der Impulstransport von der atmosphärischen Grenzschicht in das Wellenfeld ergibt sich einerseits durch Wechselwirkungen von mit der Windgeschwindigkeit parametrisierbaren turbulenten Druckschwankungen in der atmosphärischen Grenzschicht mit der freien Meeresoberfläche [PHILLIPS, 1957] und andererseits durch die Wechselwirkung von durch Meereswellen induzierten Luftdruckschwankungen mit der freien Meeresoberfläche [MILES, 1957]. Der Prozeß nach PHILLIPS ist nur vom Turbulenzzustand der Atmosphäre abhängig und daher unabhängig von der Energiedichte des Seegangs, während der Impulseintrag nach MILES mit der Energiedichte des Seegangs linear anwächst. Es gilt:

$$S_{in}(\sigma, \theta) = \rho_w \cdot g \cdot A_{Phillips} + B_{Miles} \cdot E(\sigma, \theta) \quad (H-12)$$

mit den windgeschwindigkeitsabhängigen Parametern $A_{Phillips}$ (PHILLIPS) und B_{Miles} (MILES) des Energieeintrags.

Für den Phillips-Parameter A gilt nach CAVALERI UND MALANOTTE-RIZZOLI [1981] mit einem Hochpaßfilter H zur Vermeidung von Energieeinträgen in das Impulsspektrum unter der Pierson-Moskowitz Frequenz σ_{PM}^* [TOLMAN, 1992]:

$$A = \frac{1,5 \cdot 10^{-3}}{2 \pi \cdot g^2} (u_* \max(0, \cos(\theta - \theta_w)))^4 H(\sigma, \sigma_{PM}^*) \quad (H-13)$$

$$H(\sigma, \sigma_P^*) = \exp\left(-(\sigma / \sigma_{PM}^*)^4\right) \quad (H-14)$$

$$\sigma_{PM}^* = 2 \pi \frac{0,13 g}{28 u_*} \quad (H-15)$$

wobei u_* die Schubspannungsgeschwindigkeit des Windes in der Prandtl-Schicht und θ_w die Windrichtung bezeichnet.

Die Schubspannungsgeschwindigkeit berechnet sich aus der Windgeschwindigkeit u_{10} in 10 m Höhe über der Meeresoberfläche und dem Reibungskoeffizienten C_D :

$$u_*^2 = \tau / \rho_L = C_D u_{10}^2 \quad (H-16)$$

Der Reibungskoeffizient C_D ist abhängig von der Struktur der Meeresoberfläche, d.h. dem herrschenden Seegang, und ist damit eine Funktion von der Windgeschwindigkeit selbst. In dem Modell SWAN wird folgender Ansatz von WU [1982] verwendet (mit u_{10} in m/s):

$$C_D = \begin{cases} 1,2875 \cdot 10^{-3} & , u_{10} < 7,5 \text{ m/s} \\ (0,8 + 0,065 \cdot u_{10}) \cdot 10^{-3} & , u_{10} \geq 7,5 \text{ m/s} \end{cases} \quad (H-17)$$

Andere Ansätze der Parametrisierung sind in GARRAT [1977] zusammengefaßt.

Für den Miles-Parameter B wird nach KOMEN ET AL. [1984] der Ansatz

$$B = \max\left(0; 0,25 \frac{\rho_L}{\rho_w} \left(28 \frac{u_*}{c} \cos(\theta - \theta_w) - 1\right) \sigma\right) \quad (H-18)$$

verwendet, wobei ρ_w die Dichte von Meerwasser und $c = \sigma / |\bar{k}|$ die Phasengeschwindigkeit des Seegangs ist.

In dieser Arbeit wird ein impliziter Ansatz zur Berechnung des Miles-Parameters B verwendet, welcher eine verbesserte Berücksichtigung der Rückkopplung von Windenergieeintrag und Seegangserzeugung bietet [JANSSEN, 1991]. Es gilt:

$$B = \beta \frac{\rho_L}{\rho_W} \left(\frac{u_*}{c} \right)^2 \max(0, \cos(\theta - \theta_w))^2 \sigma \quad (\text{H-19})$$

$$\beta = \begin{cases} \frac{1,2}{\kappa^2} \lambda \cdot (\ln \lambda)^4 & , \lambda \leq 1 \\ 0 & , \lambda > 1 \end{cases} \quad (\text{H-20})$$

$$\lambda = \frac{g z_e}{c^2} \exp(\kappa c / |u_* \cos(\theta - \theta_w)|) \quad (\text{H-21})$$

wobei κ die von-Karman-Konstante ($\kappa = 0,41$), λ die dimensionslose kritische Höhe, β der Miles-Janssen Parameter und z_e die effektive Rauigkeitslänge ist. Unter der Voraussetzung eines logarithmischen Windprofils $u(z) = u_* / \kappa \ln(z+z_e-z_0) / (z_e)$ ergibt sich die effektive Rauigkeitslänge zu

$$z_e = \frac{z_0}{\sqrt{1 - \tau_w / \tau}} \quad (\text{H-22})$$

wobei z_0 die lokale Rauigkeitslänge und τ_w die welleninduzierte Schubspannung ist. Die lokale Rauigkeitslänge z_0 ergibt sich nach CHARNOCK [1955] zu

$$z_0 = \alpha \frac{u_*^2}{g} \quad (\text{H-23})$$

wobei für den Beiwert α gilt: $\alpha = 0,01$.

Die welleninduzierte Schubspannung ergibt sich auch aus dem Energiedichtespektrum:

$$\bar{\tau}_w = \rho_w \int_0^{2\pi} \int_0^\infty \sigma B \frac{E(\sigma, \theta)}{\rho_w \cdot g} \frac{\bar{k}}{|\bar{k}|} d\sigma d\theta \quad (\text{H-24})$$

Das implizite Gleichungssystem (H-19) – (H-24) wird iterativ gelöst [MASTENBROEK ET AL., 1993].

H.3 Dissipation von Seegangsenergie

Bei der Dissipation von Energie des Seegangs sind drei Teilprozesse zu unterscheiden:

Überschreitung der Grenzsteilheit: Im Tiefwasser kommt es bei Überschreitung der Wellensteilheit, d.h. dem Verhältnis von Wellenhöhe zu Wellenlänge, von $H/L=1/7$ zur Entstehung von Schaumkronenbrechern.

Überschreitung der wassertiefenabhängigen maximalen Wellenhöhe: Im Flachwasser ist die maximale Wellenhöhe H_{\max} durch die vorhandene Wassertiefe d auf etwa $H_{\max} = \gamma d$ begrenzt, wobei γ eine Proportionalitätskonstante bezeichnet. In flache Gebiete einlaufender Seegang mit teilweise größeren Wellenhöhen beginnt daher zu brechen.

Bodenreibung: Die sich auf der Wasseroberfläche ausbreitenden Wellen sind mit Orbitalbewegungen des Wassers verbunden. Die Form der Orbitalbahnen sowie die Orbitalgeschwindigkeit ist dabei wassertiefenabhängig. Bei geringen Wassertiefen tritt eine erhebliche Reibung an dem Meeresboden auf, welche dem Seegang Energie entzieht.

Zur Ermittlung der Gesamtdissipation $S_{ds}(\sigma, \theta)$ sind die Dissipationsraten aus den Teilprozessen zu addieren:

$$S_{ds}(\sigma, \theta) = S_{ds,w}(\sigma, \theta) + S_{ds,br}(\sigma, \theta) + S_{ds,b}(\sigma, \theta) \quad (H-25)$$

wobei $S_{ds,w}(\sigma, \theta)$ die Dissipationsrate durch Überschreitung der Grenzsteilheit und damit den Energieverlust durch Schaumkronenbrecher (engl. *whitcapping*), $S_{ds,br}(\sigma, \theta)$ die Dissipationsrate infolge Wellenbrechen im Flachwasser (engl. *breaking*) und $S_{ds,b}(\sigma, \theta)$ die Dissipationsrate durch Bodenreibung (engl. *bottom friction*) bezeichnet.

Die Dissipationsrate durch die Bildung von Schaumkronenbrechern bei Überschreitung der Grenzsteilheit $S_{ds,w}(\sigma, \theta)$ läßt sich nach HASSELMANN [1974] linear zur spektralen Energiedichte $E(\sigma, \theta)$ ansetzen:

$$S_{ds,w}(\sigma, \theta) = -\Gamma \bar{\sigma} \frac{|\bar{k}|}{|\bar{k}|} E(\sigma, \theta) \quad (H-26)$$

In (H-26) bezeichnet $\bar{\sigma}$ die mittlere relative Frequenz

$$\bar{\sigma} = E_{tot} \left(\int_0^{2\pi} \int_0^{\infty} \frac{1}{\sigma} E(\sigma, \theta) d\sigma d\theta \right)^{-1} \quad (H-27)$$

und $|\bar{k}|$ den Mittelwert der Wellenzahl

$$|\bar{k}| = E_{tot}^2 \left(\int_0^{2\pi} \int_0^{\infty} \frac{E(\sigma, \theta)}{\rho_w \cdot g \cdot \sqrt{|\bar{k}|}} d\sigma d\theta \right)^{-2} \quad (H-28)$$

Der Dämpfungsfaktor Γ berechnet sich nach

$$\Gamma = C_{ds} \left((1 - \delta) + \delta \cdot \frac{|\bar{k}|}{|\bar{k}|} \left(\frac{\bar{s}}{s_{PM}} \right)^{m_\Gamma} \right) \quad (H-29)$$

aus der mittleren Wellensteilheit $\bar{s} = |\bar{k}| \sqrt{E_{tot} / (\rho_w \cdot g)}$, der Steilheit für ein Spektrum nach PIERSON UND MOSKOWITZ [1964] $\bar{s}_{PM} = (3,2 \cdot 10^{-3})^{1/2}$ und dem aus Naturversuchen ermittelten Miles-Parameter $C_{ds} = 2,36 \cdot 10^{-5}$ bzw. $C_{ds} = 4,5 \cdot 10^{-5}$ [WAMDI, 1988, Janssen, 1991].

Die Dissipationsrate $S_{ds,br}(\sigma, \theta)$ durch Wellenbrechen nach Unterschreitung der Grenzwassertiefe ergibt sich durch Wichtung des Gesamtenergieverlustes D_{tot} mit dem relativen Energiegehalt des Spektrums $E(\sigma, \theta)/E_{tot}$

$$S_{ds,br}(\sigma, \theta) = -D_{tot} \frac{E(\sigma, \theta)}{E_{tot}} \quad (\text{H-30})$$

Der Gesamtenergieverlust ergibt sich nach dem Modell von BATTJES UND JANSSEN [1978] zu

$$D_{tot} = -\frac{1}{4} \alpha_{BJ} Q_b \frac{\bar{\sigma}}{2\pi} \rho_w \cdot g \cdot H_{max}^2 \quad (\text{H-31})$$

In Gleichung (H-31) ist α_{BJ} der Battjes-Janssen-Parameter, $\bar{\sigma}$ die nach Gleichung (H-27) berechnete mittlere relative Frequenz, H_{max} die nach dem Brecherkriterium maximal zulässige Wellenhöhe und Q_b der Anteil der brechenden Wellen. Das Brecherkriterium (Kriterium nach MICHE) lautet

$$H_{max} = \gamma d \quad (\text{H-32})$$

wobei d die Wassertiefe bezeichnet. Die Proportionalitätskonstante γ wird mit $\gamma = 0,78$ [BATTJES UND JANSSEN, 1978] angesetzt, wobei speziell für große Brecherkennzahlen $\xi_0 = \tan \alpha_s / \sqrt{H/L_0} > 0,5$ in der Literatur für den Parameter γ Werte bis zu $\gamma = 1$ [FÜHRBÖTER, 1974] genannt werden. In Untersuchungen im Wellenkanal zur Kalibrierung des Modells SWAN konnten diese jedoch nicht bestätigt werden [MAI ET AL., 1999(a)]. Der Anteil der brechenden Wellen folgt mit der impliziten Beziehung

$$\frac{1 - Q_b}{\ln Q_b} = -8 \frac{E_{tot}}{\rho_w \cdot g \cdot H_{max}^2} \quad (\text{H-33})$$

aus der maximalen Wellenhöhe H_{max} und der Gesamtenergie E_{tot} .

Die Dissipationsrate infolge Bodenreibung $S_{ds,b}(\sigma, \theta)$ ergibt sich nach dem Reibungsgesetz von COLLINS (1972) proportional zum spektralen Quadrat der Orbitalgeschwindigkeit $U^2(\sigma, \theta)$ am Boden:

$$S_{ds,b}(\sigma, \theta) = -C_{bot} \frac{U^2(\sigma, \theta)}{g^2} \quad (\text{H-34})$$

$$U(\sigma, \theta) = \frac{\sigma}{\sinh(k|d)} \cdot \sqrt{\frac{E(\sigma, \theta)}{\rho_w \cdot g}} \quad (\text{H-35})$$

Für den Bodenreibungskoeffizient C_{bot} gilt mit einem Bodenreibungsparameter C_{fw} nach TOLMAN [1990]

$$C_{bot} = C_{fw} \cdot g \cdot U_{rms} \quad (\text{H-36})$$

Das quadratische Mittel der Orbitalgeschwindigkeit U_{rms} berechnet sich nach

$$U_{\text{rms}} = \left(\int_0^{2\pi} \int_0^{\infty} U^2(\sigma, \theta) d\sigma d\theta \right)^{-\frac{1}{2}} \quad (\text{H-37})$$

Der in Gleichung (H-36) eingehende Bodenreibungsparameter wird von TOLMAN [1990] mit $C_{\text{fw}} = 0,015$ bzw. von MAI ET AL. [1999(b)] mit $C_{\text{fw}} = 0,01$ angegeben.

H.4 Nichtlineare Seegangswchselwirkungen

Die nichtlineare Seegangswchselwirkung bezeichnet einen Energietransfer innerhalb des Seegangsspektrums $E(\sigma, \theta)$, d.h. die Gesamtenergie des Seegangsspektrums E_{tot} bleibt konstant. Neben der Energieerhaltung ist für den Energieaustausch zwischen einzelnen Komponenten – (σ, θ) bzw. \bar{k} – die Impulserhaltung erforderlich. Im Tiefwasser erfordert dies die Wechselwirkung von 4 Komponenten des Seegangsspektrums (*Quadruplet-Interaction*), im Flachwasser ist wegen der veränderten Dispersionsrelation die Wechselwirkung von 3 Komponenten (*Triad-Interaction*) ausreichend. Eine schematische Darstellung möglicher Wechselwirkungen der *Quadruplet-Interaction* findet sich in Abbildung H-1.

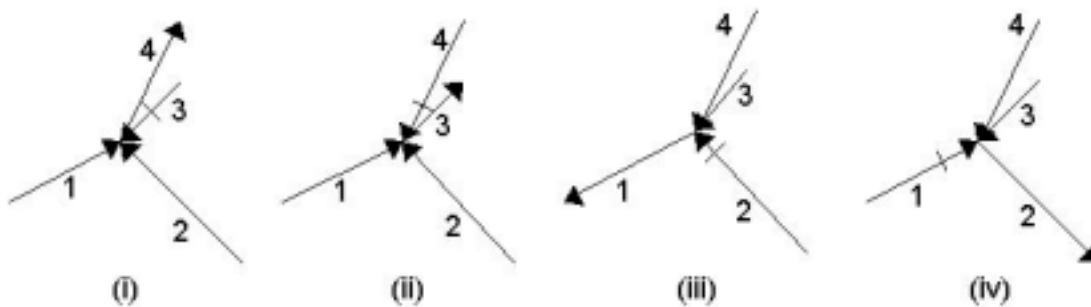


Abbildung H-1: Grundlegende Wechselwirkungen der *Quadruplet-Interaction*
[HASSELMANN UND HASSELMANN, 1985]

Mathematisch lassen sich die Erhaltungssätze für die *Quadruplet-Interaction* folgendermaßen formulieren [HASSELMANN, 1961 + 1963(a)-(b)]:

$$\omega_1 + \omega_2 = \omega_3 + \omega_4 \quad (\text{H-38})$$

$$\bar{k}_1 + \bar{k}_2 = \bar{k}_3 + \bar{k}_4 \quad (\text{H-39})$$

Für die *Triad-Interaction* gilt analog [YOUNG UND ELDEBERKY, 1998]:

$$\omega_1 + \omega_2 = \omega_3 \quad (\text{H-40})$$

$$\bar{k}_1 + \bar{k}_2 = \bar{k}_3 \quad (\text{H-41})$$

Der Term der Energieumverteilung $S_{nl}(\sigma, \theta)$ durch nichtlineare Welle-Welle-Wechselwirkungen setzt sich entsprechend aus einem Term für die *Quadruplet-Interaction* $S_{nl4}(\sigma, \theta)$ und einem für die *Triad-Interaction* $S_{nl3}(\sigma, \theta)$ zusammen [RIS, 1997]:

$$S_{nl}(\sigma, \theta) = S_{nl3}(\sigma, \theta) + S_{nl4}(\sigma, \theta) \quad (\text{H-42})$$

Die *Quadruplet-Interaction* wird unter Voraussetzung einer von HASSELMANN UND HASSELMANN [1985] vorgeschlagenen Näherung der diskretisierten Wechselwirkung (engl. *Discrete Interaction Approximation DIA*) berechnet:

$$S_{nl4}(\sigma, \theta) = R(k_p d) (S_{nl4}^*(\sigma, \theta) + S_{nl4}^{**}(\sigma, \theta)) \quad (\text{H-43})$$

$$S_{nl4}^*(\sigma, \theta) = 2 \cdot (\delta S_{nl4}(\alpha_1 \sigma, \theta) - \delta S_{nl4}(\alpha_2 \sigma, \theta) - \delta S_{nl4}(\alpha_3 \sigma, \theta)) \quad (\text{H-44})$$

$$S_{nl4}^{**}(\sigma, \theta) = 2 \cdot \delta S_{nl4}(\alpha_1 \sigma, -\theta) - \delta S_{nl4}(\alpha_2 \sigma, -\theta) - \delta S_{nl4}(\alpha_3 \sigma, -\theta) \quad (\text{H-45})$$

$$R(k_p d) = 1 + \frac{5,5}{k_p \cdot d} \left(1 - \frac{5 \cdot k_p d}{6} \right) \cdot \exp(-1,25 \cdot k_p d) \quad (\text{H-46})$$

In den Gleichungen H-43 bis H-46 beschreibt $R(k_p d)$ den Flachwassereinfluß auf den Impulstransfer bei *Quadruplet-Interaction*, d.h. im Tiefwasser gilt $R(k_p d) = 1$. Die Parameter α_i beschreiben das Frequenzverhältnis der an der *Quadruplet-Interaction* beteiligten spektralen Komponenten. Sie werden im Rahmen der DIA zu $\alpha_1 = 1$, $\alpha_2 = 1,25$, $\alpha_3 = 0,75$ gesetzt [HASSELMANN UND HASSELMANN, 1985]. Die Terme $S_{nl4}^*(\sigma, \theta)$, $S_{nl4}^{**}(\sigma, \theta)$ und $\delta S_{nl4}(\sigma, \theta)$ stellen Teilprozesse der *Quadruplet-Interaction* dar. HASSELMANN UND HASSELMANN [1985] stellt folgenden Bezug zur spektralen Energiedichte $E(\sigma, \theta)$ her:

$$\delta S_{nl4}(\alpha_i \sigma, \theta) = C_{nl4} (2 \cdot \pi)^2 g^{-4} \left(\frac{\sigma}{2 \cdot \pi} \right)^{11} \cdot \rho_w^{-2} \dots \left(E^2(\alpha_i \sigma, \theta) \left(\frac{E(1,25 \cdot \alpha_i \sigma, \theta)}{1,25^4} + \frac{E(0,75 \cdot \alpha_i \sigma, \theta)}{0,75^4} \right) - 2 \frac{E(\alpha_i \sigma, \theta) E(1,25 \cdot \alpha_i \sigma, \theta) E(0,75 \cdot \alpha_i \sigma, \theta)}{(1 - 0,25^2)^4} \right) \quad (\text{H-47})$$

Der Koeffizient C_{nl4} stellt darin eine dimensionslose Konstante dar, die im Rahmen dieser Arbeit entsprechend der Voreinstellungen zu $3,0 \cdot 10^7$ gewählt worden ist.

Die *Triad-Interaction* wird unter Voraussetzung einer von ELDEBERKY UND BATTJES [1995] vorgeschlagenen näherungsweise Diskretisierung (engl. *Discrete Triad Approximation DTA*) berechnet:

$$S_{nl3}(\sigma, \theta) = S_{nl3}^+(\sigma, \theta) + S_{nl3}^-(\sigma, \theta) \quad (\text{H-48})$$

$$S_{nl3}^+(\sigma, \theta) = \dots$$

$$\dots \max \left(0; 2 \cdot \pi \cdot \alpha_{EB} \cdot J^2 \cdot c_{g,\sigma} \cdot \rho_w^{-1} \cdot |\sin(\beta_{DTA})| \left(\frac{\sigma}{k_\sigma} E^2(\sigma/2, \theta) - 2 \frac{0,5 \cdot \sigma}{k_{\sigma/2}} E(\sigma/2, \theta) E(\sigma, \theta) \right) \right) \quad (H-49)$$

$$S_{nl3}^-(\sigma, \theta) = -2 \cdot S_{nl3}^+(2 \cdot \sigma, \theta) \quad (H-50)$$

Der Term $S_{nl3}^+(\sigma, \theta)$ faßt darin Wechselwirkungen zusammen, welche eine Zunahme der Impulsdichte bewirken, während $S_{nl3}^-(\sigma, \theta)$ die Wechselwirkung beschreibt, die eine Abnahme an Impulsdichte bewirkt. Die Intensität der Wechselwirkung wird von der Gruppengeschwindigkeit $c_{g,\sigma}$ der Wellen, der Frequenz σ , dem Wechselwirkungskoeffizienten J , dem Phasenwinkel β_{DTA} und dem anzupassenden Parameter α_{EB} beeinflusst. Weitere Parameter sind die Wellenzahlen k_σ bzw. $k_{\sigma/2}$ der Wellen der Frequenz σ bzw. $\sigma/2$. Für den Wechselwirkungskoeffizienten J gilt nach BOOIJ ET AL. [1999]

$$J = \begin{cases} \frac{k_{\sigma/2}^2 (g \cdot d + 2 \cdot c_{\sigma/2}^2)}{k_\sigma \cdot d \cdot \left(g \cdot d + \frac{2}{15} g \cdot d^3 \cdot k_\sigma^2 - \frac{2}{5} \sigma^2 d^2 \right)} & \text{für } Ur \geq 0,1 \\ 0 & \text{für } Ur < 0,1 \end{cases} \quad (H-51)$$

wobei $c_{\sigma/2}$ die Ausbreitungsgeschwindigkeit im Frequenzraum bei der Frequenz $\sigma/2$ bezeichnet. Der Phasenwinkel β berechnet sich unter Verwendung der Ursell-Zahl Ur

$$\beta_{DTA} = -\frac{\pi}{2} + \frac{\pi}{2} \tanh\left(\frac{0,2}{Ur}\right) \quad (H-52)$$

Für die Ursell-Zahl gilt:

$$Ur = \frac{g}{8 \cdot \sqrt{2} \pi^2} \frac{H_s}{d^2 \sigma_p^2} \quad (H-53)$$

mit der Peak-Frequenz σ_p .

Für den Eldeberky-Battjes-Parameter α_{EB} geben ELDEBERKY UND BATTJES [1995] den Wert $\alpha_{EB} = 1,0$ an. RIS [1997] empfiehlt nach Kalibrierung an physikalischen Untersuchungen im Wellenkanal $\alpha_{EB} = 0,50$. Nach HOLTHUIJSEN ET AL. [2000] sowie V. LIEBERMAN UND MAI [2000] gilt $\alpha_{EB} = 0,10$. Der letztgenannte Wert findet in dieser Arbeit Verwendung. Die Berechnung der Energieumverteilung durch *Triad-Interaction* nach Gleichung H-48 erfolgt nur für Frequenzen σ , die ein Vielfaches α_{DTA} der mittleren Frequenz $\bar{\sigma}$ nicht überschreiten, d.h. $\sigma \leq \alpha_{DTA} \cdot \bar{\sigma}$. RIS [1997], HOLTHUIJSEN ET AL. [2000] und V. LIEBERMAN UND MAI [2000] geben für $\alpha_{DTA} = 2,5$ an, was auch hier Verwendung findet.

I. Unsicherheiten der numerischen Seegangssimulation

I.1 Überblick

Die aufgrund fehlender unmittelbar vor der Küste gemessener Seegangsstatistiken nötige Ermittlung des Seegangs mit Hilfe numerischer Simulation bringt Modellunsicherheiten in den abgeleiteten charakteristischen Seegangsparemtern mit sich. Die Modellunsicherheiten gehen im wesentlichen auf die gewählten Randbedingungen sowie die Parametrisierung der in Anhang H dargestellten physikalischen Prozesse der Seengausausbreitung zurück. In den folgenden Kapiteln I.2 bis I.6 wird diese Unsicherheit exemplarisch an zwei Positionen im Jade-Weser-Ästuar – eine geschützt, hinter Wattflächen im Jadebusen in Höhe des Jade-Wapeler-Siels liegend (P1) und eine exponiert, östlich der Fahrinne der Weser in Höhe Wremertief liegend (P2) – für den durch signifikante Wellenhöhe und mittlere Wellenperiode charakterisierten Seegang ausgewertet. Als Beispiel für Unsicherheiten der Randbedingungen werden in Kapitel I.2 der Einfluß der am Modellrand gewählten Seegangsparemter – signifikante Wellenhöhe und mittlere Wellenperiode – und in Kapitel I.3 die Bedeutung zufälliger, d.h. nicht systematischer Fehler in der durch Peilung ermittelten Bathymetrie des Jade-Weser-Ästuars diskutiert. Die durch die Parametrisierung der physikalischen Prozesse bedingte Unsicherheit wird in den Kapiteln I.4 bis I.6 am Beispiel von Wellenbrechen und Bodenreibung erläutert.

I.2 Unsicherheit aus der Parametrisierung der Randbedingungen

Die numerische Simulation der Seegangsverhältnisse erfordert, wie in Kapitel 4.1.3.4 dargestellt, bei nicht vollständig abgeschlossenen Modellgebieten die Vorgabe des Eingangsseegangs am Modellrand. Die Parametrisierung des Eingangsseegangs erfolgt üblicherweise mit Hilfe der Windgeschwindigkeit, wobei jedoch, wie in Abb. 4-15 dargestellt, erhebliche Unsicherheiten bestehen. Diese Unsicherheiten der Parametrisierung des durch signifikante Wellenhöhe und mittlere Wellenperiode charakterisierten Eingangsseegangs haben auf die durch Simulation unmittelbar vor den Küsten abgeleiteten Seegangsparemter vernachlässigbaren Einfluß, da bei ausreichender Größe des Modellgebiets die lokale, d.h. die im Modellgebiet stattfindende Seegangsumformung dominiert.

Beispielhaft für zwei ausgewählte Positionen P1 und P2 im Modellgebiet verdeutlichen Abbildung I-1 und Abbildung I-2 die geringe Abhängigkeit der signifikanten Wellenhöhe und mittleren Wellenperiode von der Wahl der Randbedingungen. Abbildung I-1 stellt die charakteristischen Seegangsparemter an den Positionen P1 und P2 bei Vorgabe einer um 10 % erhöhten bzw. verminderten signifikanten Wellenhöhe am nördlichen und westlichen Modellrand dar. An den etwa 50 km vom Modellrand entfernten Positionen P1 und P2 führt diese Vorgabe zu vernachlässigbaren Differenzen in der Wellenhöhe und der Wellenperiode von weniger als 1 %. Auch die Vorgabe einer um 10 % erhöhten bzw. verminderten Wellenperiode am Modellrand führt an den Positionen P1 und P2 im Modellgebiet zu Veränderungen in Wellenhöhe und Wellenperiode von weniger als 1 %, wie Abbildung I-2 verdeutlicht.

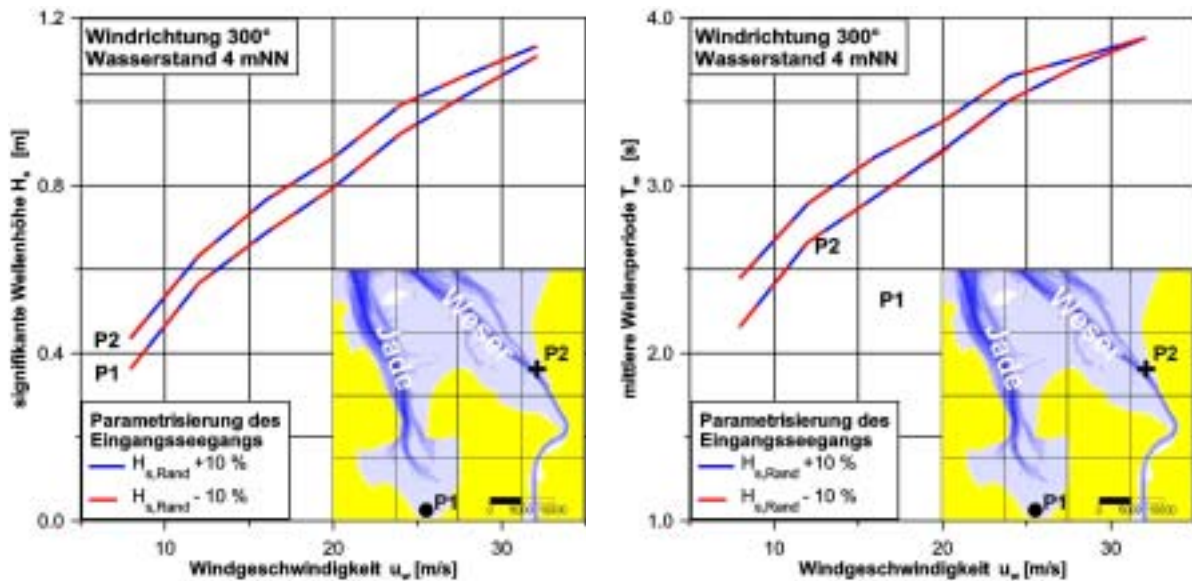


Abbildung I-1: Seegangsbedingungen vor der Küste nahe Jade-Wapeler-Siel (P1) und nahe Wremertief (P2) für einen Sturmflutwasserstand von NN + 4 mNN und Wind aus nordwestlichen Richtungen bei Vorgabe einer gegenüber der im Kapitel 4.1.3.4 in Abbildung 4-15 dargestellten Parametrisierung um $\pm 10\%$ veränderten signifikanten Wellenhöhe am Modellrand – signifikante Wellenhöhe (links) und mittlere Wellenperiode (rechts) –

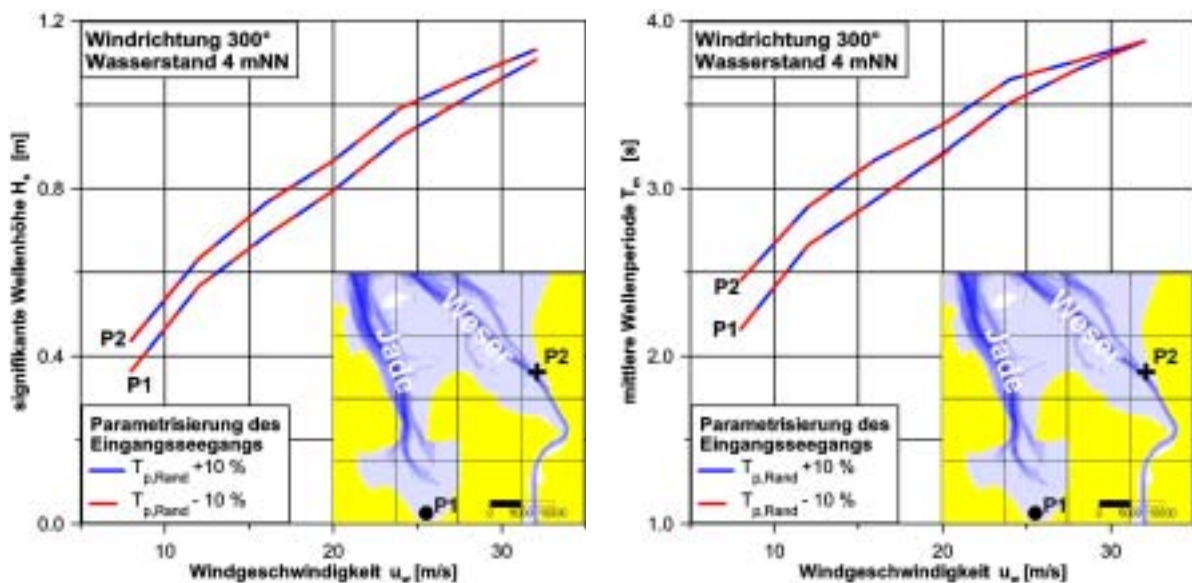


Abbildung I-2: Seegangsbedingungen vor der Küste nahe Jade-Wapeler-Siel (P1) und nahe Wremertief (P2) für einen Sturmflutwasserstand von NN + 4 mNN und Wind aus nordwestlichen Richtungen bei Vorgabe einer gegenüber der im Kapitel 4.1.3.4 in Abbildung 4-15 dargestellten Parametrisierung um $\pm 10\%$ veränderten mittleren Wellenperiode am Modellrand – signifikante Wellenhöhe (links) und mittlere Wellenperiode (rechts) –

I.3 Unsicherheit aus Peilung

Neben dem an den Modellrändern einlaufenden Seegang stellt auch die der numerischen Simulation zugrunde liegende Bathymetrie eine Randbedingung dar, welche mit Unsicherheiten, z.B. infolge Peilungenauigkeit, behaftet ist. Diese Unsicherheit in der Bathymetrie hat, auch im Falle nicht systematischer Fehler, insbesondere in Flachwasserbereichen erheblichen Einfluß auf die Seegangssituation [HOLTHUIJSEN UND BOOIJ, 1994]. Durch wiederholte Überlagerung der Bathymetrie mit einem (zufälligen) weißem Rauschen und anschließende numerische Seegangssimulation für die verschiedenen Realisationen der Bathymetrie ist eine Analyse dieser Unsicherheit möglich.

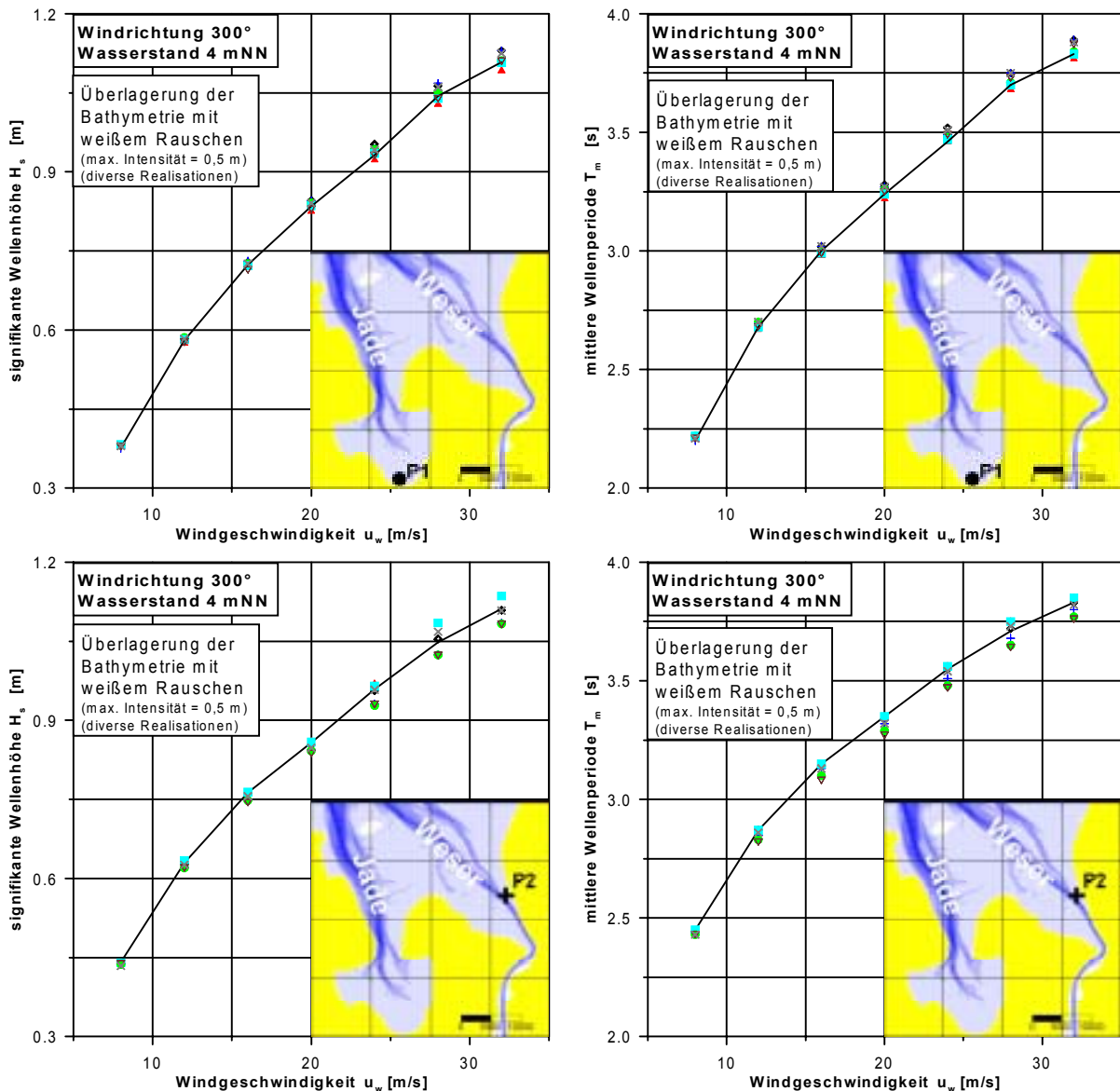


Abbildung I-3: Seegangsbedingungen vor der Küste nahe Jade-Wapeler-Siel (P1) (oben) und nahe Wremertief (P2) (unten) für einen Sturmflutwasserstand von NN + 4 mNN und Wind aus nordwestlichen Richtungen bei Überlagerung der Bathymetrie mit einem weißem Rauschen einer maximalen Intensität von $\pm 0,5$ m – signifikante Wellenhöhe (links) und mittlere Wellenperiode (rechts) –

Die Abbildung I-3 zeigt die charakteristischen Seegangparameter an den Positionen P1 (Jade-Wapeler-Siel) und P2 (Wremertief), welche sich für die verschiedenen durch Überlagerung mit einem weißen Rauschens einer maximalen Amplitude von $\pm 0,5$ m erzeugten Realisationen der Bathymetrie bei einem Sturmflutwasserstand von NN + 4 m und Wind aus 300° ergeben. Die Streuung der Seegangparameter für verschiedene Realisationen der Bathymetrie nimmt überproportional mit Wellenhöhe und –periode bzw. Windgeschwindigkeit zu, was durch die dann größere Bedeutung der die Streuung vergrößernden Prozesse der Seegangstransformation infolge Bodenreibung, Wellenbrechen und Windenergieeintrag [HOLTHUIJSEN UND BOOIJ, 1994] bedingt ist. Für Windgeschwindigkeiten von 32 m/s ergibt sich für die acht untersuchten Realisationen der Bathymetrie eine maximale Abweichung der signifikanten Wellenhöhe von $\pm 0,04$ m und der mittleren Wellenperiode von $\pm 0,06$ s. Die Begrenzung der Streuung der Seegangparameter infolge der Unsicherheit der Bathymetrie geht im wesentlichen auf die Kurzkämmigkeit des Seegangs zurück.

I.4 Unsicherheit aus der Parametrisierung des Wellenbrechens infolge der Überschreitung der Grenzsteilheit

Im Vergleich zu den Unsicherheiten der Randbedingungen kommt den Unsicherheiten in der Parametrisierung der physikalischen Prozesse der Seegangsumformung größere Bedeutung zu. Im Tiefwasser hat die in den Formeln (H-26) bis (H-29) des Kapitels H.3 dargestellte Parametrisierung des Wellenbrechens infolge der Überschreitung der Grenzsteilheit den größten Einfluß. Ausgehend von den Standardwerten für die Parameter des steilheitsinduzierten Wellenbrechens C_{ds} und δ ist die Sensitivität der Seegangssimulation bei einer Änderung von C_{ds} und δ um $\pm 10\%$ analysiert worden.

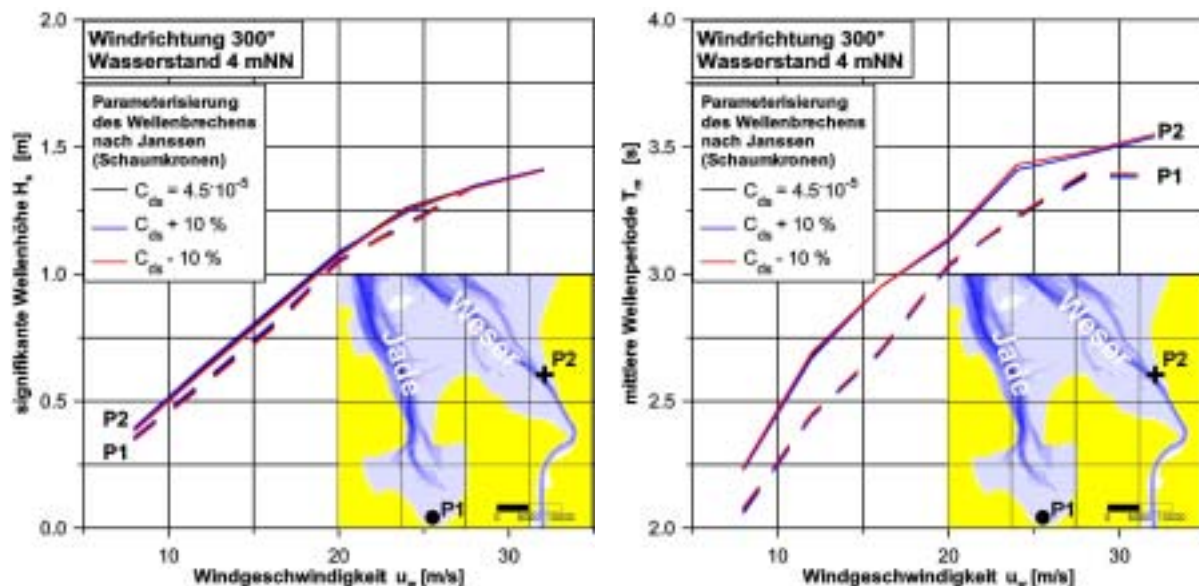


Abbildung I-4: Seegangsbedingungen vor der Küste nahe Jade-Wapeler-Siel (P1) und nahe Wremertief (P2) für einen Sturmflutwasserstand von NN + 4 mNN und Wind aus nordwestlichen Richtungen bei einer Unsicherheit in dem das steilheitsinduzierte Wellenbrechen beschreibenden Parameter c_{ds} von $\pm 10\%$ um den Standardwert von $4,5 \cdot 10^{-5}$ – signifikante Wellenhöhe (links) und mittlere Wellenperiode (rechts) –

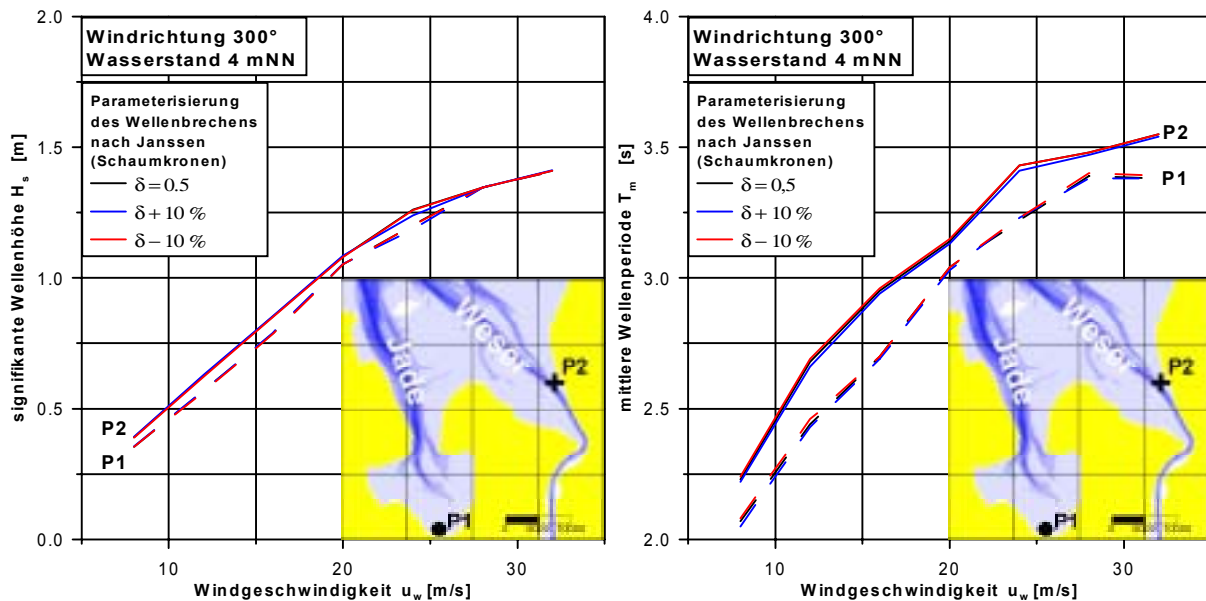


Abbildung I-5: Seegangsbedingungen vor der Küste nahe Jade-Wapeler-Siel (P1) und nahe Wremertief (P2) für einen Sturmflutwasserstand von NN + 4 mNN und Wind aus nordwestlichen Richtungen bei einer Unsicherheit in dem das steilheitsinduzierte Wellenbrechen beschreibenden Parameter δ von $\pm 10\%$ um den Standardwert von 0,5
 – signifikante Wellenhöhe (links) und mittlere Wellenperiode (rechts) –

Die Ergebnisse dieser Sensitivitätsanalyse sind in Abbildung I-4 und Abbildung I-5 für die küstennahen Standorte P1 und P2 in Höhe von Jade-Wapeler-Siel und Wremertief dargestellt. Die verschiedenen Parameterkombinationen von C_{ds} und δ haben auf die signifikante Wellenhöhe und mittlere Wellenperiode in Küstennähe nahezu keinen Einfluß ($< 3\%$), da in Küstennähe aufgrund der Flachwasserbedingungen das wassertiefeninduzierte Wellenbrechen das steilheitsinduzierte Wellenbrechen dominiert.

I.5 Unsicherheit aus der Parametrisierung des Wellenbrechens infolge der Unterschreitung der Grenzwassertiefe

Die Parametrisierung des wassertiefeninduzierten Wellenbrechens erfolgt, wie in den Formeln (H-30) bis (H-33) des Kapitels H.3 dargestellt, über den Miche-Parameter γ . Eine 10%ige Variation des Parameters γ um den Standardwert von 0,78 führt zu der in Abbildung I-6 exemplarisch für die Standorte P1 und P2 im Jade-Weser-Ästuar dargestellten Unsicherheit in signifikanter Wellenhöhe und mittlerer Wellenperiode. Die Sensitivität der numerischen Seegangssimulation bzgl. des Parameters γ ist dabei umso größer, je größer die Wellenhöhe H_s bzw. die wassertiefenbezogene Wellenhöhe H_s/d ist. Speziell für hohe Windgeschwindigkeiten, welche große Wellenhöhen mit sich bringen, folgt so eine große Unsicherheit der numerischen Simulation. Bei Sturmflutbedingungen mit einem Wasserstand von NN + 4 m und Wind einer Geschwindigkeit von 32 m/s aus 300° ergeben sich für den seegangsexponierten Standort P2 in Höhe von Wremertief Abweichungen in der Wellenhöhe von $\pm 15\%$ und in der Wellenperiode von $\pm 7\%$.

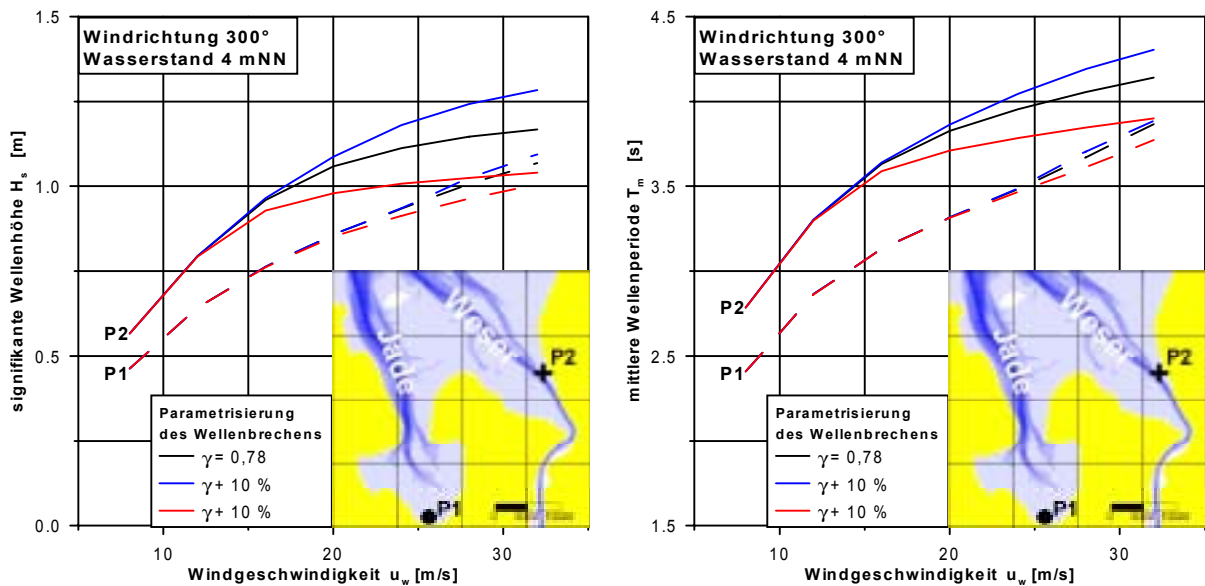


Abbildung I-6: Seegangsbedingungen vor der Küste nahe Jade-Wapeler-Siel (P1) und nahe Wremertief (P2) für einen Sturmflutwasserstand von NN + 4 mNN und Wind aus nordwestlichen Richtungen bei einer Unsicherheit in dem das wassertiefeninduzierte Wellenbrechen beschreibenden Parameter γ von $\pm 10\%$ um den Standardwert von 0,78 – signifikante Wellenhöhe (links) und mittlere Wellenperiode (rechts) –

I.6 Unsicherheit aus der Parametrisierung der Bodenreibung

Wie die Parametrisierung des wassertiefeninduzierten Wellenbrechens hat in Flachwasserbereichen auch die in den Formeln (H-36) bis (H-37) des Kapitels H.3 dargestellte Parametrisierung der Bodenreibung erheblichen Einfluß auf das Ergebnis der numerischen Seegangsimulation.

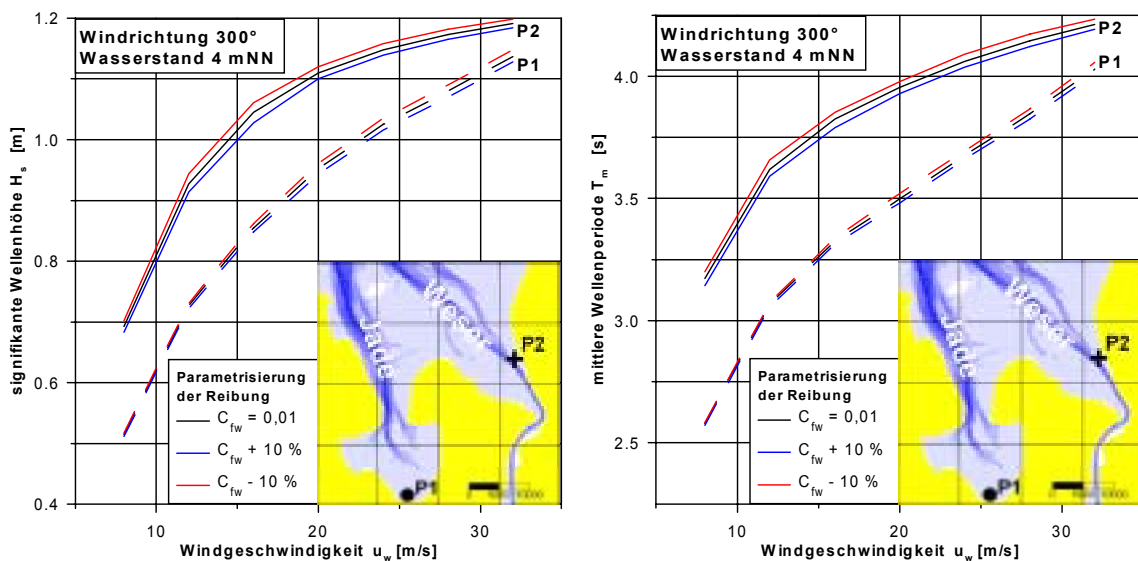


Abbildung I-7: Seegangsbedingungen vor der Küste nahe Jade-Wapeler-Siel (P1) und nahe Wremertief (P2) für einen Sturmflutwasserstand von NN + 4 mNN und Wind aus nordwestlichen Richtungen bei einer Unsicherheit in dem die Bodenreibung beschreibenden Parameter c_{fw} von $\pm 10\%$ um den Standardwert von 0,01 – signifikante Wellenhöhe (links) und mittlere Wellenperiode (rechts) –

Für eine 10 %ige Variation des Bodenreibungsbeiwertes c_{fw} um den Standardwert von 0,01 gibt die Abbildung I-7 die charakteristischen Seegangparameter – signifikante Wellenhöhe und mittlere Wellenperiode – an den küstennahen Positionen P1 und P2 wieder. Im Vergleich zur Parametrisierung des Wellenbrechens ergeben sich aus der Parametrisierung der Bodenreibung nur geringe Unsicherheiten bei Sturmflutbedingungen. Infolge einer 10 %igen Unsicherheit in der Bodenreibung ergibt sich eine Unsicherheit in signifikanter Wellenhöhe und mittlerer Wellenperiode von weniger als 2 %.

Ein Vergleich der in den Kapiteln I.2 bis I.6 dargestellten Unsicherheiten der numerischen Seegangssimulation zeigt, daß bei der Nutzung in der probabilistischen Risikoanalyse des Küstenschutzsystems der Parametrisierung des tiefeninduzierten Wellenbrechens die größte Bedeutung zukommt. Speziell zu diesem Teilprozeß sind daher ergänzende Untersuchungen in der Natur und, wie in Kapitel K dargestellt, im physikalischen Modell durchgeführt worden.

J. Seegangsatlas

Die Kenntnis der Langzeit-Seegangstatistik in einem Küstengebiet ist eine wesentliche Grundlage für die probabilistische Sicherheitsanalyse von Küstenschutzsystemen. Für die gesamte deutsche Nordseeküste findet sich daher eine Zusammenstellung der Ergebnisse numerischer Seegangssimulationen in dem in Abbildung J-1 bis Abbildung J-5 dargestellten Seegangsatlas. Der Seegangsatlas ist in HTML (engl. *Hypertext mark-up language*) unter Nutzung der Programmiersprachen JavaScript und Java realisiert, was seine Verwendung unabhängig vom Betriebssystem im Intranet und Internet innerhalb beliebiger Browser-Programme² ermöglicht. Die Abbildung J-1 gibt eine Übersicht über die Teilgebiete der deutschen Küste, für die mit dem Seegangmodell SWAN durchgeführte Seegangsberechnungen vorliegen. Im Bereich von Jade und Weser sind dies die in Abbildung J-2 dargestellte Außenweser/Innenjade/Jadebusen und die in Abbildung J-3 bis Abbildung J-5 wiedergegebene Unterweser.



Abbildung J-1: Seegangsatlas – Startbildschirm

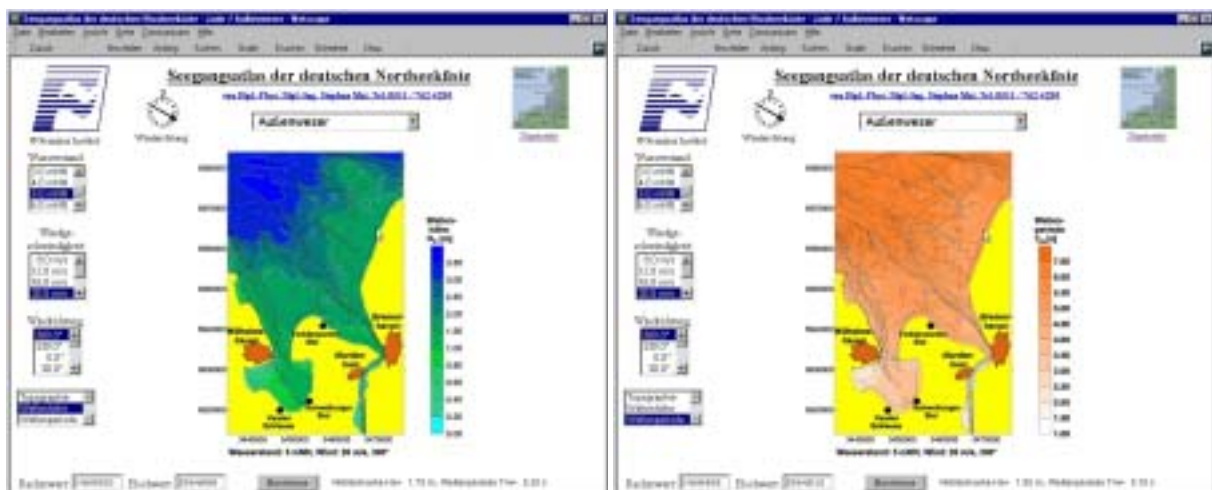


Abbildung J-2: Seegangsatlas – Seegang in der Außenweser

² Der Seegangsatlas ist für die Internet-Browser Microsoft Internet Explorer (Ver. 6.0) und Netscape Navigator (Ver. 7.1) getestet.

Für die einzelnen Teilgebiete sind die signifikante Wellenhöhe und die mittlere Wellenperiode in Abhängigkeit von Wasserstand und Wind als Farbgraphik abrufbar. Die Zahlenwerte dieser Parameter können durch Mausklick ins Modellgebiet bzw. Eingabe der Gauß-Krüger-Koordinaten der gewünschten Position abgerufen werden.

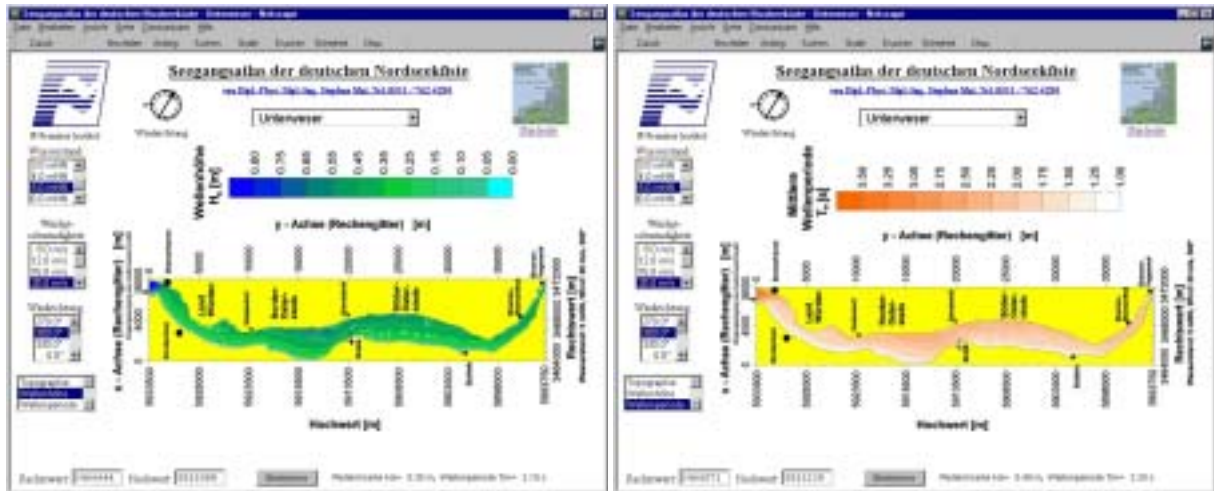


Abbildung J-3: Seegangs atlas – Seegang in der Unterweser



Abbildung J-4: Seegangs atlas – Seegang in der Weser bei Bremen-Vegesack



Abbildung J-5: Seegangs atlas – Seegang im Hafen der Stadt Bremen
[siehe auch MAI UND ZIMMERMANN, 2002(b)]

K. Vergleich von physikalischer und numerischer Modellierung

Die Kalibrierung des in Anhang H dargestellten numerischen Modells SWAN erfolgte für den Bereich der küstennahen Schutzelemente, wie Lahnungen, Vorländer und Sommerdeiche, mit Hilfe physikalischer Versuche. Das Vorgehen ist z.B. in MAI UND V. LIEBERMAN [1999(a)], V. LIEBERMAN UND MAI [2000], MAI ET AL. [1999(a), 1999(c)] sowie PENCHEV ET AL. [2001] für charakteristische Seegangparameter, wie signifikante Wellenhöhe und mittlere Wellenperiode, dargestellt.

Für die in Abbildung K-1 (links) dargestellten, im GROßEN WELLENKANAL GWK durchgeführten Untersuchungen der Seegangsausbreitung über Vorländern und Sommerdeichen wird im folgenden ergänzend die Veränderung des Seegangsspektrums behandelt.

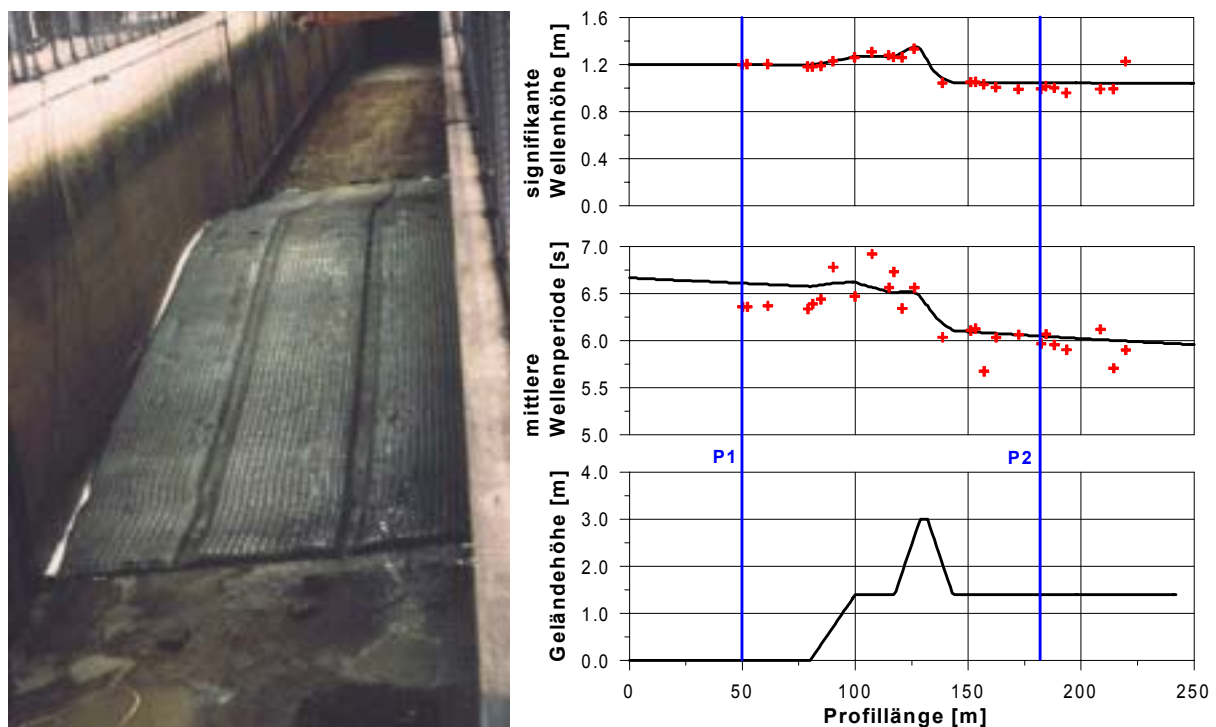


Abbildung K-1: Wellentransmission an einem Vorland mit Sommerdeich – Versuchsaufbau im GWK (links) und Veränderung der charakteristischen Seegangparameter (rechts)

[MAI ET AL., 1998]

Wie die in Abbildung K-1 (rechts) deutlich ersichtliche Abnahme der charakteristischen Seegangparameter bei Wellentransmission an Sommerdeichen, nimmt auch die in Abbildung K-2 dargestellte spektrale Energiedichte des Seegangs erkennbar ab. Bei einem relativen Freibord von $R_c = d / H_s = 1,25$ und einer mittleren Wellenperiode von $T_m = 6,7$ s nimmt die Gesamtenergie etwa um 30 % ab. Die Reduzierung der spektralen Leistungsdichte erfolgt dabei im Bereich der Peak-Frequenz, wie die in Abbildung K-3 dargestellte Transferfunktion, d.h. das Verhältnis von spektraler Leistungsdichte hinter und vor dem Sommerdeich, zeigt. Daneben fällt auf, daß das eingesteuerte TMA-Spektrum (P1) bei Transmission am Sommerdeich zu einem Doppelpeakspektrum verändert wird [VAN DER MEER ET AL., 2000, BLECK UND OUMERACI, 2001]. Die Frequenz des zweiten Peaks entspricht

etwa der doppelten Peak-Frequenz des TMA-Spektrums. Die genannten Zusammenhänge zeigen sich sowohl in den physikalischen als auch in den numerischen Untersuchungen mit dem Modell SWAN [MAI ET AL. 2002(a)]. Die Qualität der Übereinstimmung von numerischen und physikalischen Untersuchungen ist in der Abbildung K-2 und der Abbildung K-3 ersichtlich. Ähnliche Ergebnisse zur Veränderung des Seegangsspektrums bei tiefeninduziertem Wellenbrechen wurden durch GÖTSCHENBERG UND DAEMRICH (1987) bei Modellversuchen zur Seegangstransformation an flachen Böschungen erzielt.

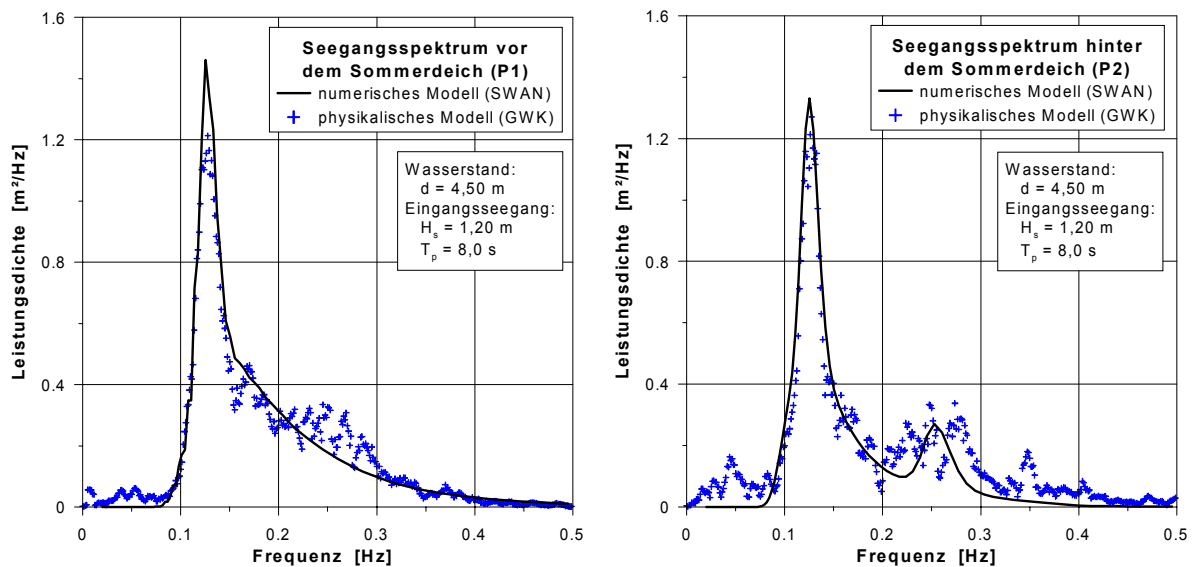


Abbildung K-2: Spektrale Energiedichte des Seegangs vor (links, Position P1) und nach (rechts, Position P2) der Transmission über ein Vorland mit Sommerdeich (zu den Positionen: siehe Abbildung K-1)

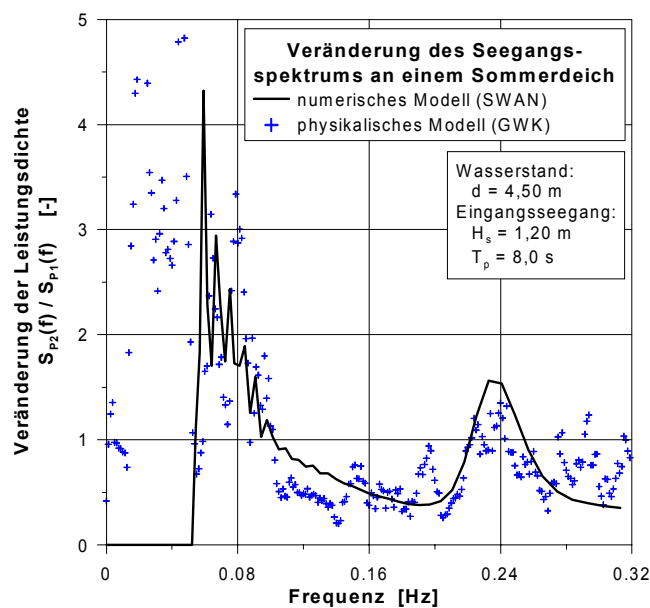


Abbildung K-3: Übertragungsfunktion der Seegangsspektren bei Transmission über ein Vorland mit Sommerdeich – physikalisches Modell (rot) und numerisches Modell (blau)

L. Atlas der Küstenschutzbauwerke

Die Gefährdungsanalyse des Küstenschutzsystems erfordert eine Inventarisierung sämtlicher Bauwerke des Küstenschutzes. Aus Gründen der Datenverfügbarkeit und –konsistenz sind dazu besonders digitale Informationssysteme geeignet. Diese werden zur Zeit unter Nutzung des geographischen Informationssystems ARC/INFO bzw. ARCVIEW für die niedersächsische Küste aufgebaut [KAISER ET AL., 1999, MAI UND VON LIEBERMAN, 2001(d)]. Zur Erreichung einer plattformunabhängigen, d.h. vom Betriebssystem und spezieller Anwendersoftware unabhängigen Lösung ist eine Übertragung in einen internetfähigen Bauwerksatlas erfolgt [MAI UND VON LIEBERMAN, 2000(a)]. Der Bauwerksatlas ist in HTML (engl. *Hypertext mark-up language*) realisiert und unter verschiedenen Browser-Programmen³ verwendbar. Einen Überblick über die Funktionalität des Atlases geben Abbildung L-1 bis Abbildung L-3. Neben einem Datenblatt, welches wesentliche Bauwerksabmessungen, Baujahr und –kosten sowie die Leistungsfähigkeit der Anlagen enthält, stehen für jedes Bauwerk Photographien zur Verfügung (Abbildung L-1). Die Wahl des Bauwerks, zu dem weitere Informationen gewünscht werden, erfolgt über Mausclick in der wahlweise zur Verfügung stehenden topographischen Karte bzw. dem Satellitenbild.

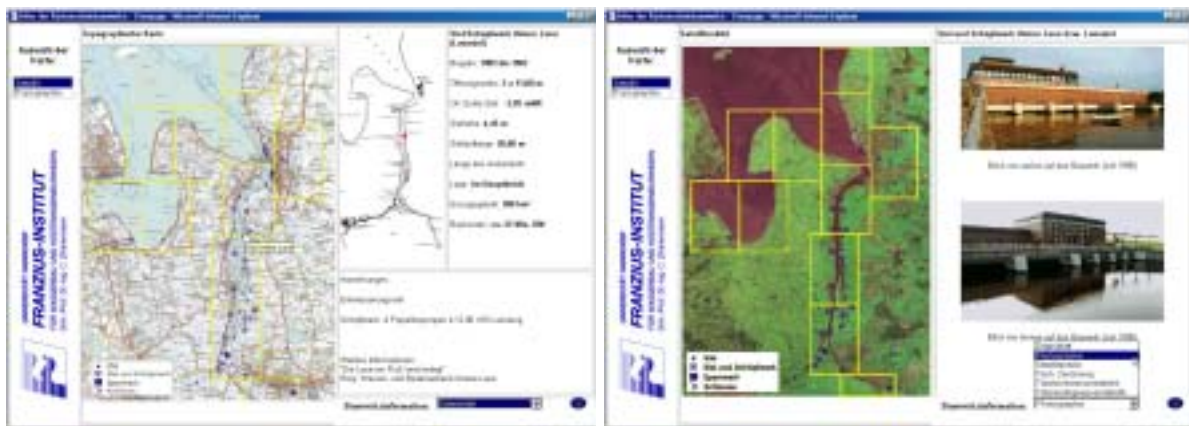


Abbildung L-1: Bauwerksatlas – Informationsblatt (links) und Photographie (rechts)

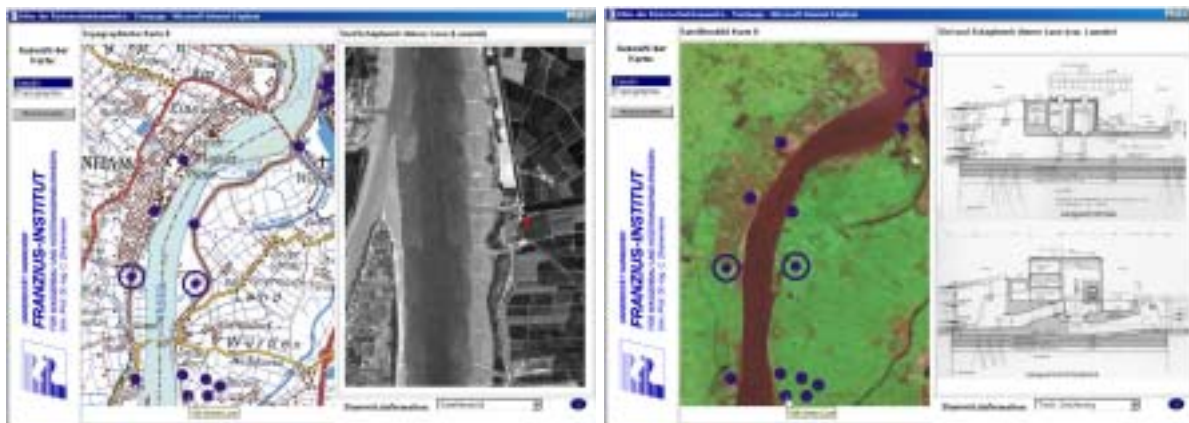


Abbildung L-2: Bauwerksatlas – Satellitenbild (links) und technische Zeichnungen (rechts)

³ Der Bauwerksatlas ist für die Internet-Browser Microsoft Internet Explorer (Ver. 6.0) und Netscape Navigator (Ver. 7.1) getestet.

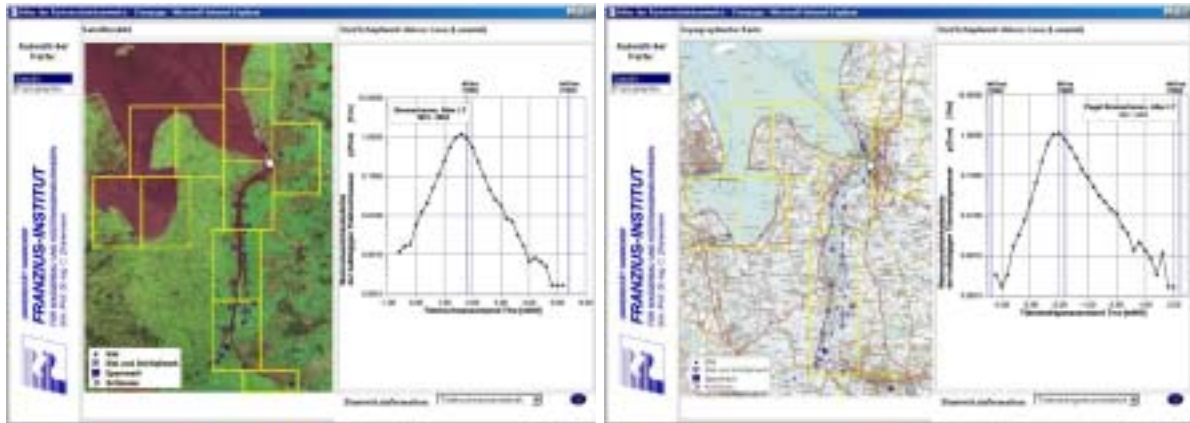


Abbildung L-3: Bauwerksatlas – Statistik der Thw (links) und der Tnw (rechts)

Die zu dem jeweiligen Bauwerk gewünschte Information kann schließlich über ein Auswahlmenü abgerufen werden. Um die Bauwerksauswahl zu erleichtern, besteht sowohl für die topographische Karte als auch für das Satellitenbild die Möglichkeit der vergrößerten Darstellung. Der Nahbereich der Küstenschutzbauwerke kann als Satellitenbild über das Auswahlmenü abgerufen werden. Ebenso stehen technische Zeichnungen des Bauwerks zur Verfügung (Abbildung L-2). Für die der Binnenentwässerung dienenden Bauwerke (Siele und Schöpfwerke) werden außerdem Statistiken der Tideniedrigwasser und Tidehochwasser, welche die Leistungsfähigkeit maßgeblich beeinflussen, vorgehalten (Abbildung L-3).

Städte Brake [WEIGEL UND MAI, 2002(b)], Wilhelmshaven und Cuxhaven [MAI UND OHLE, 2002, MAI ET AL., 2003(b)] bzw. nach Sperrwerksversagen in den Städten Bremen [MAI UND ZIMMERMANN, 2002(b)] und Bremerhaven [MAI UND VON LIEBERMAN, 2001(e)] implementiert. Das Programmgerüst des Atlases ist in der Scriptsprache HTML (engl. *HyperText Markup language*) realisiert. Die in den Atlas integrierten Animationen der Überflutungssimulationen sind mit Hilfe des Programms Macromedia-Flash als Vektorgraphik erstellt, was dem Nutzer die Ausschnittsvergrößerung in den Animationen ohne Qualitätsverlust ermöglicht. Die Abbildung M-2 bis Abbildung M-5 gibt einen Überblick über einzelne der erstellten Animationen.

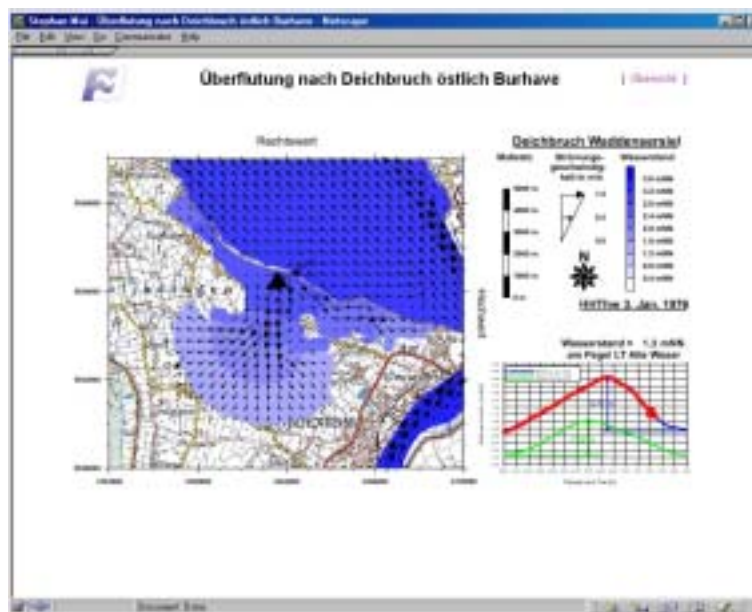


Abbildung M-3: Atlas der Überflutungsflächen – Überflutung der Gemeinde Butjadingen

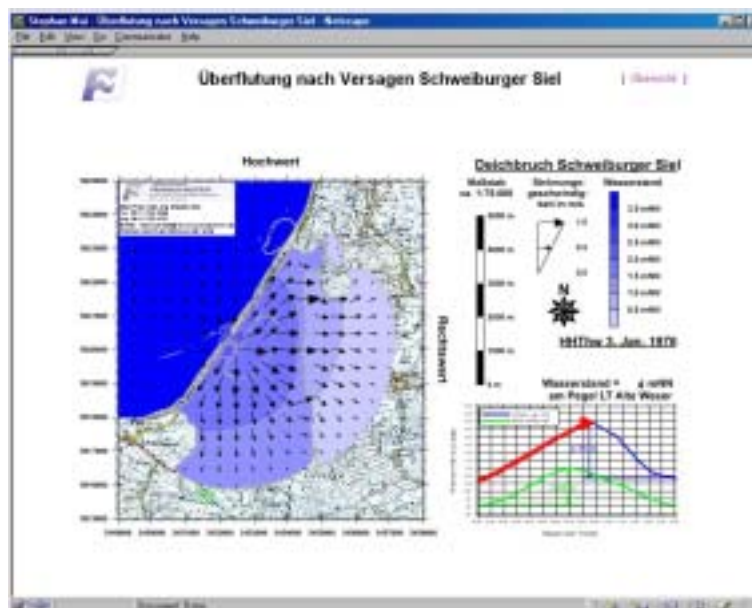


Abbildung M-4: Atlas der Überflutungsflächen – Überflutung der Gemeinde Schweiburg

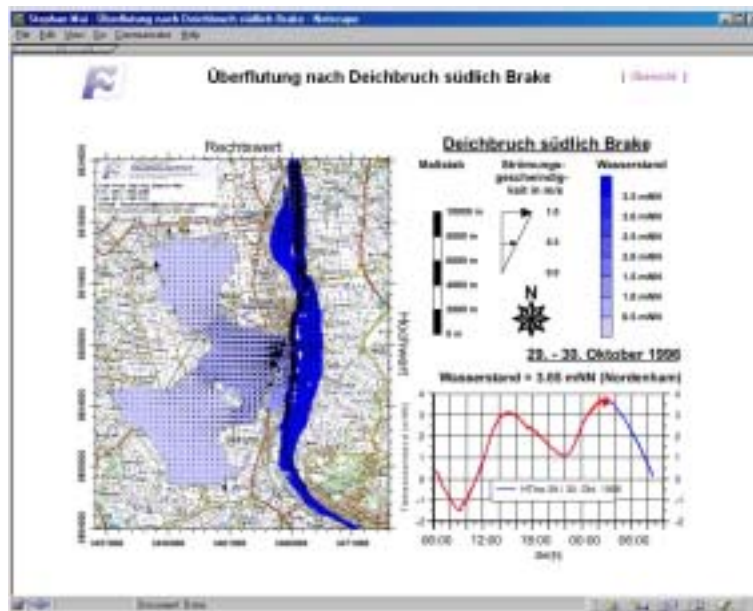


Abbildung M-5: Atlas der Überflutungsflächen – Überflutung der Gemeinde Brake

N. Ergänzungen zum Wertbestand auf Gemeindeebene

In Ergänzung zu der in Kapitel 6.1.1 in Abbildung 6-2 gegebenen Aufstellung der Vermögensverteilung der Küstengemeinden Butjadingen und Nordenham weisen Abbildung N-1 bis Abbildung N-5 die Vermögensverteilungen für die Küstengemeinden Cappel, Cuxhaven, Dorum, Langen, Midlum, Misselwarden, Mulsum, Nordholz, Padingbüttel und Wremen aus. Im vermögensgewichteten Mittel beträgt der Anteil des Hausrat- und Wohnvermögens ca. 41 %, der des Nettoanlagevermögens ca. 24 %, der des Kfz-Vermögens 4 % und der des Vorrats- und Viehvermögens ca. 2 %.

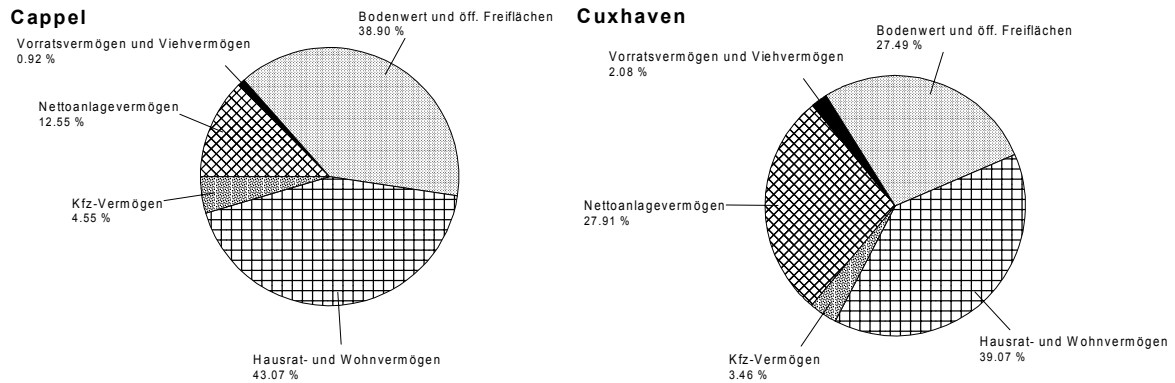


Abbildung N-1: Übersicht über die Vermögensverteilung in den Küstengemeinden Cappel und Cuxhaven

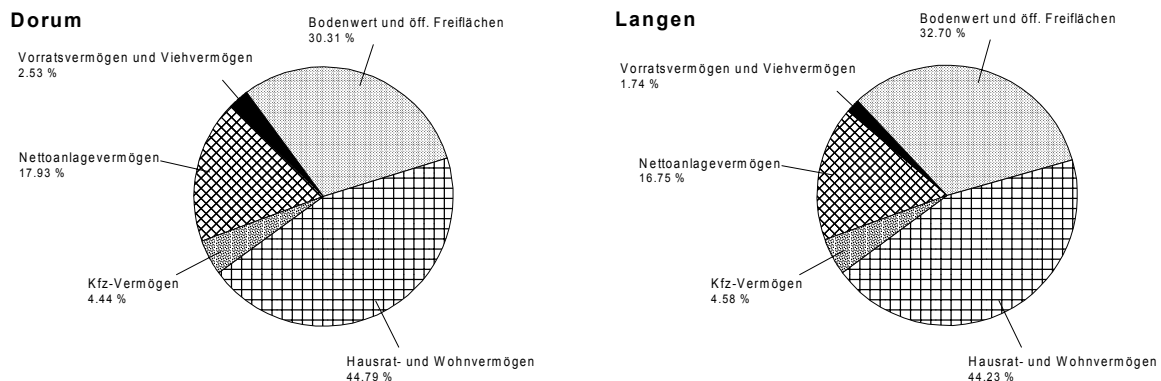


Abbildung N-2: Übersicht über die Vermögensverteilung in den Küstengemeinden Dorum und Langen

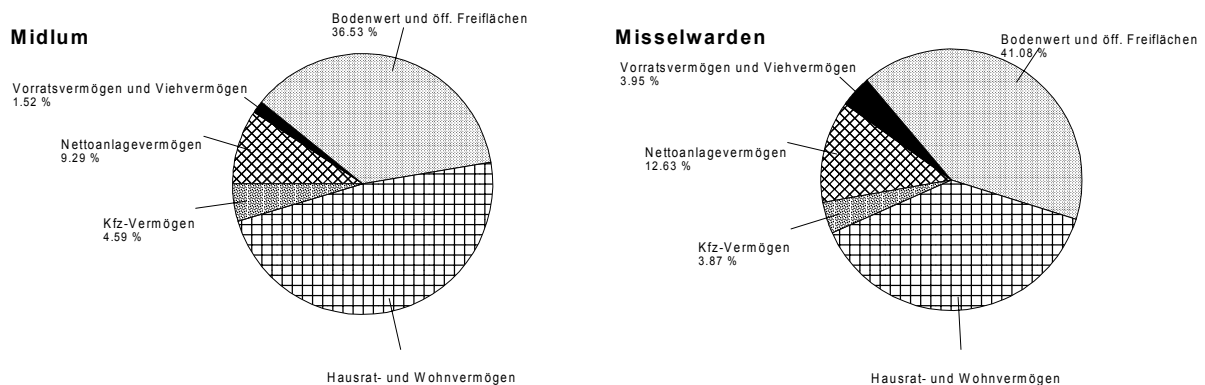


Abbildung N-3: Übersicht über die Vermögensverteilung in den Küstengemeinden Midlum und Misselwarden

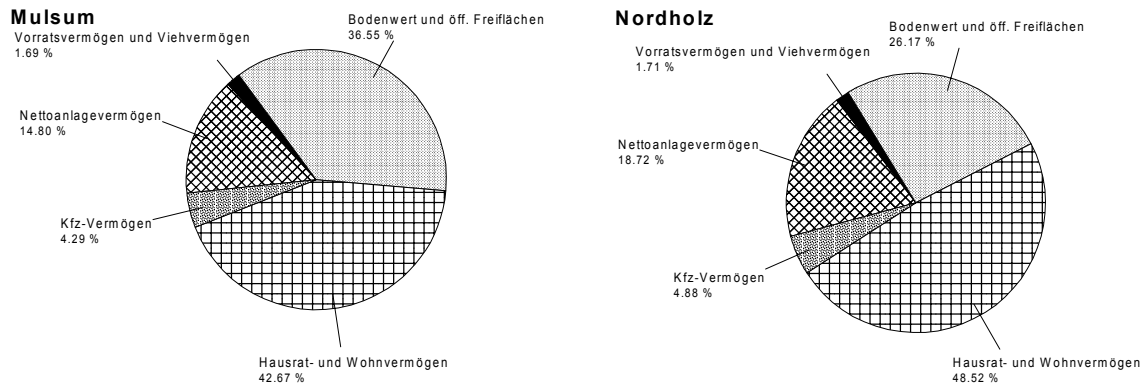


Abbildung N-4: Übersicht über die Vermögensverteilung in den Küstengemeinden Mulsum und Nordholz

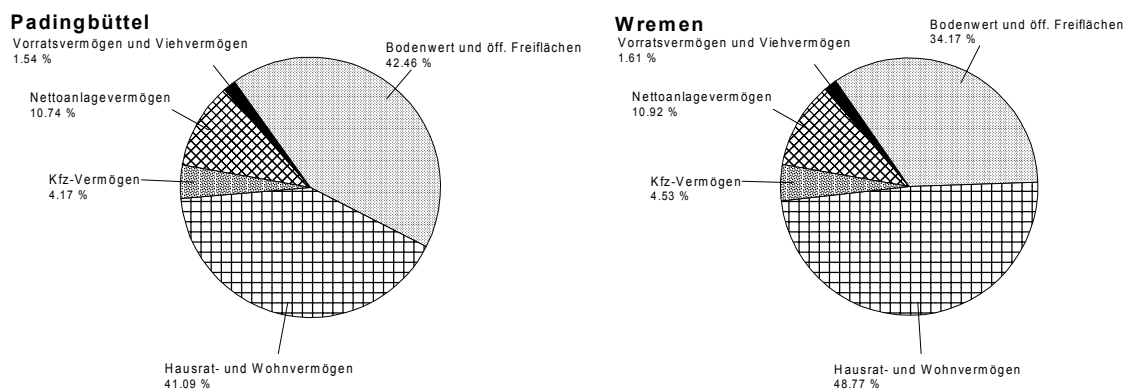


Abbildung N-5: Übersicht über die Vermögensverteilung in den Küstengemeinden Padingbüttel und Wremen

Der Boden und die öffentlichen Freiflächen haben einen Wertanteil von 29 %. Die Gemeinden Cappel, Misselwarden, Mulsum und Padingbüttel weisen stark landwirtschaftliche Prägung mit geringem Anteil des Hausrat- und Wohnvermögens bei hohem Bodenwert auf, während Cuxhaven mit hohem Nettoanlagevermögen städtisch geprägt ist.

Den in Abbildung N-1 bis Abbildung N-5 für die Küstengemeinden zwischen Bremerhaven und Cuxhaven dargestellten Vermögensanteilen sind in Tabelle N-1 bis Tabelle N-3 die absoluten Vermögenswerte zugeordnet. Ähnlich der Zusammenstellung für die Gemeinden Butjadingen und Nordenham in Tabelle 6.3 erfolgen in Tabelle N-1 bis Tabelle N-3 weitere Aufschlüsselungen des Vermögensbestandes.

Vermögensart	Gemeinde Cappel [€]	Gemeinde Cuxhaven [€]	Gemeinde Dorum [€]	Gemeinde Langen [€]
Nettoanlagevermögen gesamt	11.102.851,94	1.973.835.744,02	67.608.029,00	346.552.859,11
Land- und Forstwirtschaft	5.682.694,95	196.191.949,85	5.355.038,39	16.874.969,87
Bergbau	0,00	0,00	0,00	0,00
Energie- und Wasserversorgung	0,00	0,00	0,00	0,00
Bergbau, Energie und Wasserversorgung	0,00	0,00	0,00	0,00
Produzierendes Gewerbe	0,00	400.408.919,43	15.637.528,24	54.072.004,62
Handel, Reparatur	0,00	105.278.650,19	7.671.988,53	16.639.146,64
Gastgewerbe	733.056,06	77.124.699,83	1.731.373,69	5.345.541,64
Verkehr- und Nachrichtenübermittlung	0,00	264.618.146,96	677.035,40	0,00
Finanzierung, Vermietung, Dienstleister	0,00	202.411.380,51	11.208.312,02	41.211.198,62
Öffentliche und private Dienstleister	4.687.100,93	727.801.997,24	25.326.752,72	212.409.997,72
Vorratsvermögen gesamt	7.916,25	132.964.423,05	6.816.540,46	19.353.158,03
Land- und Forstwirtschaft	0,00	0,00	0,00	0,00
Bergbau	0,00	0,00	0,00	0,00
Energie- und Wasserversorgung	0,00	0,00	0,00	0,00
Bergbau, Energie und Wasserversorgung	0,00	0,00	0,00	0,00
Produzierendes Gewerbe	0,00	78.347.903,06	3.060.574,59	10.583.560,95
Handel, Reparatur	0,00	45.984.045,44	3.349.602,99	7.265.941,04
Gastgewerbe	3.798,22	564.499,18	8.970,85	35.636,94
Verkehr- und Nachrichtenübermittlung	0,00	1.226.567,37	36.774,91	16.491,08
Finanzierung, Vermietung, Dienstleister	0,00	6.211.853,54	338.619,70	1.261.567,30
Öffentliche und private Dienstleister	4.118,03	629.554,47	21.997,43	189.960,71
Viehvermögen	805.317,76	13.972.121,49	2.731.710,29	16.731.108,43
Bodenwert gesamt	34.404.545,10	1.934.930.002,80	113.778.285,30	674.437.524,30
Wohnfläche	27.749.870,43	1.779.187.319,02	94.727.879,53	582.609.500,03
Landwirtschaft	6.440.635,47	92.550.983,12	17.401.703,33	78.848.017,12
Industrie	214.039,20	63.191.700,66	1.648.702,44	12.980.007,14
Zeitwert der öffentlichen Freiflächen	0,00	9.011.096,69	536.189,47	2.108.173,83
Wohnkapital	25.452.305,68	1.907.435.104,83	112.847.295,66	635.194.588,59
Vermögen des Hausrats	12.640.578,14	855.754.700,52	56.043.040,55	279.861.656,29
KFZ-Vermögen	4.023.320,97	244.422.165,11	16.738.557,93	94.822.634,86

Tabelle N-1: Bestand der Vermögenswerte in Cappel, Cuxhaven, Dorum und Langen nach Meyer [MAI ET AL., 2004]

Vermögensart	Gemeinde Midlum [€]	Gemeinde Misselwarden [€]	Gemeinde Mulsum [€]	Gemeinde Nordholz [€]
Nettoanlagevermögen gesamt	18.647.266,99	8.647.835,73	8.699.608,97	144.961.735,25
Land- und Forstwirtschaft	11.503.735,33	5.105.823,06	4.316.150,48	33.265.247,08
Bergbau	0,00	0,00	0,00	0,00
Energie- und Wasserversorgung	0,00	0,00	0,00	0,00
Bergbau, Energie und Wasserversorgung	0,00	0,00	0,00	0,00
Produzierendes Gewerbe	0,00	2.520.643,87	1.350.709,19	16.135.130,06
Handel, Reparatur	0,00	53.126,41	28.468,25	6.889.936,76
Gastgewerbe	1.519.658,40	674.485,87	570.169,09	1.718.302,37
Verkehr- und Nachrichtenübermittlung	0,00	4.413,58	2.365,06	7.212.101,89
Finanzierung, Vermietung, Dienstleister	0,00	0,00	0,00	15.321.803,20
Öffentliche und private Dienstleister	5.623.873,26	289.342,95	2.431.746,89	64.419.213,90
Vorratsvermögen gesamt	11.597,65	520.279,25	279.840,87	6.744.802,40
Land- und Forstwirtschaft	0,00	0,00	0,00	0,00
Bergbau	0,00	0,00	0,00	0,00
Energie- und Wasserversorgung	0,00	0,00	0,00	0,00
Bergbau, Energie und Wasserversorgung	0,00	0,00	0,00	0,00
Produzierendes Gewerbe	0,00	493.340,03	264.360,59	3.158.049,35
Handel, Reparatur	0,00	23.212,15	12.438,44	3.007.578,25
Gastgewerbe	7.873,88	3.494,75	2.954,24	16.846,10
Verkehr- und Nachrichtenübermittlung	0,00	163,47	87,59	44.146,12
Finanzierung, Vermietung, Dienstleister	0,00	0,00	0,00	468.996,20
Öffentliche und private Dienstleister	3.723,77	68,85	0,00	49.186,38
Viehvermögen	3.040.004,27	2.187.635,39	715.292,07	6.476.744,31
Bodenwert gesamt	72.509.320,52	28.138.221,33	21.478.146,21	202.513.549,99
Wohnfläche	50.502.056,52	19.785.506,49	14.485.110,13	154.309.243,04
Landwirtschaft	22.007.264,00	8.107.516,02	6.861.644,13	40.814.417,19
Industrie	0,00	245.198,82	131.391,95	7.389.889,76
Zeitwert der öffentlichen Freiflächen	805.223,54	0,00	0,00	166.484,86
Wohnkapital	64.464.006,76	17.606.891,53	16.755.028,27	265.594.940,55
Vermögen des Hausrats	32.020.265,63	8.743.875,04	8.322.006,68	110.198.933,62
KFZ-Vermögen	9.204.354,89	2.647.390,10	2.520.449,65	37.826.244,43

Tabelle N-2: Bestand der Vermögenswerte in Midlum, Misselwarden, Mulsum und Nordholz nach Meyer [MAI ET AL., 2004]

Vermögensart	Gemeinde Padingbüttel [€]	Gemeinde Wremen [€]
Nettoanlagevermögen gesamt	7.175.777,42	21.113.000,83
Land- und Forstwirtschaft	5.230.565,74	8.111.697,64
Bergbau	0,00	0,00
Energie- und Wasserversorgung	0,00	0,00
Bergbau, Energie und Wasserversorgung	0,00	0,00
Produzierendes Gewerbe	169.801,65	1.906.316,78
Handel, Reparatur	3.578,83	40.178,53
Gastgewerbe	673.489,24	1.071.565,81
Verkehr- und Nachrichtenübermittlung	297,32	3.337,91
Finanzierung, Vermietung, Dienstleister	0,00	0,00
Öffentliche und private Dienstleister	1.098.044,64	9.979.904,17
Vorratsvermögen gesamt	40.151,91	404.831,80
Land- und Forstwirtschaft	0,00	0,00
Bergbau	0,00	0,00
Energie- und Wasserversorgung	0,00	0,00
Bergbau, Energie und Wasserversorgung	0,00	0,00
Produzierendes Gewerbe	33.233,55	373.104,02
Handel, Reparatur	1.563,67	17.554,93
Gastgewerbe	3.489,58	5.552,15
Verkehr- und Nachrichtenübermittlung	11,01	123,63
Finanzierung, Vermietung, Dienstleister	0,00	0,00
Öffentliche und private Dienstleister	1.854,09	8.497,07
Viehvermögen	992.195,25	2.705.713,02
Bodenwert gesamt	28.383.278,27	65.530.394,05
Wohnfläche	21.462.659,22	41.309.722,00
Landwirtschaft	6.904.101,39	23.866.841,54
Industrie	16.517,67	353.830,52
Zeitwert der öffentlichen Freiflächen	0,00	540.835,11
Wohnkapital	18.350.819,02	63.008.979,55
Vermögen des Hausrats	9.114.041,76	31.295.581,37
KFZ-Vermögen	2.786.243,44	8.763.881,06

Tabelle N-3: Bestand der Vermögenswerte in Padingbüttel und Wremen nach Meyer [MAI ET AL., 2004]

O. Ergänzungen zur Bewertung der Hinterlandnutzungen

Analog zu der in Kapitel 6.1.2 in Abbildung 6.4 dargestellten Hinterlandnutzung in den Küstengemeinden Butjadingen und Nordenham stellt die Abbildung O-1 einen Auszug des ATKIS-DLM für die Gemeinden Cuxhaven, Langen und Nordholz sowie für die Samtgemeinde Land Wursten mit ihren Teilgemeinden Cappel, Dorum, Midlum, Misselwarden, Mulsum, Padingbüttel und Wremen dar. Bebaute Flächen größerer Ausdehnung in unmittelbarer Nähe zum Deich als maßgebendem Schutzelement sind jedoch auf die Stadt Cuxhaven sowie die Ortschaften Dorumertief und Wremen beschränkt. Ansonsten wird das deichnahe Hinterland überwiegend zu landwirtschaftlichen Zwecken genutzt. Insgesamt hat in den genannten Gemeinden nördlich der Stadt Bremerhaven die land- und forstwirtschaftliche Nutzung einen Anteil von 85 % an der Gesamtfläche. Der Flächenanteil der Mischnutzung sowie der Wohnnutzung ist mit 9 % deutlich geringer. Industrie- und Gewerbeflächen weisen einen Flächenanteil von 1 % auf. Eine Auflistung der absoluten Flächen verschiedener Nutzung ist, analog zu der Auflistung in Tabelle 6-4 für die Gemeinden Butjadingen und Nordenham, für die Gemeinden Cappel, Cuxhaven, Dorum, Langen und Midlum in Tabelle O-1 sowie für die Gemeinden Misselwarden, Mulsum, Nordholz, Padingbüttel und Wremen in Tabelle O-2 gegeben. Entsprechend der in Kapitel 6.1.2 erläuterten Vorgehensweise folgen durch Verknüpfung der in Tabelle N-1 bis Tabelle N-3 zusammengefaßten Vermögenswerte und der in Tabelle O-1 und Tabelle O-2 aufgelisteten Nutzflächen deren Einheitswerte. Für die Küstengemeinden zwischen Bremerhaven und Cuxhaven sind, analog zu den für die Küstengemeinden Butjadingen und Nordenham in Abbildung 6-5 dargestellten Einheitswerten, in Abbildung O-2 und Abbildung O-3 nutzungsspezifische Einheitswerte unter Angabe des Beitrags der verschiedenen Vermögensarten aufgeführt.

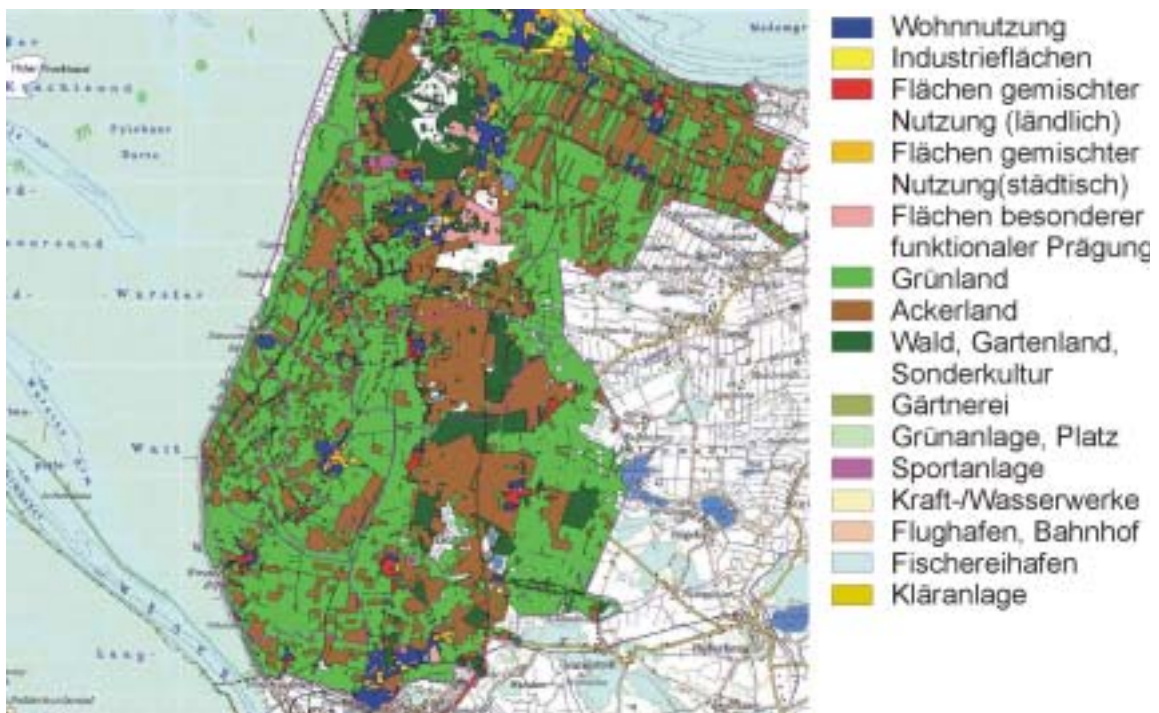


Abbildung O-1: Landnutzungen in den Gemeinden Land Wursten, Nordholz und Cuxhaven
 [Datenbasis: ATKIS-Objektartenkatalog Basis-DLM, Quelle: LANDESMES-
 SUREMENT UND GEOBASISINFORMATIONEN NIEDERSACHSEN LGN,
 ARBEITSGEMEINSCHAFT DER VERMESSUNGSVERWALTUNGEN ADV, 1997]

Art der Hinterlandnutzung	Gemeinde Cappel [ha]	Gemeinde Cuxhaven [ha]	Gemeinde Dorum [ha]	Gemeinde Langen [ha]	Gemeinde Midlum [ha]
Ackerland	220,6	4138,7	485,0	3271,1	1257,0
Bergbau, Kraft-, Wasser-, Heizwerk, Umspannstation, Werft	0,0	4,2	0,0	17,8	0,0
Deponie	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
Fischereihafen	0,0	23,4	0,0	0,0	0,0
Flächen besonderer funktionaler Prägung	1,9	209,9	10,0	82,6	1,7
Flächen gemischter Nutzung (ländlich)	38,0	366,2	33,3	273,9	78,7
Flächen gemischter Nutzung (städtisch)	0,0	339,4	56,4	82,5	0,0
Flughafen, Bahnhofsanlage	0,0	12,6	3,2	0,0	0,0
Gärtnerei	0,9	9,9	3,4	10,7	0,0
Grünanlage, Platz	0,0	74,5	4,4	17,4	6,7
Grünland (landwirtschaftliche Nutzung)	536,9	6351,0	1606,8	5769,3	1125,9
Hafen	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
Industrie-Gewerbe-Flächen	0,0	293,9	10,1	32,1	0,0
Kläranlage, Abfallbeseitigungsanlage	1,4	17,9	0,9	0,0	0,0
Sportanlage	0,3	113,7	8,6	28,5	2,6
Wald, Gartenland, Sonderkultur	2,4	1607,9	4,4	1061,8	448,5
Wohnbaufläche	29,4	1032,8	133,2	407,1	44,4

Tabelle O-1: Landnutzung in den Gemeinden Cappel, Cuxhaven, Dorum, Langen und Midlum

Art der Hinterlandnutzung	Gemeinde Misselwarden [ha]	Gemeinde Mulsum [ha]	Gemeinde Nordholz [ha]	Gemeinde Padingbüttel [ha]	Gemeinde Wremen [ha]
Ackerland	239,8	302,6	1814,3	204,8	497,3
Bergbau, Kraft-, Wasser-, Heizwerk, Umspannstation, Werft	0,0	0,0	0,3	0,0	0,0
Deponie	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
Fischereihafen	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
Flächen besonderer funktionaler Prägung	0,1	0,0	245,9	0,8	3,9
Flächen gemischter Nutzung (ländlich)	34,9	29,5	130,6	34,9	55,5
Flächen gemischter Nutzung (städtisch)	0,0	0,0	37,8	0,0	0,0
Flughafen, Bahnhofsanlage	0,0	0,0	3,8	0,0	0,0
Gärtnerei	0,0	0,0	3,8	0,9	0,0
Grünanlage, Platz	0,0	0,0	1,4	0,0	4,5
Grünland (landwirtschaftliche Nutzung)	729,2	476,9	2816,0	620,1	1803,8
Hafen	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
Industrie-Gewerbe-Flächen	1,6	0,9	33,2	0,1	1,2
Kläranlage, Abfallbeseitigungsanlage	0,0	0,0	3,4	0,0	1,1
Sportanlage	0,2	1,9	9,6	0,0	2,7
Wald, Gartenland, Sonderkultur	0,4	0,8	300,3	0,8	0,5
Wohnbaufläche	13,3	5,8	253,9	17,1	45,2

Tabelle O-2: Landnutzung in den Gemeinden Misselwarden, Mulsum, Nordholz, Padingbüttel und Wremen

Während in den eher ländlich geprägten Gemeinden den Wohnbauflächen ein Einheitswert von 200 €/m² zuzuordnen ist, ist dieser für die Stadtgemeinden Cuxhaven und Langen mit 400 €/m² bzw. 320 €/m² aufgrund des größeren Anteils von Mehrfamilienhäusern deutlich größer. Da auch die Flächen gemischter Nutzung eine anteilige Wohnnutzung aufweisen, bestehen auch für diese Flächen erhebliche Unterschiede im Einheitswert. Für ländlich geprägte Gemeinden beträgt der Einheitswert etwa 100 €/m² bis 150 €/m², während die Stadtgemeinden Cuxhaven bzw. Langen Einheitswerte von ca. 250 €/m² bis 430 €/m² bzw. 180 €/m² bis 250 €/m² aufweisen. Acker- und Grünlandflächen sind hinsichtlich ihres Einheitswertes vernachlässigbar.

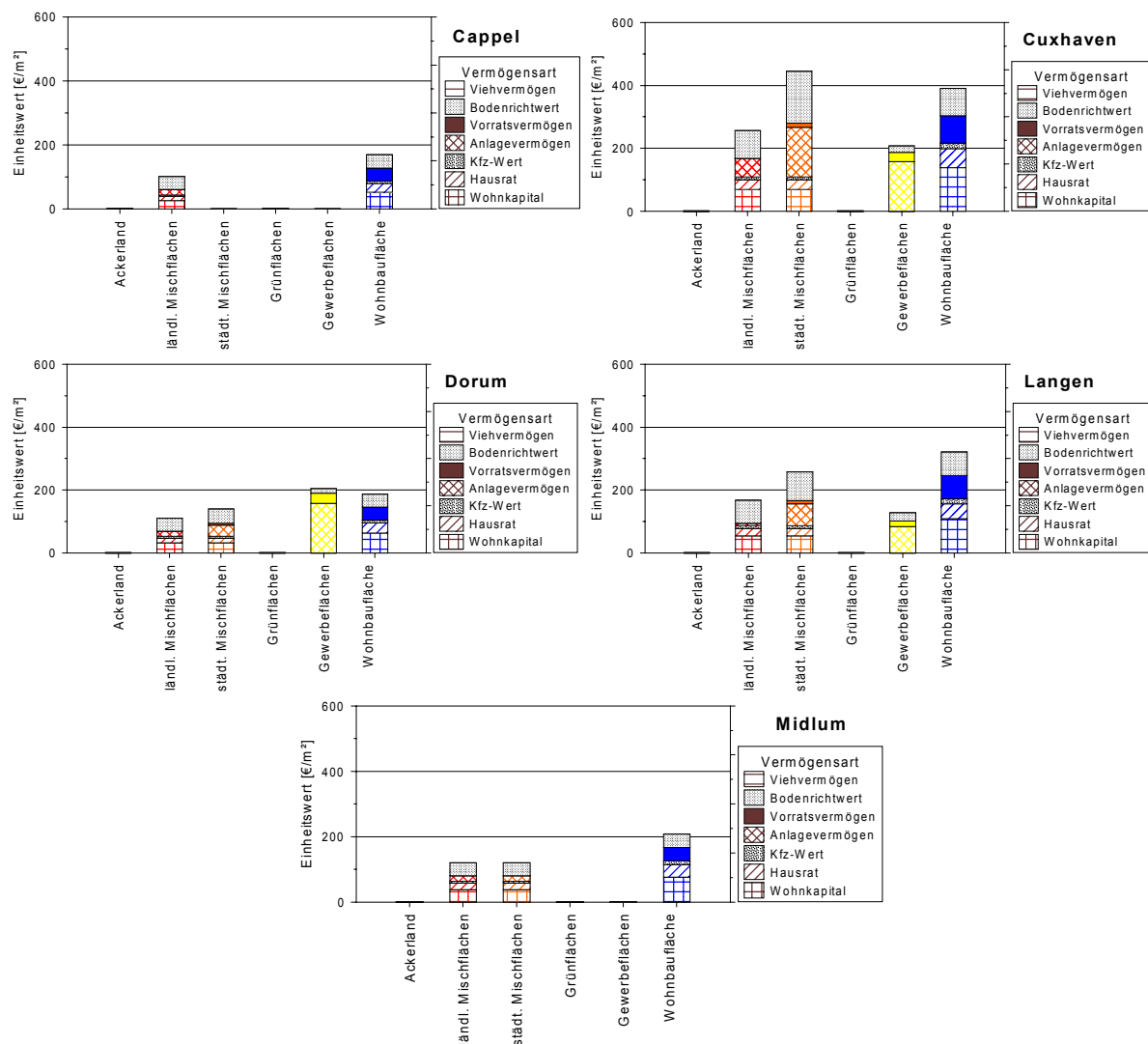


Abbildung O-2: Vermögensanteile verschiedener Hinterlandnutzungen in den Küstengemeinden Cappel, Cuxhaven, Dorum, Langen und Midlum [in €/m²]

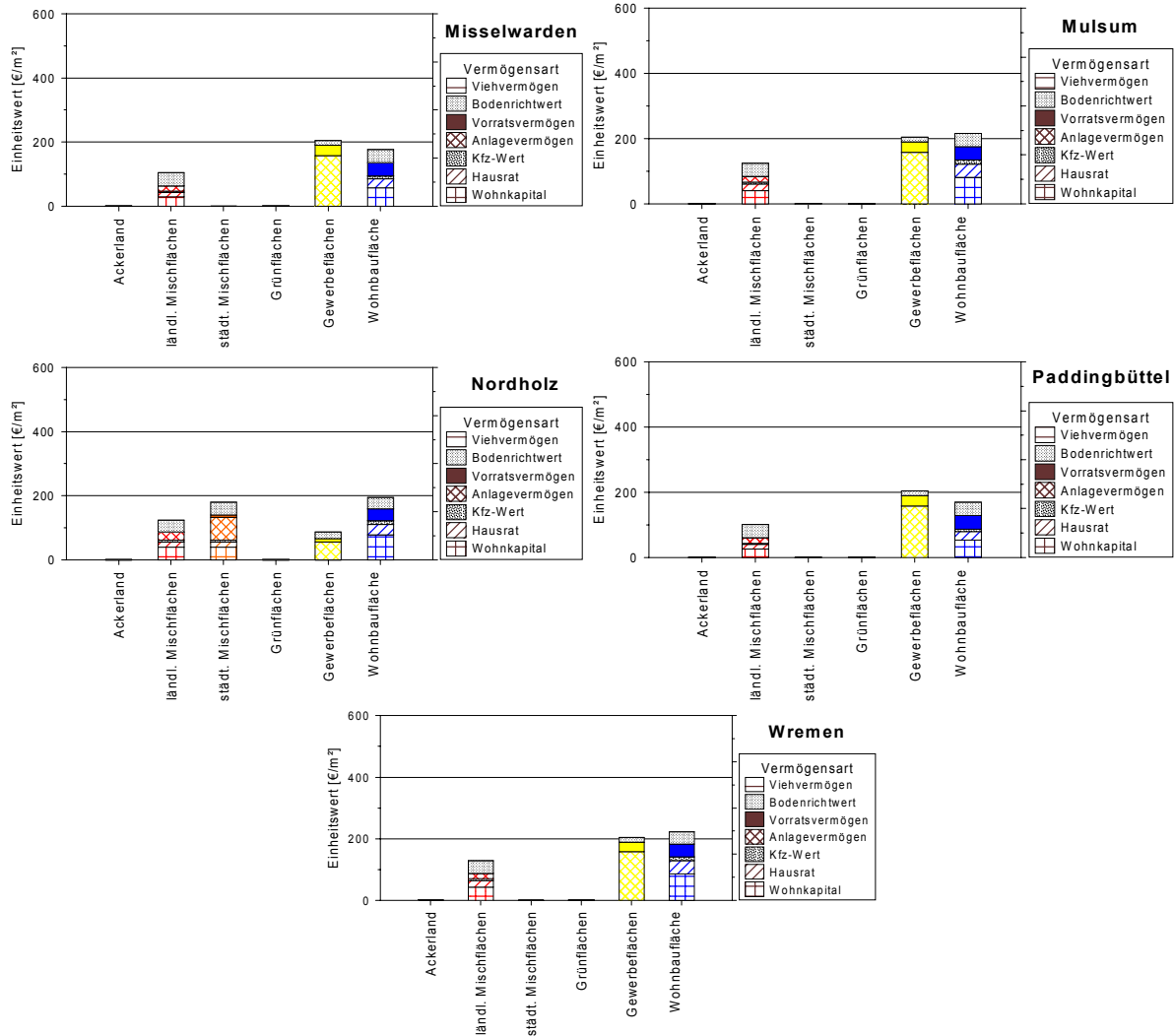


Abbildung O-3: Vermögensanteile verschiedener Hinterlandnutzungen in den Küstengemeinden Misselwarden, Mulsum, Nordholz, Paddingbüttel und Wremen [in €/m²]

P. Ergänzungen zum Schaden im potentiellen Überflutungsgebiet

In Ergänzung zu der in Kapitel 6.2 für die Gemeinden Butjadingen und Nordenham durchgeführten Schadensanalyse im potentiellen Überflutungsgebiet sind im folgenden vergleichbare Betrachtungen für die Küstengemeinden nördlich von Bremerhaven zusammengestellt.

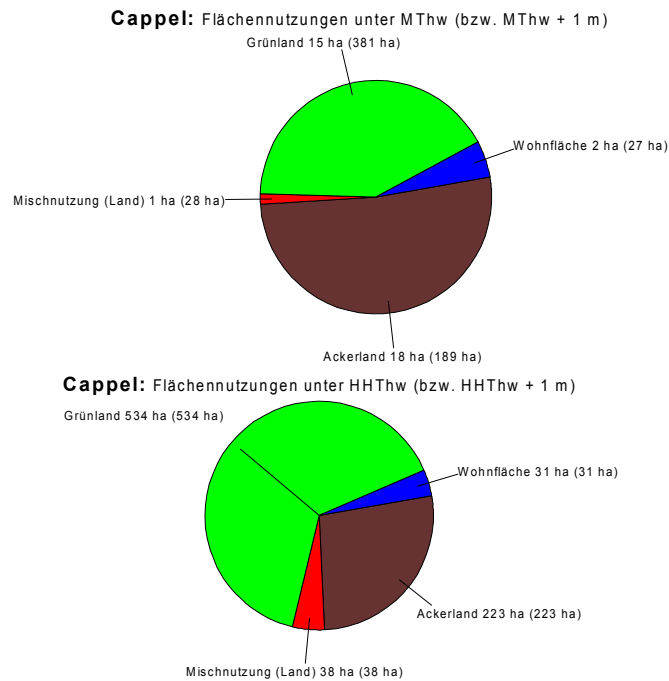


Abbildung P-1: Betroffene Hauptnutzungsanteile im Überflutungsgebiet der Gemeinde Cappel unter MThw bzw. unter MThw + 1 m (oben) sowie unter HHThw bzw. unter HHThw + 1 m (unten)

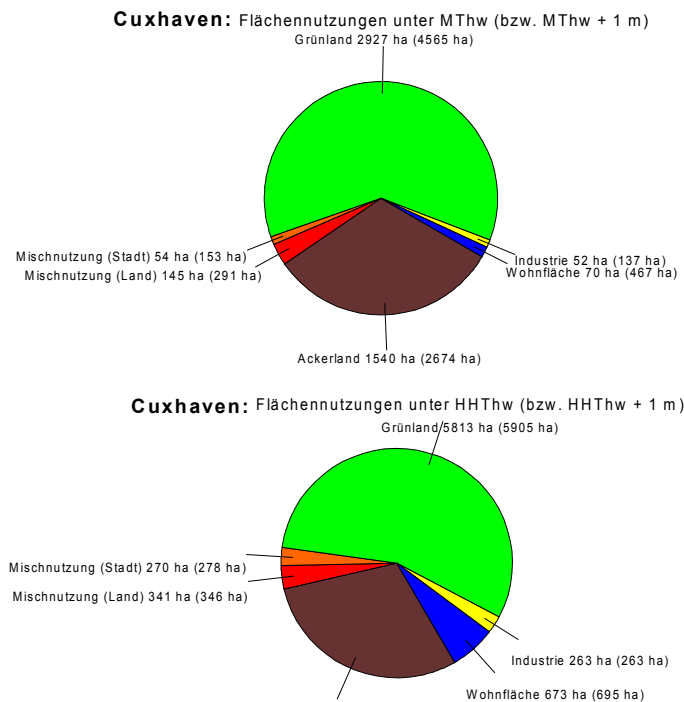
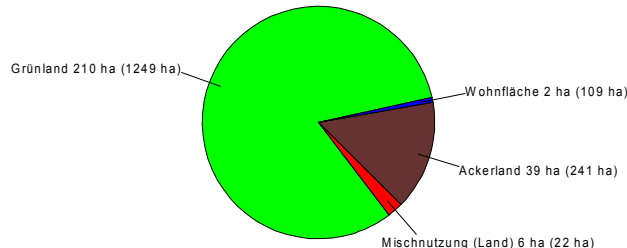


Abbildung P-2: Betroffene Hauptnutzungsanteile im Überflutungsgebiet der Gemeinde Cuxhaven unter MThw bzw. unter MThw + 1 m (oben) sowie unter HHThw bzw. unter HHThw + 1 m (unten)

Abbildung P-1 bis Abbildung P-10 zeigt für diese Gemeinden eine nutzungsbezogene Analyse der potentiellen Überflutungsfläche, d.h. des unter MThw bzw. HHThw liegenden Hinterlands. Der größte Teil der unter MThw bzw. HHThw liegenden potentiellen Überflutungsfläche in den Gemeinden weist eine landwirtschaftliche Nutzung, d.h. Grünland- und Ackernutzung, auf. Der mittlere Anteil der landwirtschaftlichen Nutzung im potentiellen Überflutungsgebiet beträgt etwa 82 %.

Dorum: Flächennutzungen unter MThw (bzw. MThw + 1 m)



Dorum: Flächennutzungen unter HHThw (bzw. HHThw + 1 m)

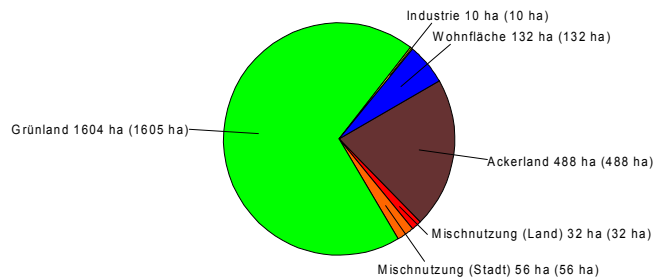
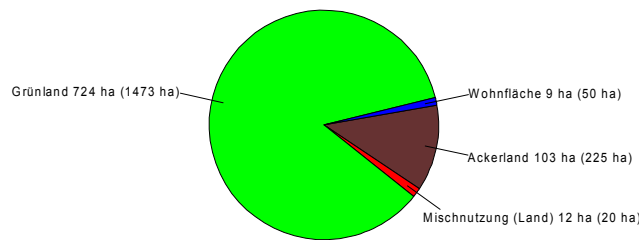


Abbildung P-3: Betroffene Hauptnutzungsanteile im Überflutungsgebiet der Gemeinde Dorum unter MThw bzw. unter MThw + 1 m (oben) sowie unter HHThw bzw. unter HHThw + 1 m (unten)

Langen: Flächennutzungen unter MThw (bzw. MThw + 1 m)



Langen: Flächennutzungen unter HHThw (bzw. HHThw + 1 m)

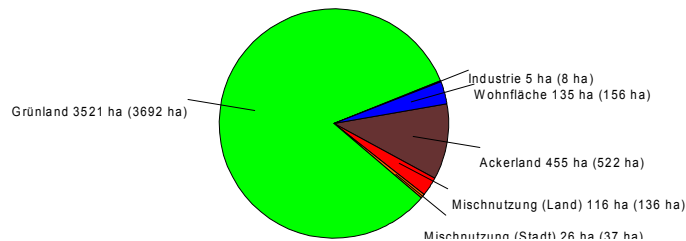
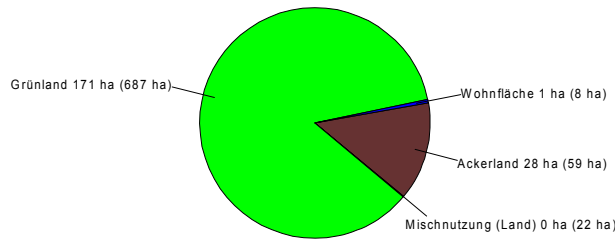


Abbildung P-4: Betroffene Hauptnutzungsanteile im Überflutungsgebiet der Gemeinde Langen unter MThw bzw. unter MThw + 1 m (oben) sowie unter HHThw bzw. unter HHThw + 1 m (unten)

Dieser für die Samtgemeinde Land Wursten sowie für die Gemeinden Langen, Nordholz und Cuxhaven ermittelte Nutzungsanteil ergibt sich ebenso für die Gemeinden Butjadingen und Nordenham links der Weser und scheint repräsentativ für den niedersächsischen Küstenraum. Analog der in Abbildung 6-10 und Abbildung 6-11 vorgenommenen Klassifikation der Haupthinterlandnutzungen nach Geländehöhe sind in Abbildung P-11 bis Abbildung P-20 diese Nutzungen für die nördlich von Bremerhaven liegenden Gemeinden aufgeführt.

Midlum: Flächennutzungen unter MThw (bzw. MThw + 1 m)



Midlum: Flächennutzungen unter HHThw (bzw. HHThw + 1 m)

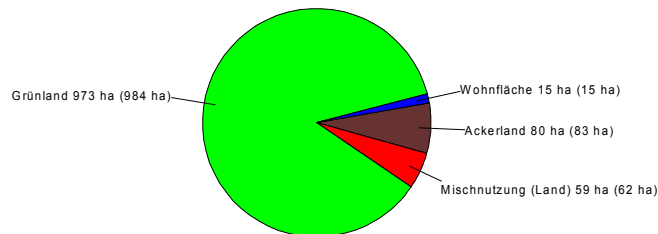
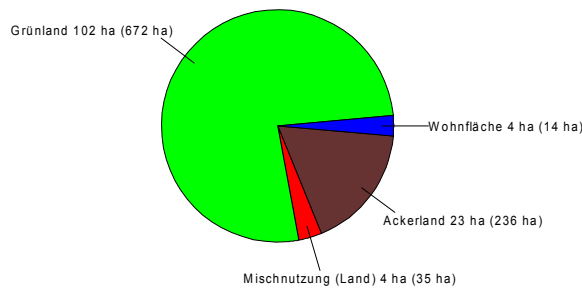


Abbildung P-5: Betroffene Hauptnutzungsanteile im Überflutungsgebiet der Gemeinde Midlum unter MThw bzw. unter MThw + 1 m (oben) sowie unter HHThw bzw. unter HHThw + 1 m (unten)

Misselwarden: Flächennutzungen unter MThw (bzw. MThw + 1 m)



Misselwarden: Flächennutzungen unter HHThw (bzw. HHThw + 1 m)

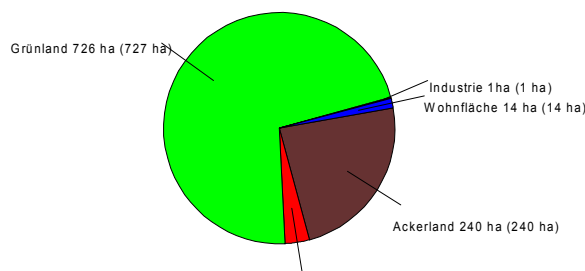
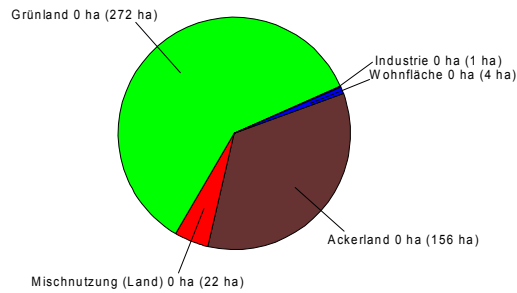


Abbildung P-6: Betroffene Hauptnutzungsanteile im Überflutungsgebiet der Gemeinde Misselwarden unter MThw bzw. unter MThw + 1 m (oben) sowie unter HHThw bzw. unter HHThw + 1 m (unten)

Die mittlere Überflutungswassertiefe des unter MThw liegenden Küstengebiets der Samtgemeinde Land Wursten sowie der Gemeinden Langen, Nordholz und Cuxhaven beträgt ca. 0,90 m. Für das unter HHThw liegende Gebiet ergibt sich eine mittlere Überflutungswassertiefe von etwa 3,32 m. Eine Auflistung der mittleren Überflutungswassertiefe für die einzelnen Gemeinden ist in Tabelle P-1 zusammengestellt.

Mulsum: Flächennutzungen unter MThw (bzw. MThw + 1 m)



Mulsum: Flächennutzungen unter HHThw (bzw. HHThw + 1 m)

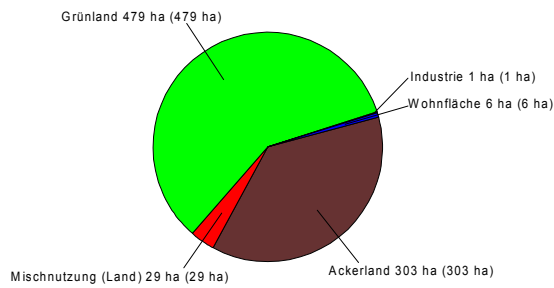
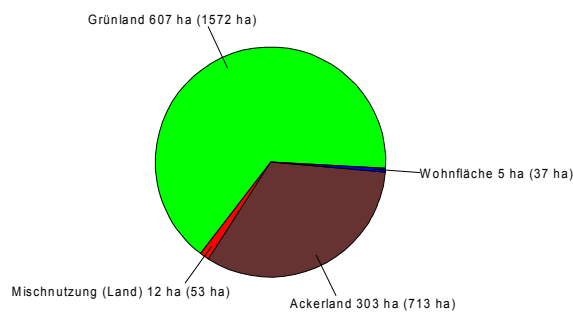


Abbildung P-7: Betroffene Hauptnutzungsanteile im Überflutungsgebiet der Gemeinde Mulsum unter MThw bzw. unter MThw + 1 m (oben) sowie unter HHThw bzw. unter HHThw + 1 m (unten)

Nordholz: Flächennutzungen unter MThw (bzw. MThw + 1 m)



Nordholz: Flächennutzungen unter HHThw (bzw. HHThw + 1 m)

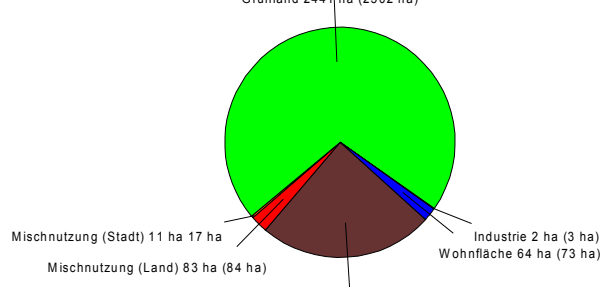
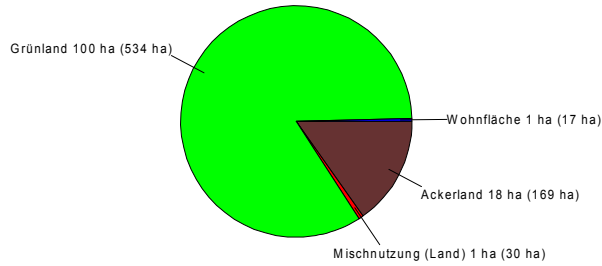


Abbildung P-8: Betroffene Hauptnutzungsanteile im Überflutungsgebiet der Gemeinde Nordholz unter MThw bzw. unter MThw + 1 m (oben) sowie unter HHThw bzw. unter HHThw + 1 m (unten)

Die Ausweisung der nach Hauptnutzung klassifizierten mittleren Überflutungswassertiefe findet sich für die verschiedenen Gemeinden in Tabelle 6-5 und Tabelle 6-6.

Padingbüttel: Flächennutzungen unter MThw (bzw. MThw + 1 m)



Padingbüttel: Flächennutzungen unter HHThw (bzw. HHThw + 1 m)

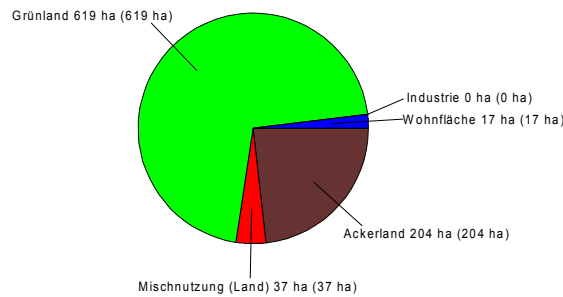
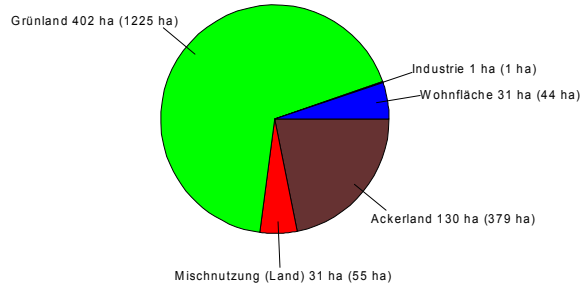


Abbildung P-9: Betroffene Hauptnutzungsanteile im Überflutungsgebiet der Gemeinde Padingbüttel unter MThw bzw. unter MThw + 1 m (oben) sowie unter HHThw bzw. unter HHThw + 1 m (unten)

Wremen: Flächennutzungen unter MThw (bzw. MThw + 1 m)



Wremen: Flächennutzungen unter HHThw (bzw. HHThw + 1 m)

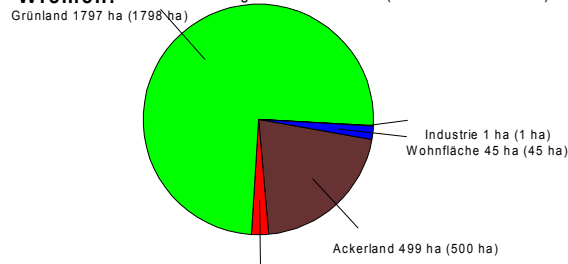


Abbildung P-10: Betroffene Hauptnutzungsanteile im Überflutungsgebiet der Gemeinde Wremen unter MThw bzw. unter MThw + 1 m (oben) sowie unter HHThw bzw. unter HHThw + 1 m (unten)

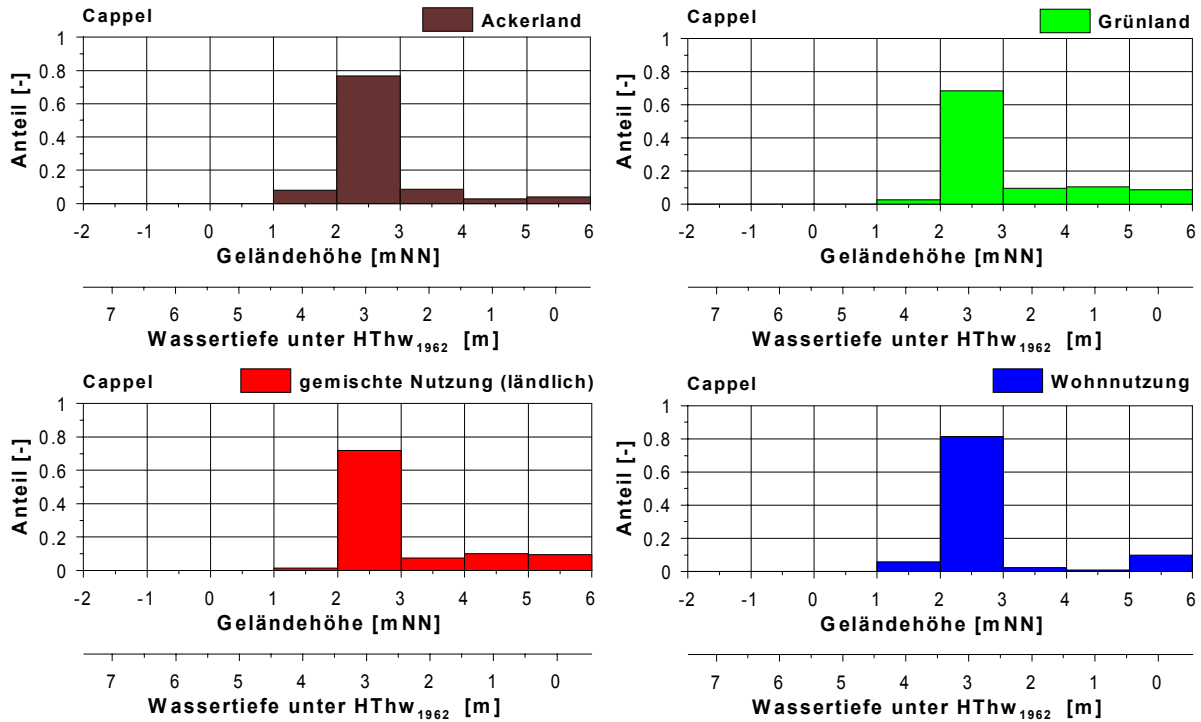


Abbildung P-11: Höhenklassifizierung der bedeutendsten Hinterlandnutzungen im potentiellen Überflutungsgebiet der Gemeinde Cappel

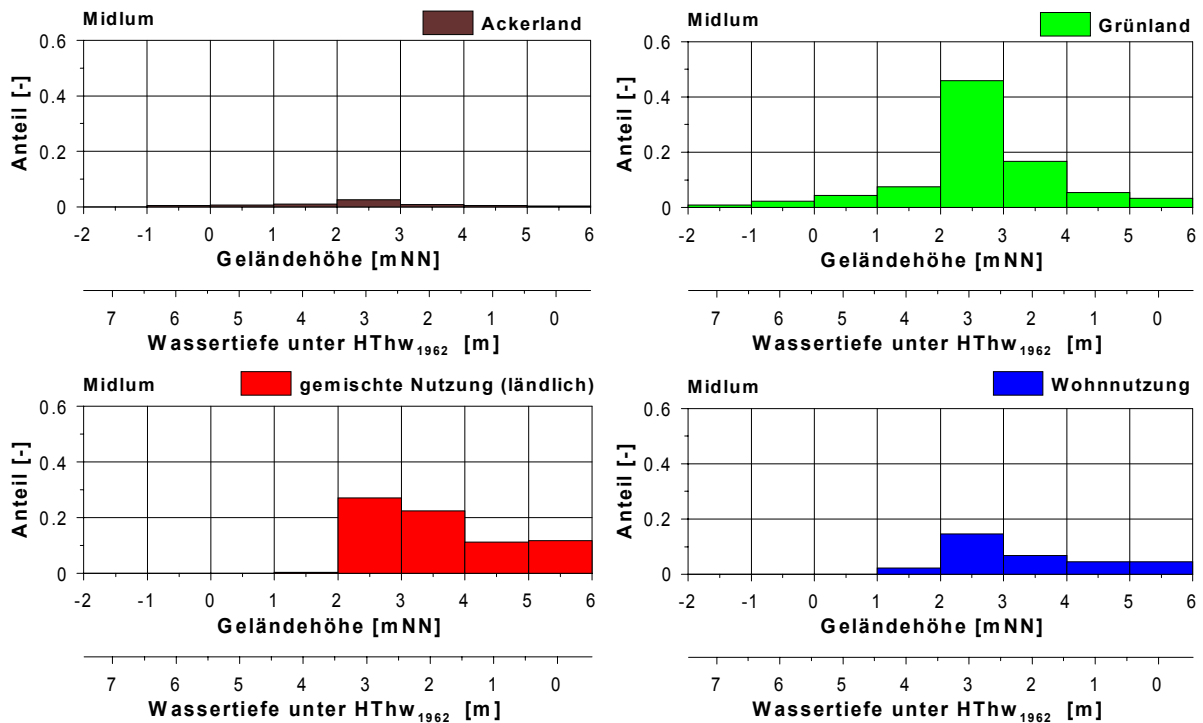


Abbildung P-12: Höhenklassifizierung der bedeutendsten Hinterlandnutzungen im potentiellen Überflutungsgebiet der Gemeinde Midlum

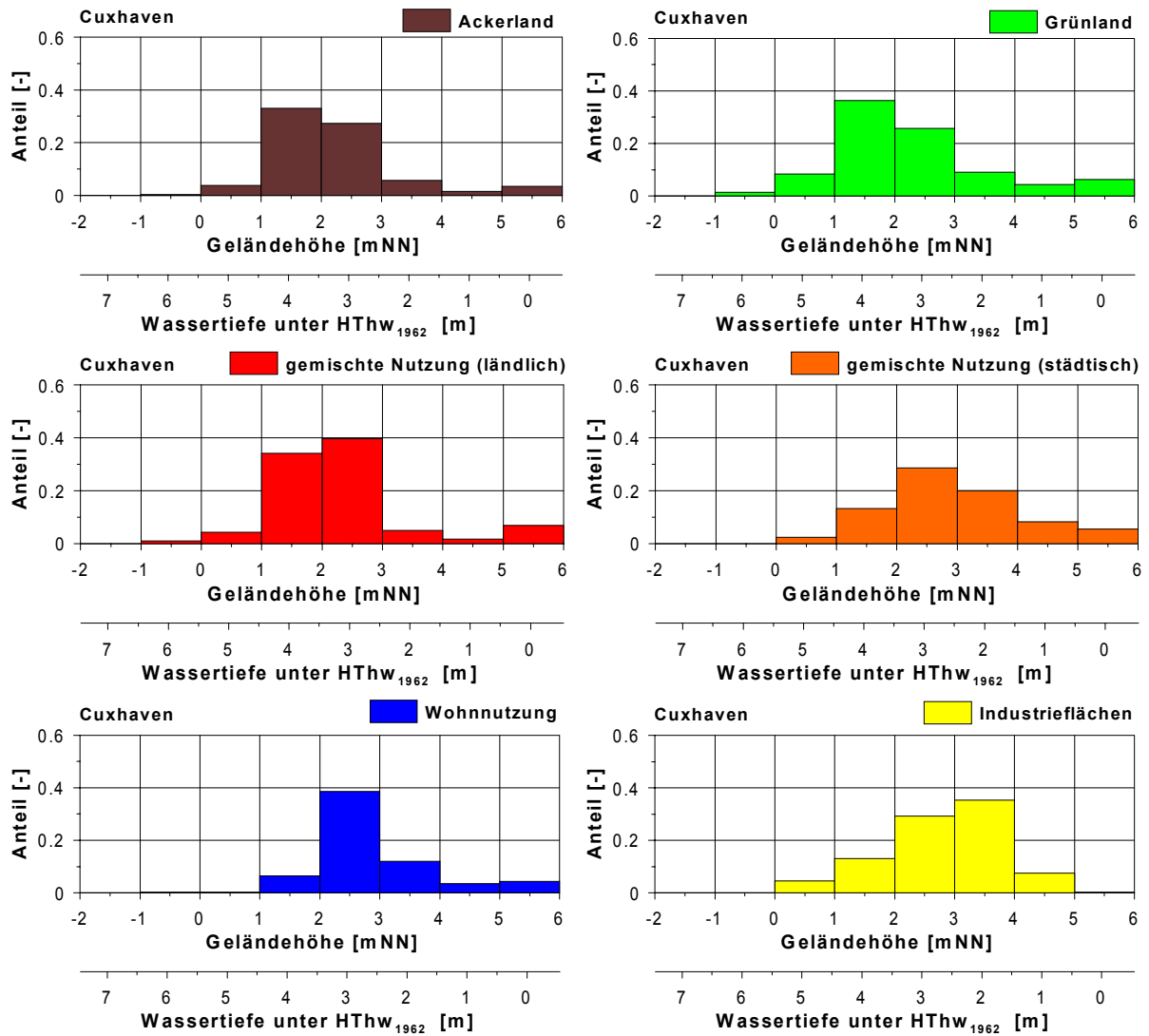


Abbildung P-13: Höhenklassifizierung der bedeutendsten Hinterlandnutzungen im potentiellen Überflutungsgebiet der Gemeinde Cuxhaven

Gemeinde	Mittlere Überflutungswassertiefe im Überflutungsgebiet bei einem Überflutungswasserstand von	
	MThw [m]	HHThw [m]
Cappel	0,68	3,02
Cuxhaven	0,89	3,61
Dorum	0,69	3,21
Langen	1,00	2,67
Midlum	1,45	3,26
Misselwarden	0,78	3,54
Mulsum	-	2,98
Nordholz	0,89	3,32
Padingbüttel	0,80	3,45
Wremen	0,82	3,41

Tabelle P-1: Mittlere Überflutungswassertiefe in den Gemeinden nördlich der Stadt Bremerhaven unter Voraussetzung eines Überflutungswasserstands von MThw bzw. HHThw

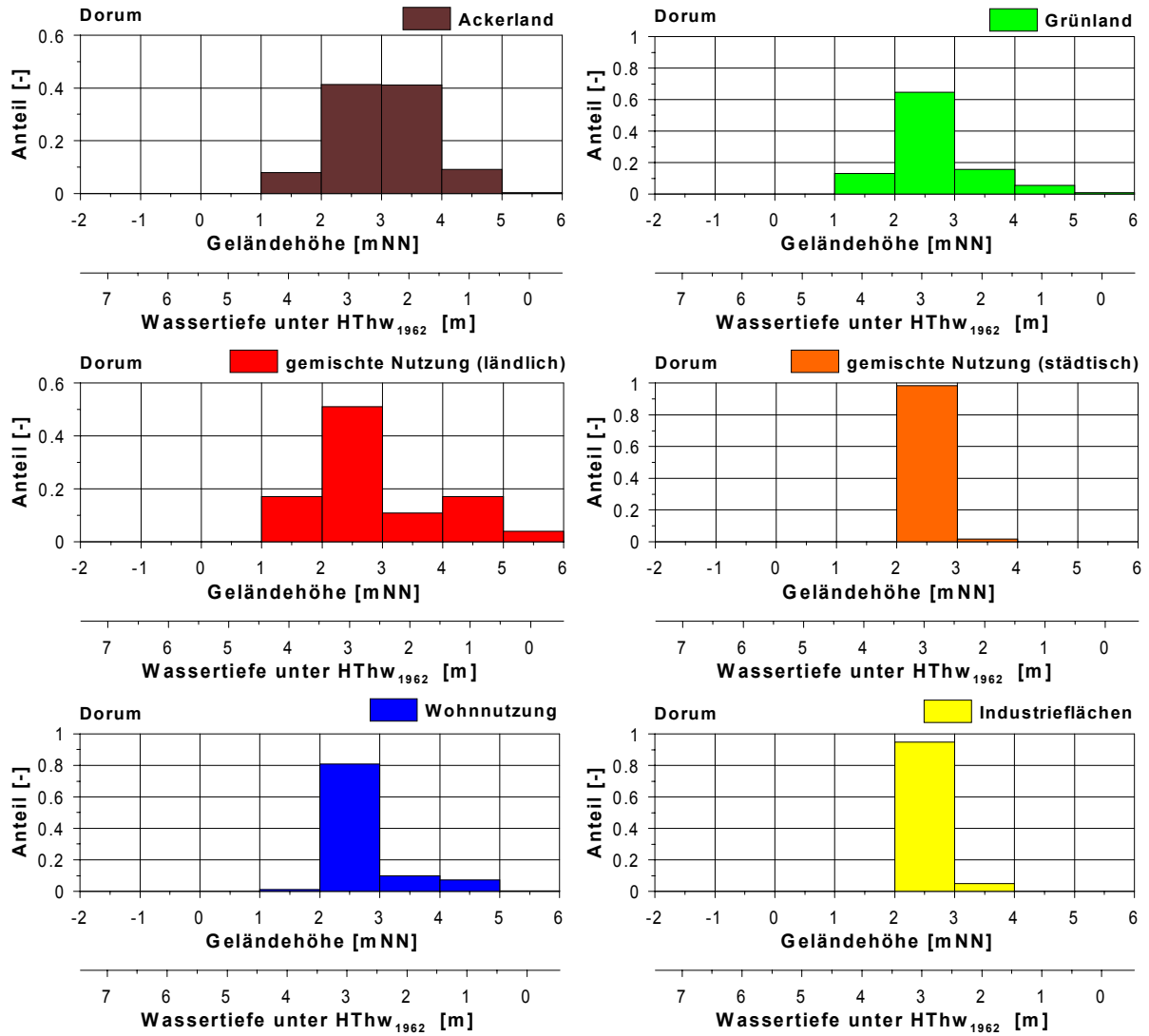


Abbildung P-14: Höhenklassifizierung der bedeutendsten Hinterlandnutzungen im potentiellen Überflutungsgebiet der Gemeinde Dorum

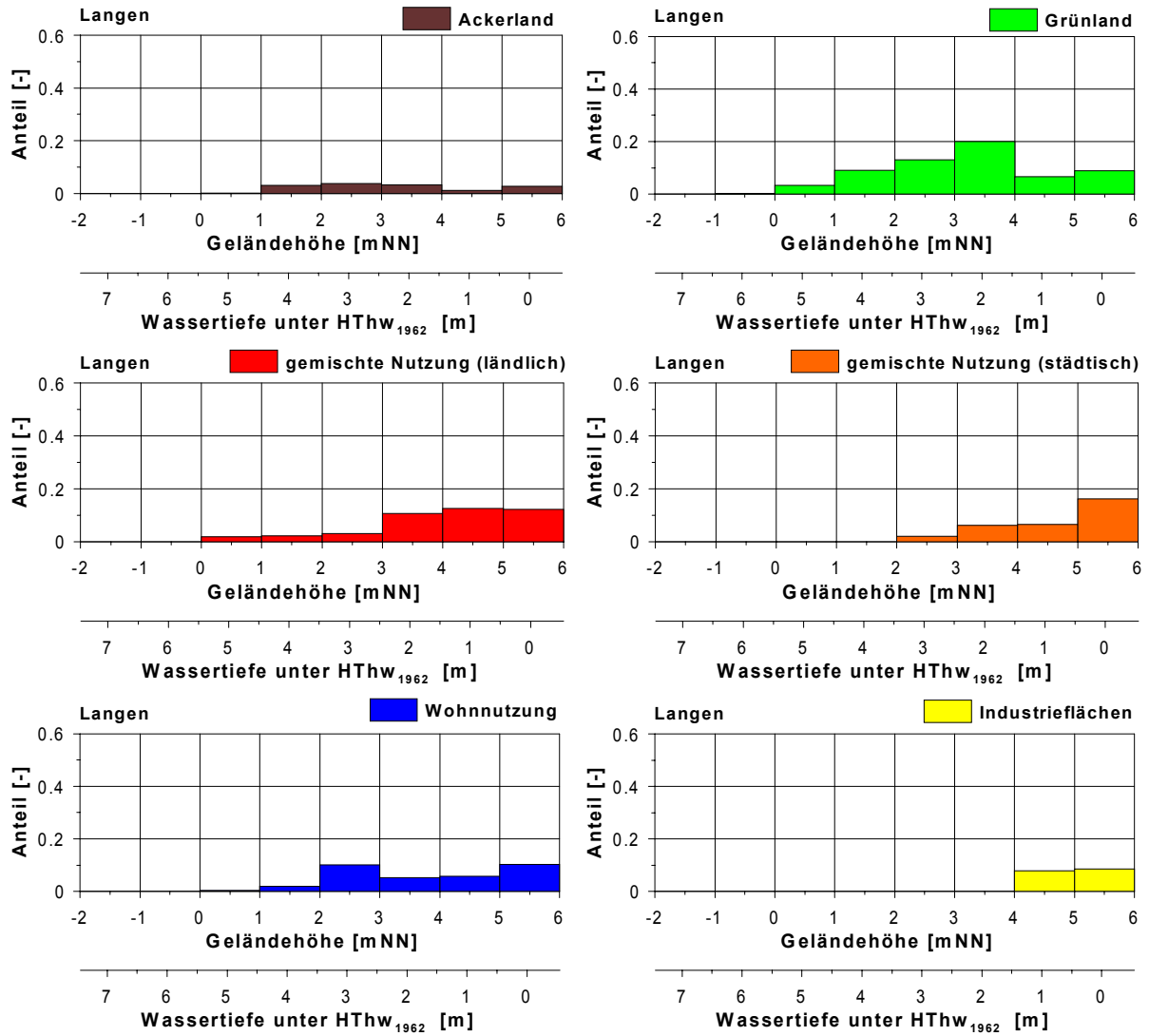


Abbildung P-15: Höhenklassifizierung der bedeutendsten Hinterlandnutzungen im potentiellen Überflutungsgebiet der Gemeinde Langen

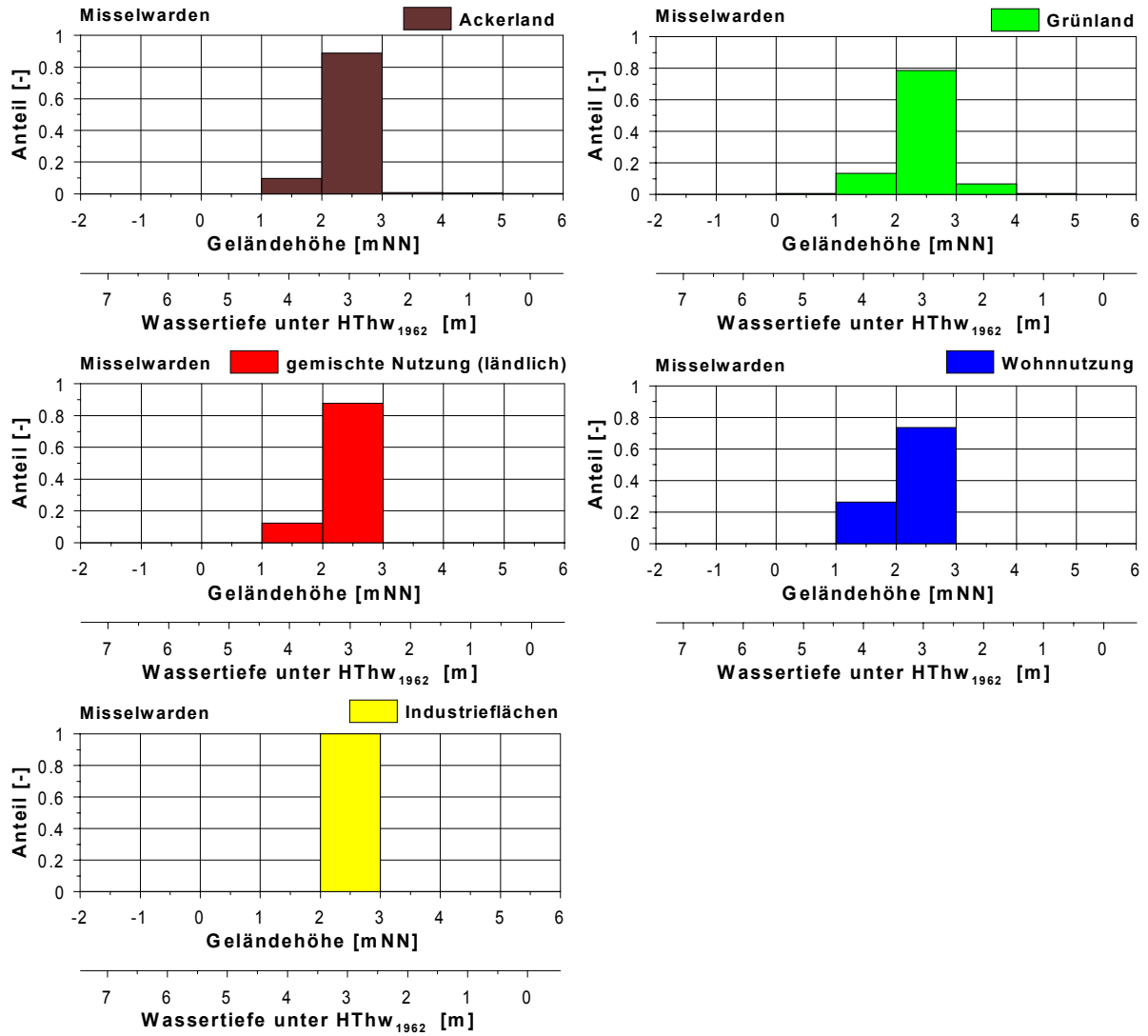


Abbildung P-16: Höhenklassifizierung der bedeutendsten Hinterlandnutzungen im potentiellen Überflutungsgebiet der Gemeinde Misselwarden

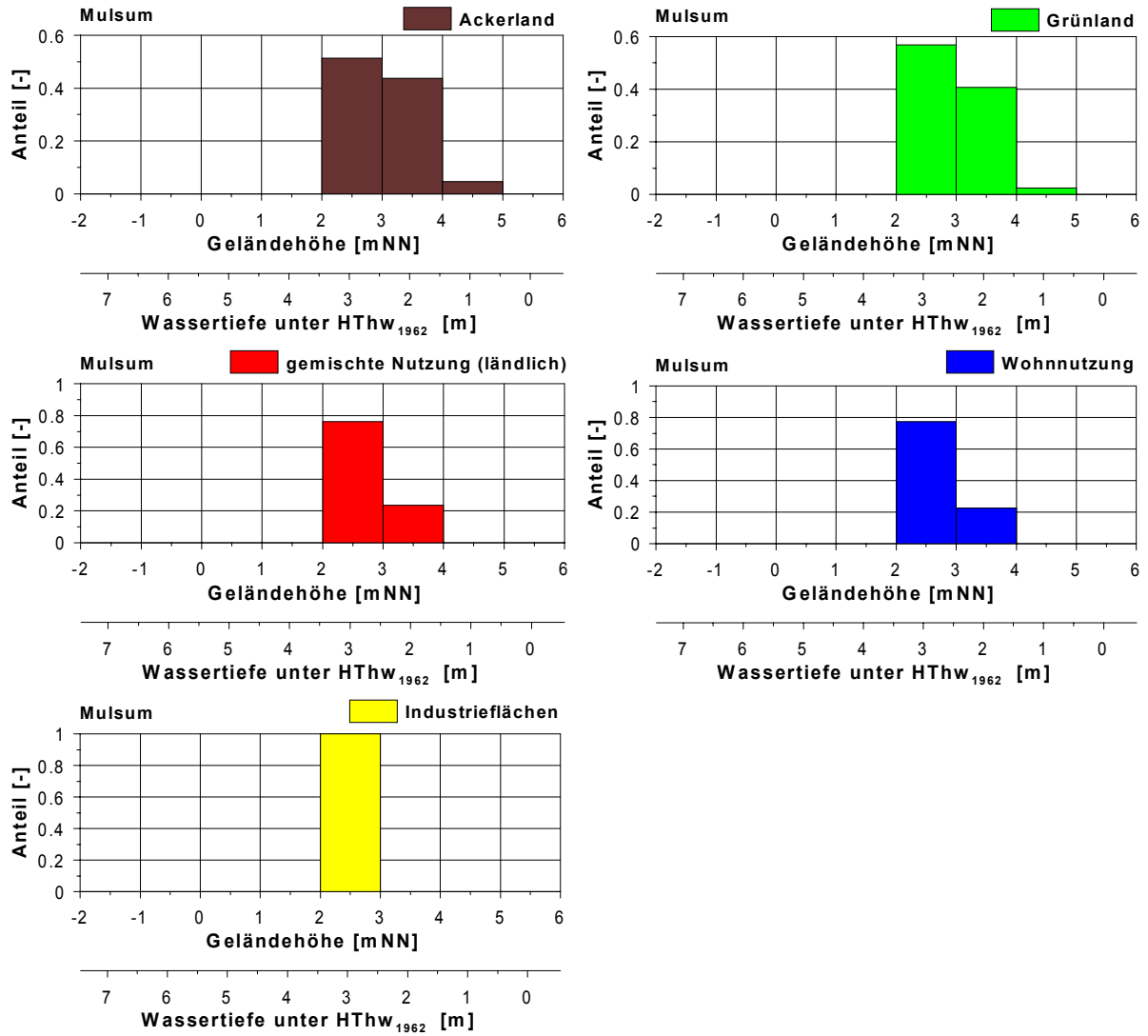


Abbildung P-17: Höhenklassifizierung der bedeutendsten Hinterlandnutzungen im potentiellen Überflutungsgebiet der Gemeinde Mulsum

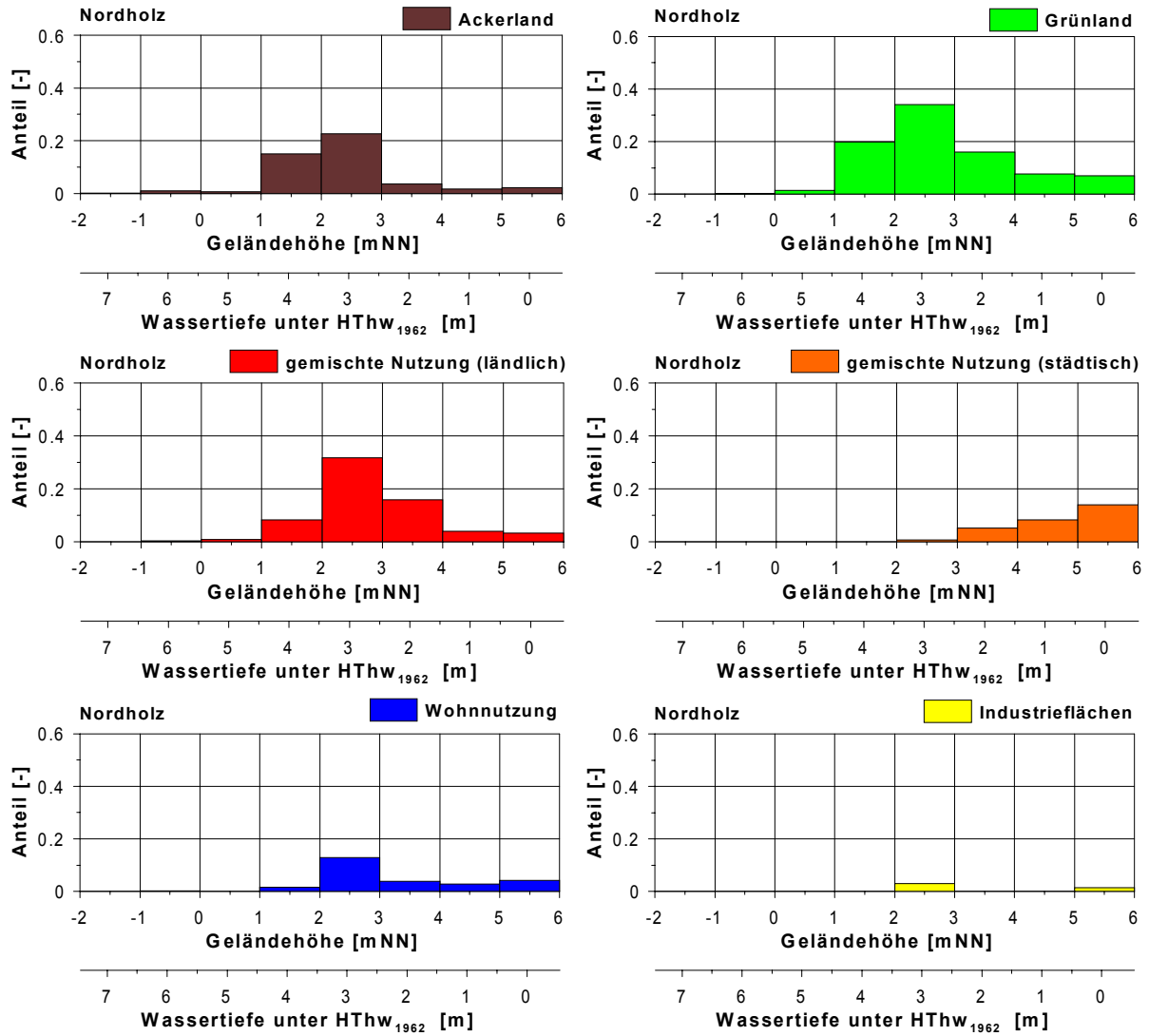


Abbildung P-18: Höhenklassifizierung der bedeutendsten Hinterlandnutzungen im potentiellen Überflutungsgebiet der Gemeinde Nordholz

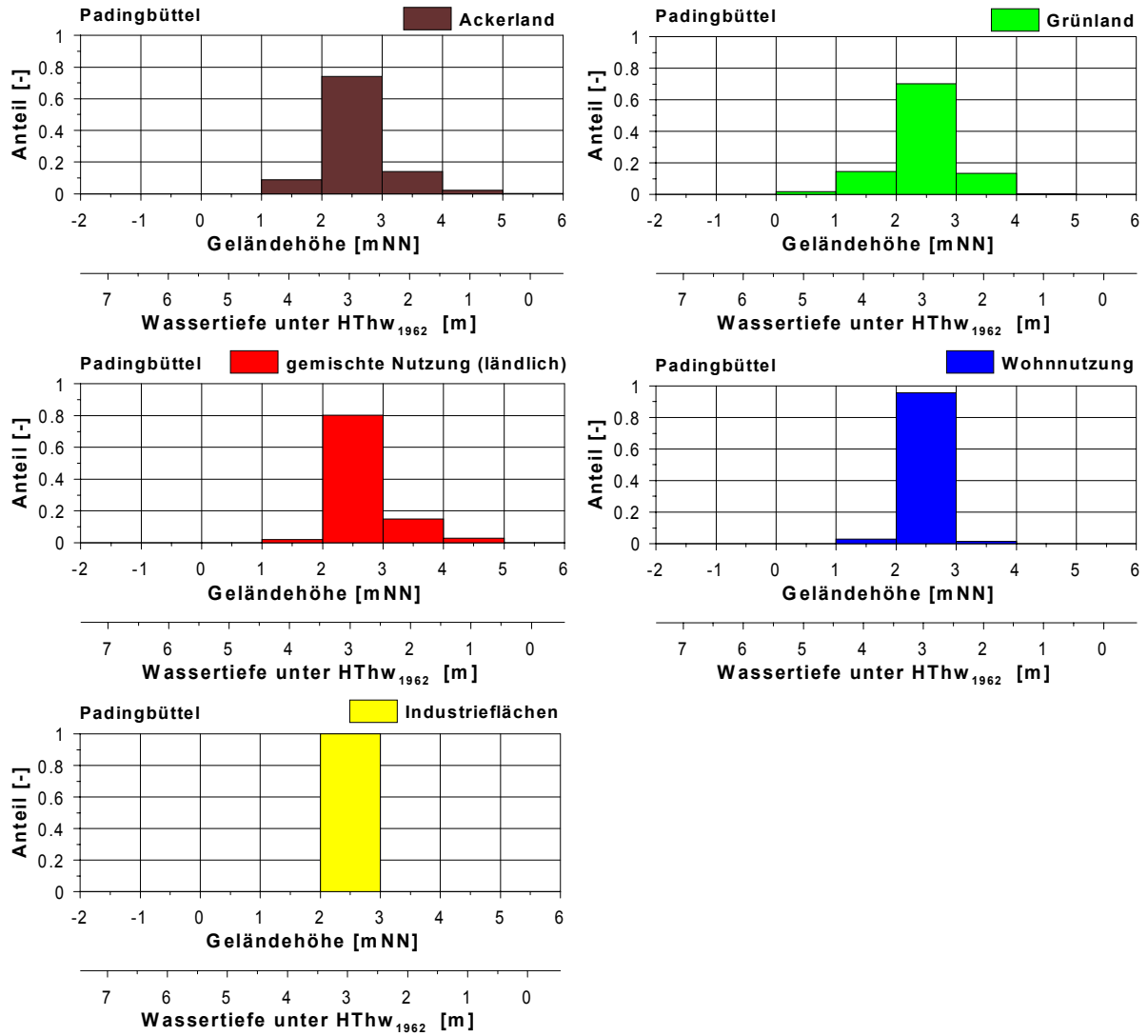


Abbildung P-19: Höhenklassifizierung der bedeutendsten Hinterlandnutzungen im potentiellen Überflutungsgebiet der Gemeinde Padingbüttel

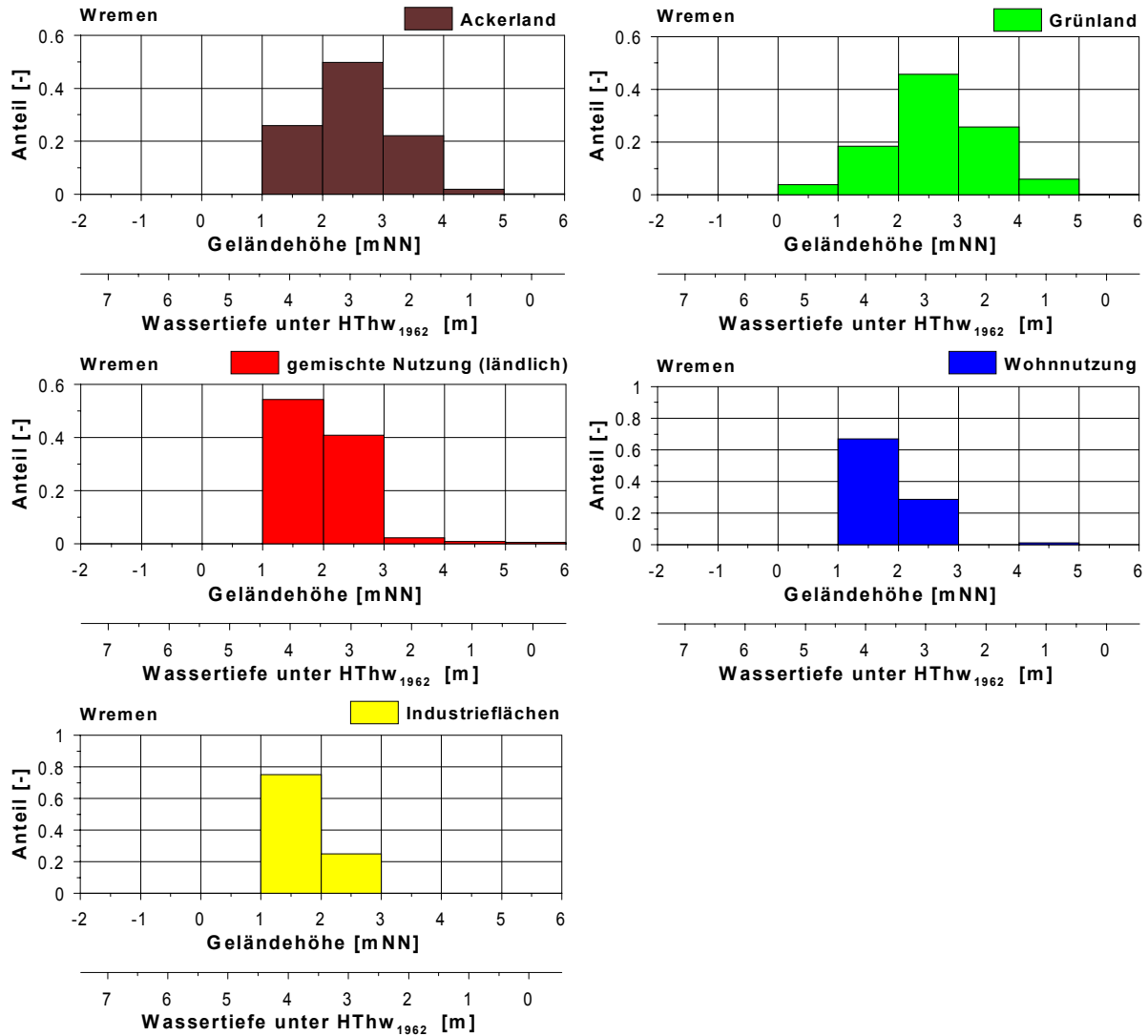


Abbildung P-20: Höhenklassifizierung der bedeutendsten Hinterlandnutzungen im potentiellen Überflutungsgebiet der Gemeinde Wremen

Wie in Abbildung 6-12 und Abbildung 6-13 für die Gemeinden Butjadingen und Nordenham dargestellt, folgt aus der in Abbildung P-11 bis Abbildung P-20 dargestellten nutzungsklassifizierten Überflutungshöhe der nach Vermögensart differenzierte mittlere Schädigungsgrad. Für die Gemeinden Langen, Nordholz, Cuxhaven und Land Wursten weisen Abbildung P-21 bis Abbildung P-30 für die verschiedenen Nutzungsarten und Vermögensarten den mit Hilfe der in Abbildung 3-35 dargestellten Schadensfunktionen berechneten mittleren Schädigungsgrad aus. Aus diesem ergibt sich für die verschiedenen Nutzungsarten das über die Vermögensarten gewichtete Mittel des Schädigungsgrads, das in Tabelle 6-7 und Tabelle 6-8 wiedergegeben ist.

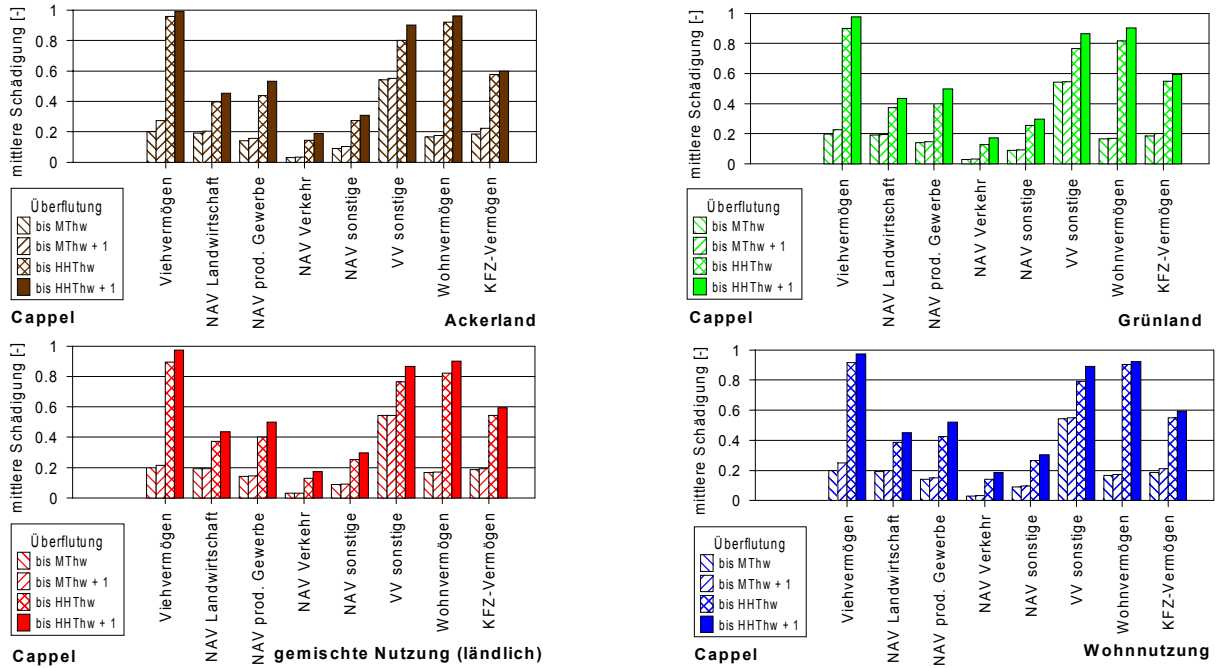


Abbildung P-21: Mittlere Schädigungsgrade der Vermögensanteile der Hauptnutzungsarten im potentiellen Überflutungsgebiet der Gemeinde Cappel

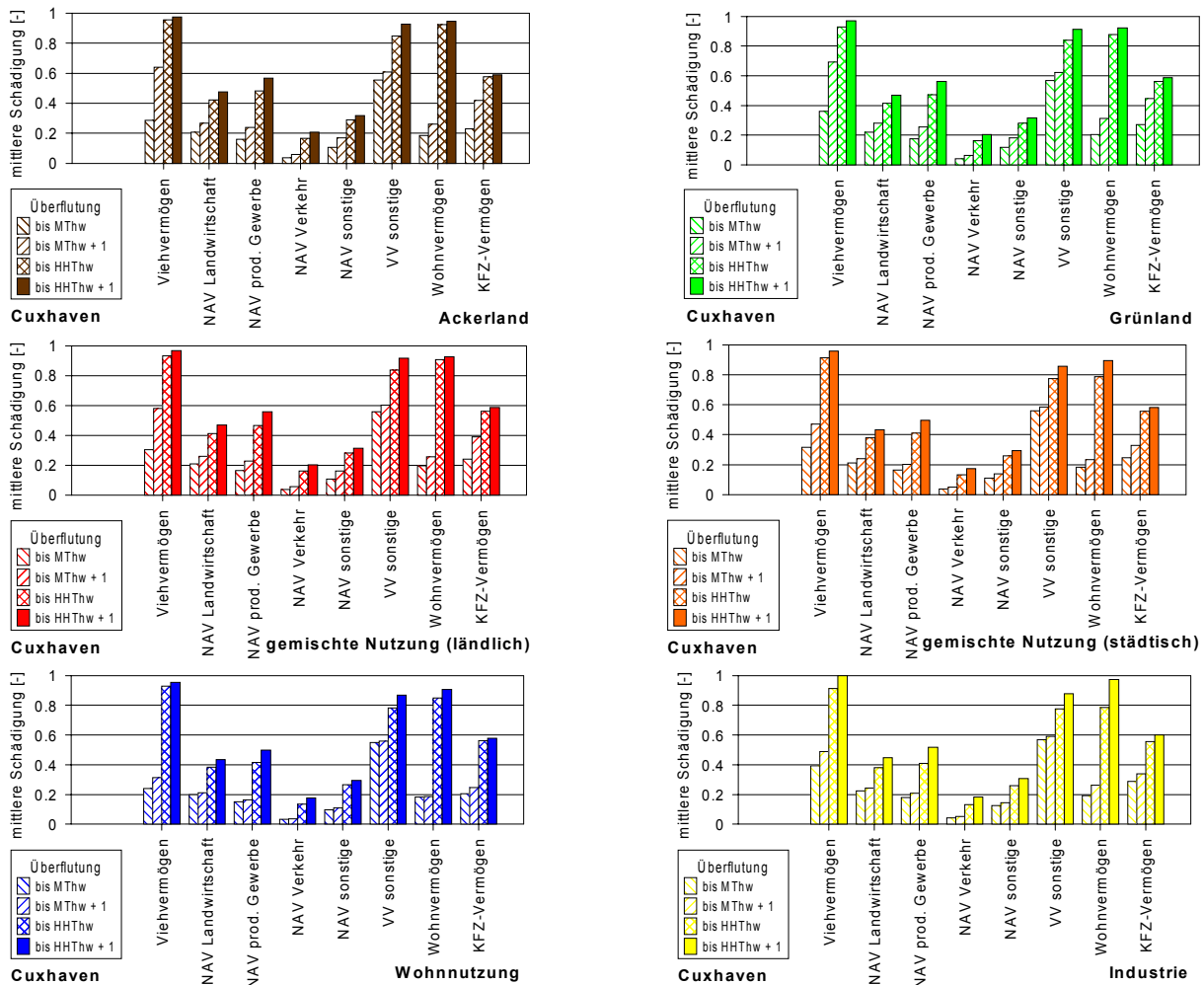


Abbildung P-22: Mittlere Schädigungsgrade der Vermögensanteile der Hauptnutzungsarten im potentiellen Überflutungsgebiet der Gemeinde Cuxhaven

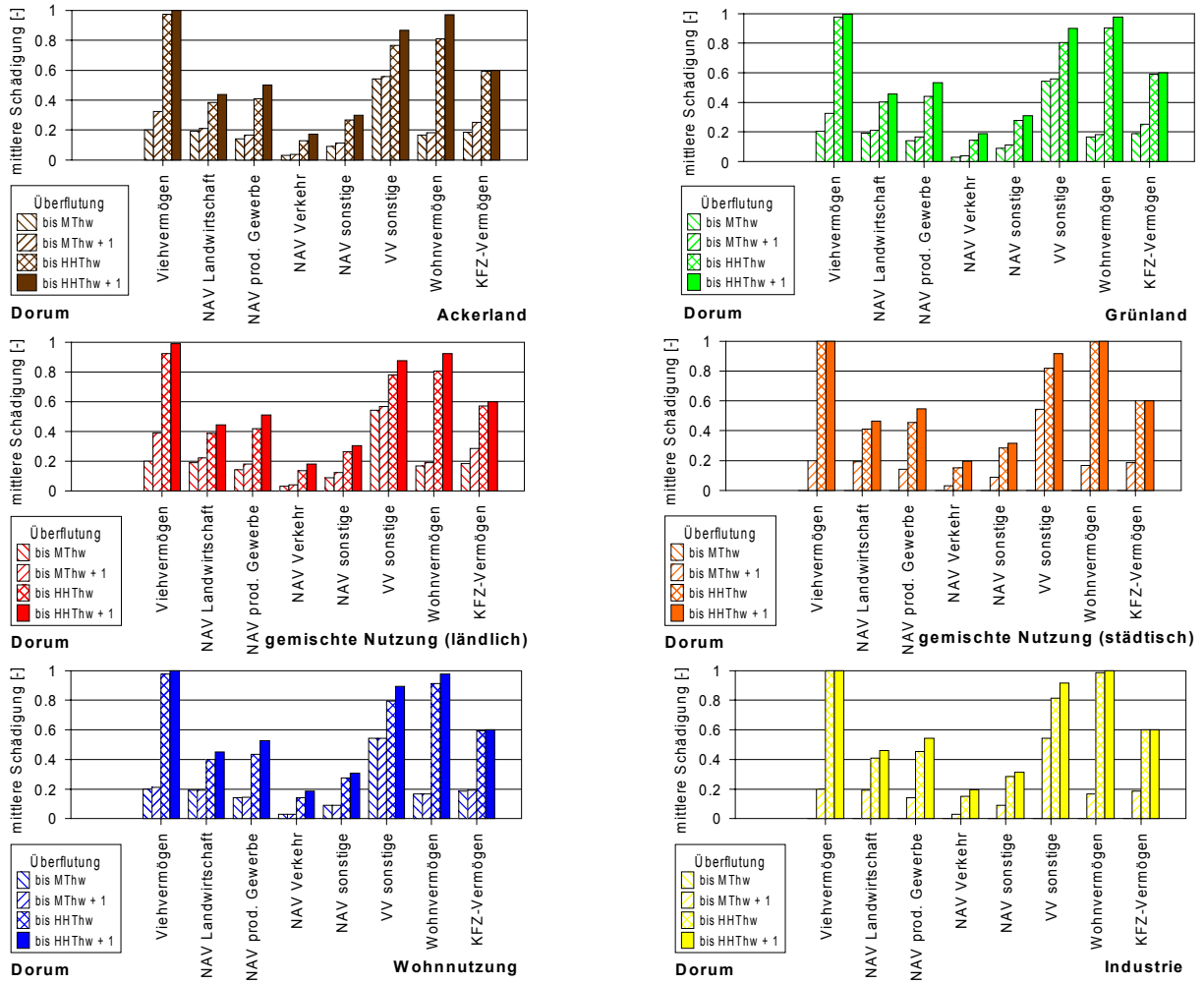


Abbildung P-23: Mittlerer Schädigungsgrad der Vermögensanteile der Hauptnutzungsarten im potentiellen Überflutungsgebiet der Gemeinde Dorum

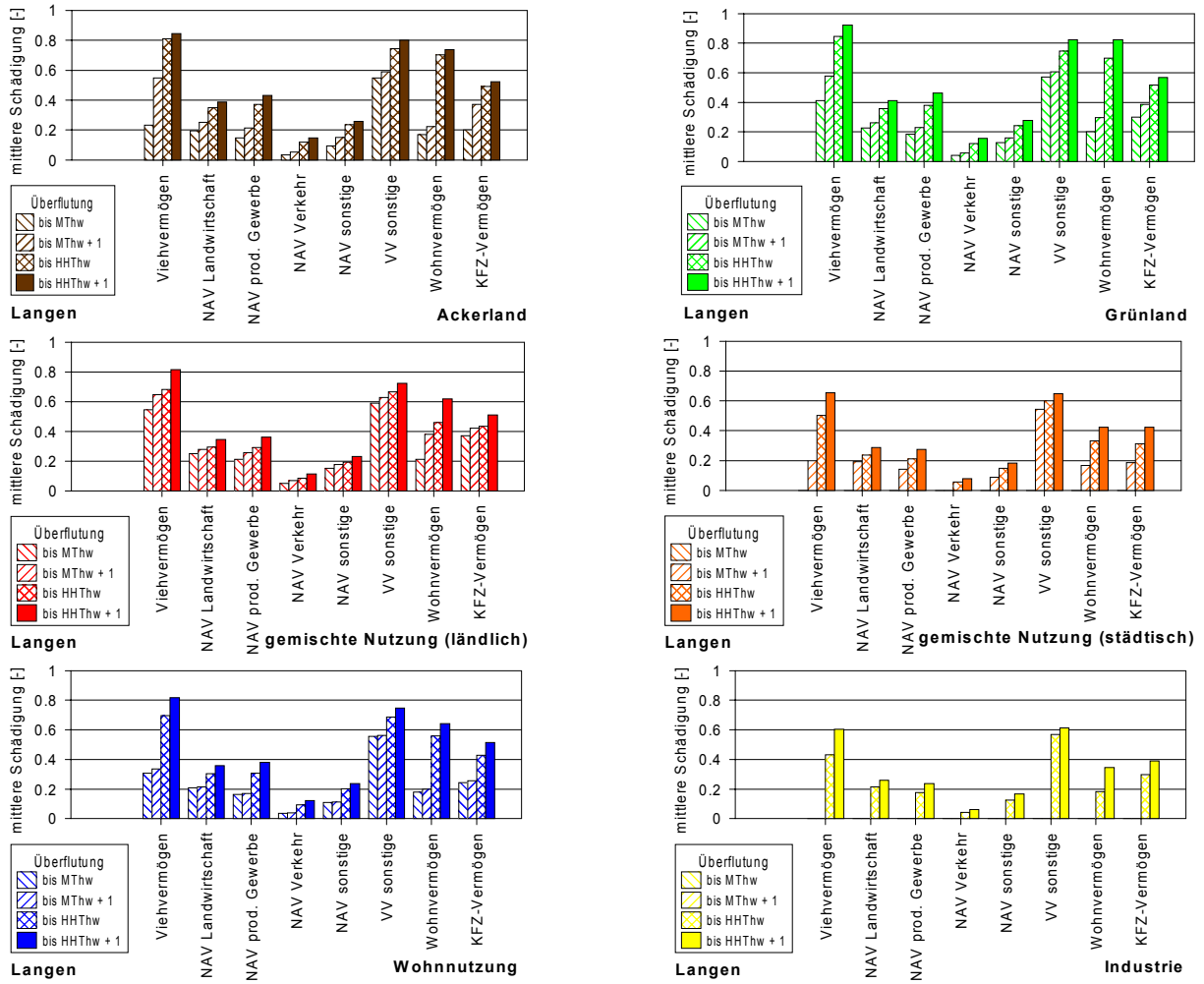


Abbildung P-24: Mittlerer Schädigungsgrad der Vermögensanteile der Hauptnutzungsarten im potentiellen Überflutungsgebiet der Gemeinde Langen

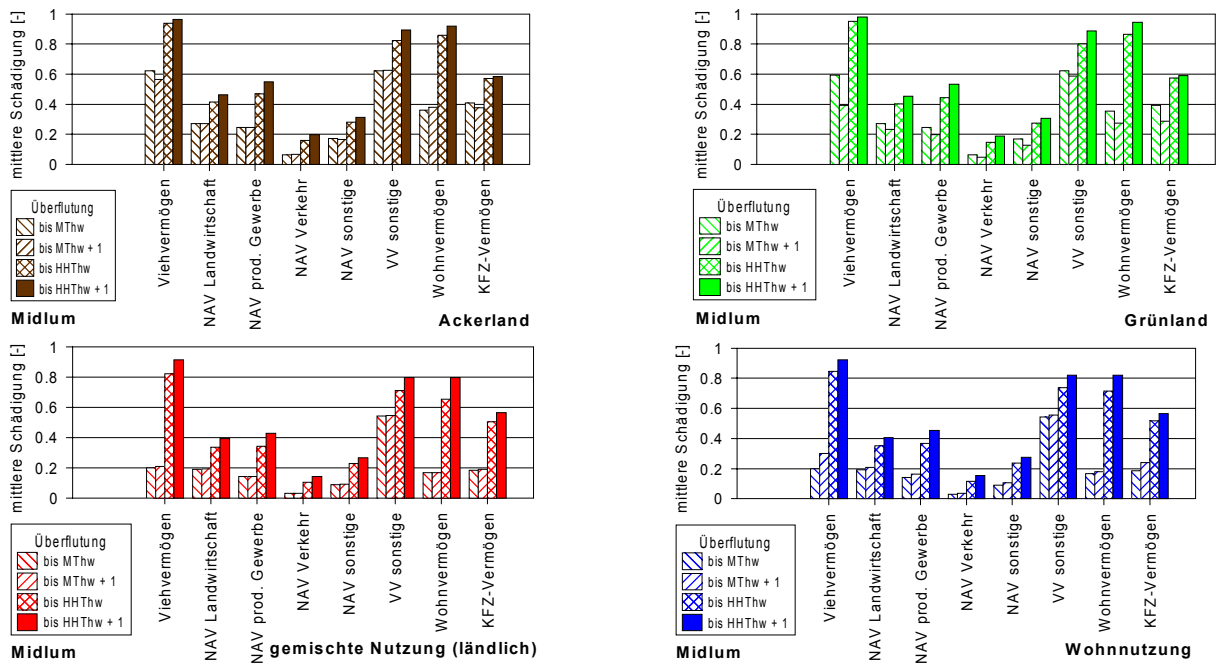


Abbildung P-25: Mittlerer Schädigungsgrad der Vermögensanteile der Hauptnutzungsarten im potentiellen Überflutungsgebiet der Gemeinde Midlum

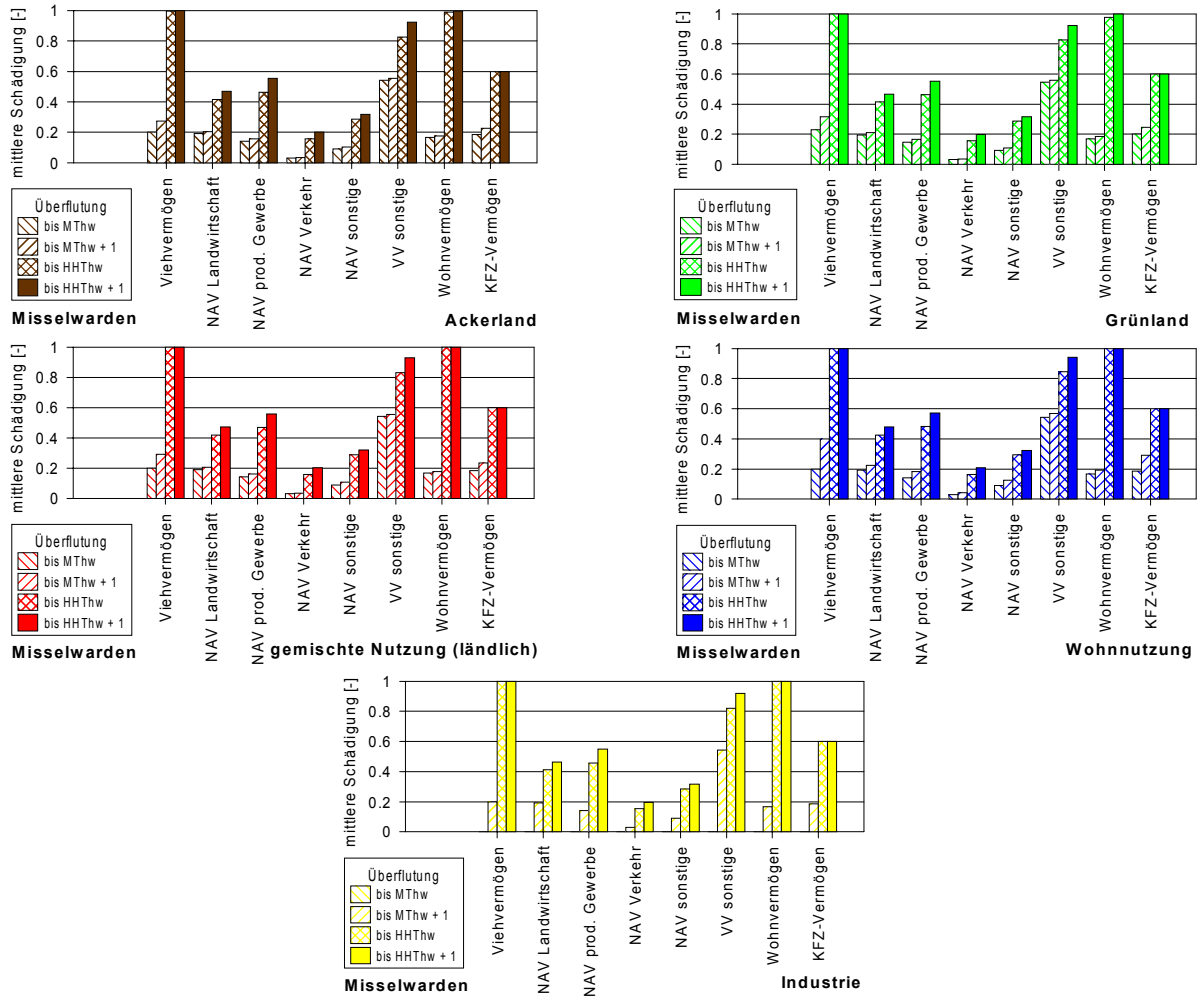


Abbildung P-26: Mittlerer Schädigungsgrad der Vermögensanteile der Hauptnutzungsarten im potentiellen Überflutungsgebiet der Gemeinde Misselwarden

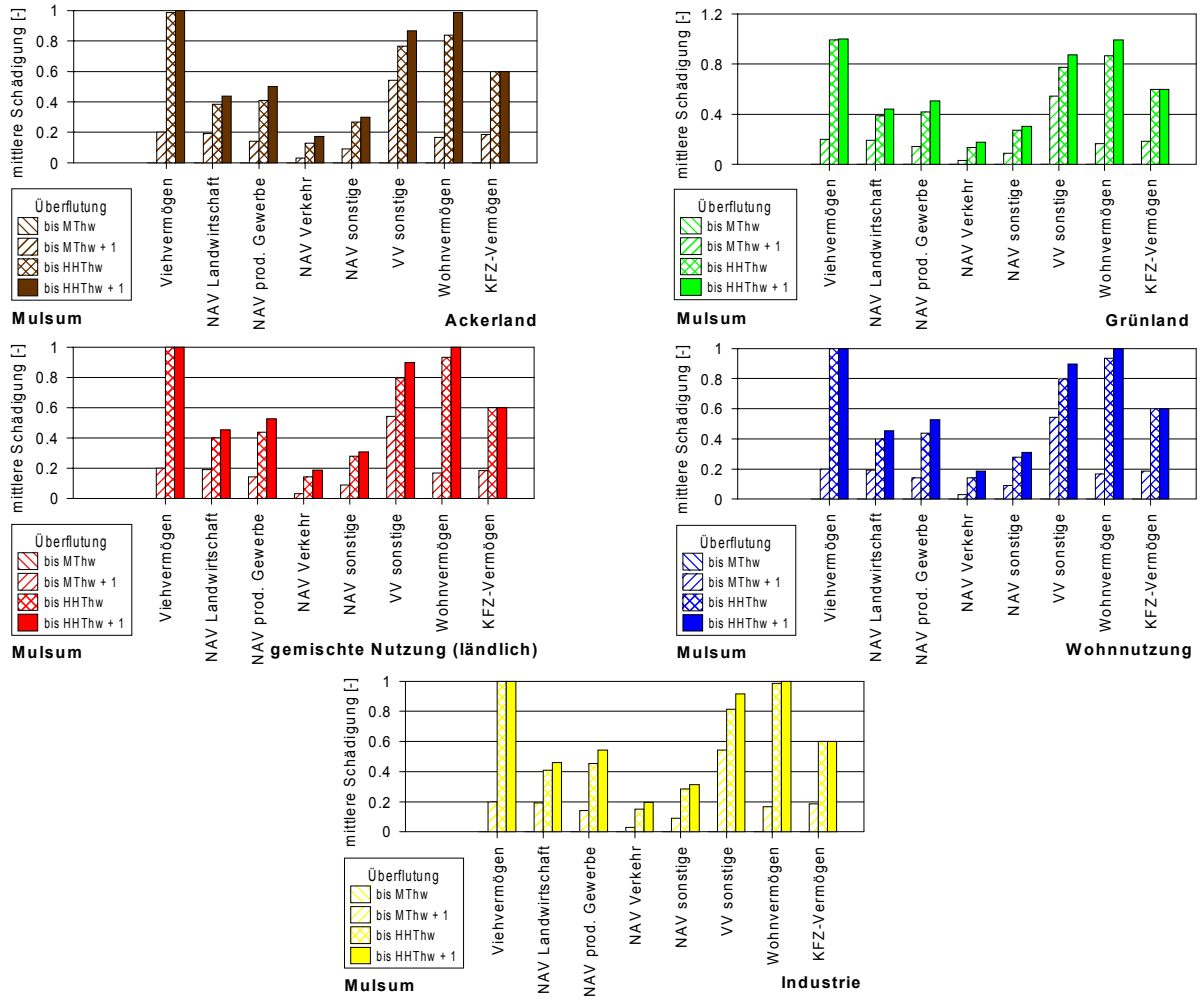


Abbildung P-27: Mittlerer Schädigungsgrad der Vermögensanteile der Hauptnutzungsarten im potentiellen Überflutungsgebiet der Gemeinde Mulsum

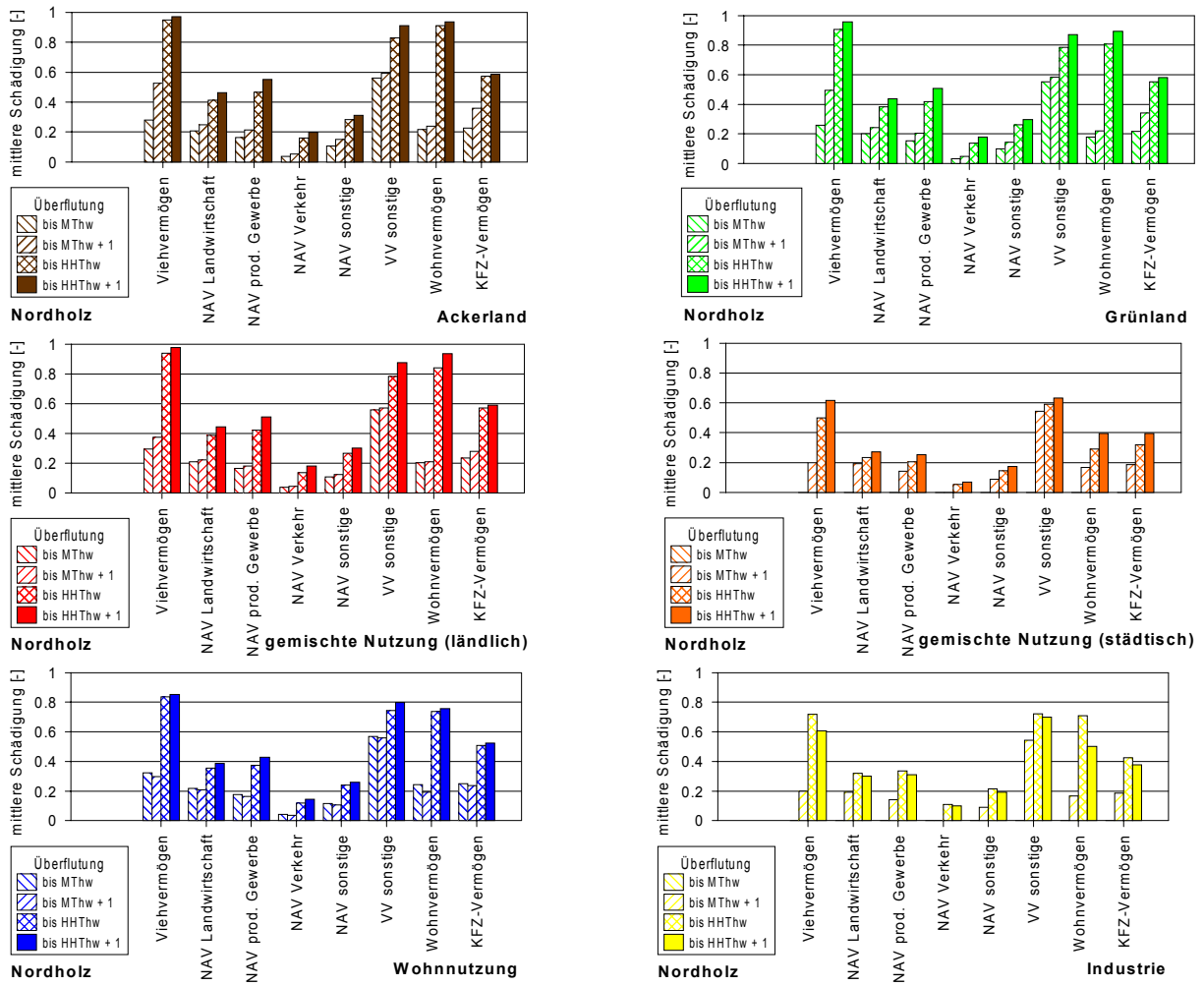


Abbildung P-28: Mittlerer Schädigungsgrad der Vermögensanteile der Hauptnutzungsarten im potentiellen Überflutungsgebiet der Gemeinde Nordholz

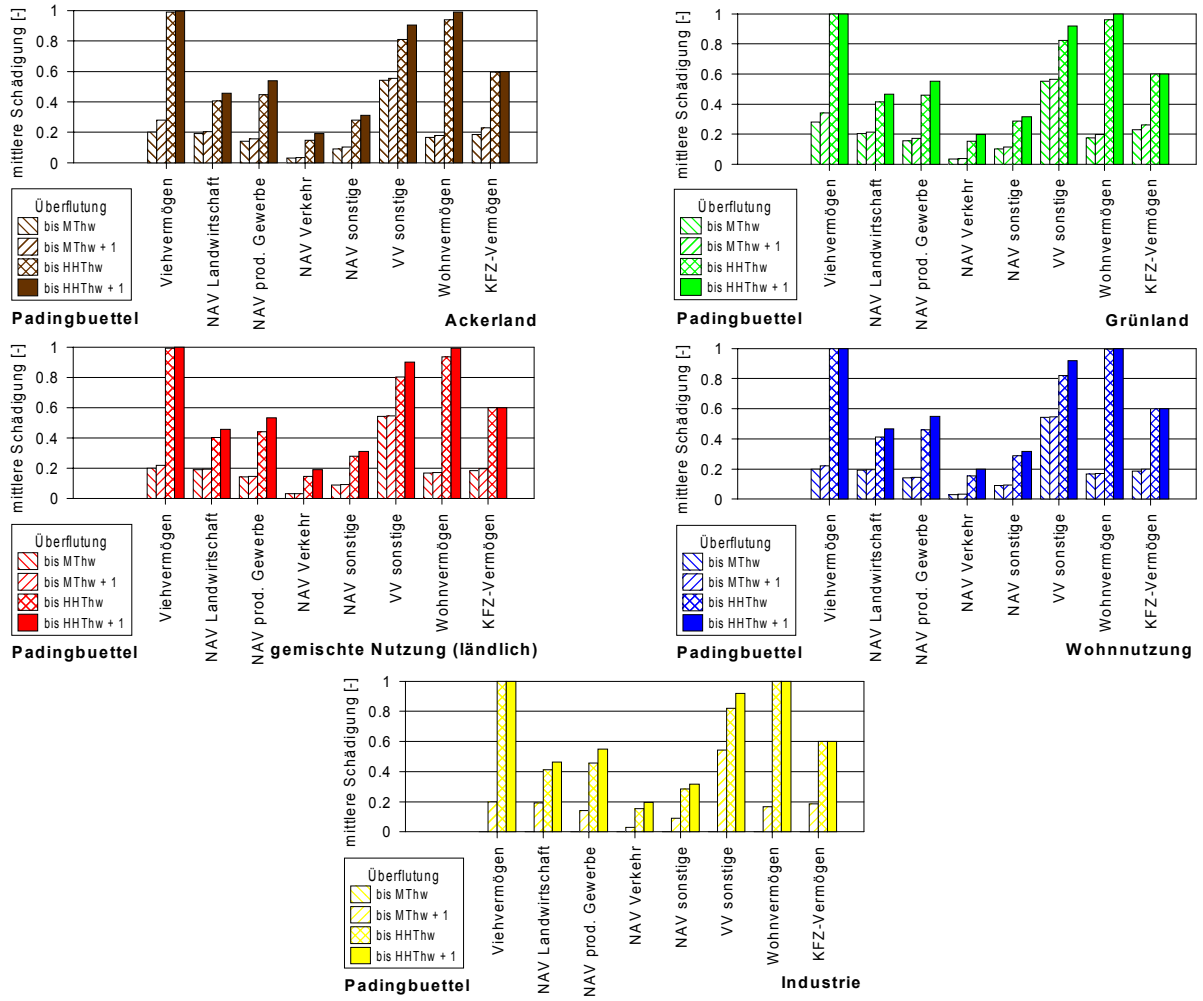


Abbildung P-29: Mittlerer Schädigungsgrad der Vermögensanteile der Hauptnutzungsarten im potentiellen Überflutungsgebiet der Gemeinde Paddingbüttel

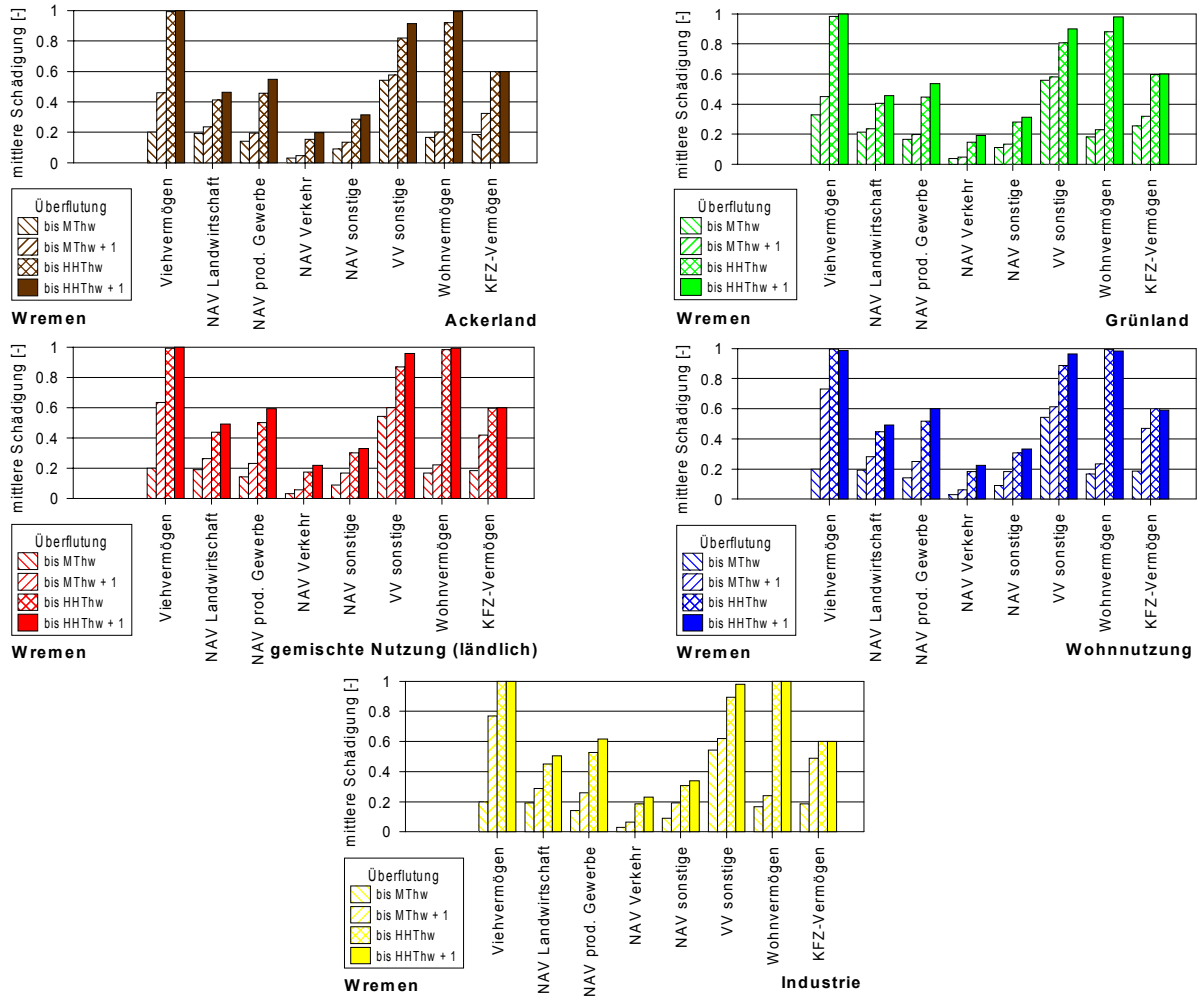


Abbildung P-30: Mittlerer Schädigungsgrad der Vermögensanteile der Hauptnutzungsarten im potentiellen Überflutungsgebiet der Gemeinde Wremen

Q. Ergänzungen zu den bei Deichbruch betroffenen Hinterlandnutzungen

Die dynamische Ausweisung von Überflutungsgebieten und –schäden erfordert als ersten Schritt der Analyse die in Abbildung 6-22 des Kapitels 6.3.1 exemplarisch für einen Deichbruch bei Waddensersiel dargestellte Klassifizierung der Hinterlandnutzungen nach der bei Überflutung zu erwartenden maximalen Wassertiefe, um daraus über den Schädigungsgrad den Schaden zu berechnen. Die Abbildung Q-1 bis Abbildung Q-21 stellt diese Klassifizierung für weitere Szenarien eines Deichbruchs dar.

Ort des Deichbruch	Bruchcharakteristik (Weite/Tiefe)	Sturmflut-Szenario	Abbildung
Waddensersiel	Weite: 235 m, Tiefe: GOK – 2 m	03.01.1976	Abbildung Q-1
Waddensersiel	Weite: 235 m, Tiefe: GOK – 1 m	03.01.1976	Abbildung Q-2
Waddensersiel	Weite: 235 m, Tiefe: GOK – 0 m	03.01.1976	Abbildung Q-3
Waddensersiel	Weite: 235 m, Tiefe: GOK + 1 m	03.01.1976	Abbildung Q-4
Waddensersiel	Weite: 235 m, Tiefe: GOK + 2 m	03.01.1976	Abbildung Q-5
Waddensersiel	Weite: 55 m, Tiefe: GOK	03.01.1976	Abbildung Q-6
Waddensersiel	Weite: 115 m, Tiefe: GOK	03.01.1976	Abbildung Q-7
Waddensersiel	Weite: 335 m, Tiefe: GOK	03.01.1976	Abbildung Q-8
Spieka-Neufeld	Weite: 100 m, Tiefe: GOK, ohne Vorland	03.01.1976	Abbildung Q-9
Spieka-Neufeld	Weite: 200 m, Tiefe: GOK, ohne Vorland	03.01.1976	Abbildung Q-10
Cappel-Neufeld	Weite: 150 m, Tiefe: GOK, mit Vorland und Sommerdeich	03.01.1976	Abbildung Q-11
Cappel-Neufeld	Weite: 150 m, Tiefe: GOK, ohne Vorland und Sommerdeich	03.01.1976	Abbildung Q-12
Cappel-Neufeld	Weite: 150 m, Tiefe: GOK, mit Vorland und ohne Sommerdeich	03.01.1976	Abbildung Q-13
Spieka-Neufeld	Weite: 150 m, Tiefe: GOK, ohne Vorland und Sommerdeich	03.01.1976 HThw + 0,2 m	Abbildung Q-14
Spieka-Neufeld	Weite: 150 m, Tiefe: GOK, ohne Vorland und Sommerdeich	03.01.1976 HThw + 0,5 m	Abbildung Q-15
Spieka-Neufeld	Weite: 150 m, Tiefe: GOK, ohne Vorland und Sommerdeich	03.01.1976 HThw + 1,0 m	Abbildung Q-16
Spieka-Neufeld	Weite: 150 m, Tiefe: GOK, ohne Vorland und Sommerdeich	03.01.1976	Abbildung Q-17
Spieka-Neufeld	Weite: 150 m, Tiefe: GOK, ohne Vorland und Sommerdeich	03.12.1999	Abbildung Q-18
Spieka-Neufeld	Weite: 150 m, Tiefe: GOK, ohne Vorland und Sommerdeich	16.02.1962	Abbildung Q-19
Dorum-Neufeld	Weite: 150 m, Tiefe: GOK, ohne Vorland und Sommerdeich	03.01.1976	Abbildung Q-20
Cappel-Neufeld	Weite: 150 m, Tiefe: GOK, ohne Vorland und Sommerdeich	03.01.1976	Abbildung Q-21

Tabelle Q-1: Übersicht über die in Abbildung Q-1 bis Abbildung Q-21 hinsichtlich der nutzungsspezifischen Überflutungswassertiefe analysierten Deichbruchszenarien

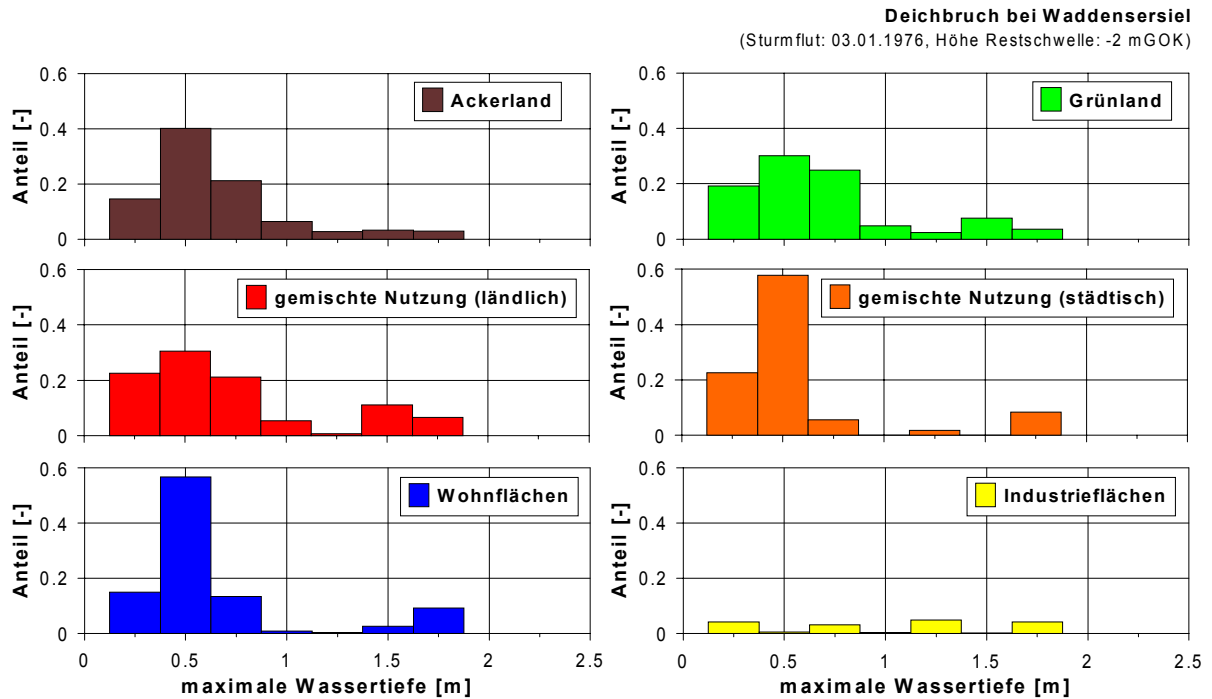


Abbildung Q-1: Klassifizierung der bedeutendsten Hinterlandnutzungen nach der maximalen Wassertiefe im Falle eines Deichbruchs bei Waddensersiel im gefährdeten Überflutungsgebiet (Sturmflut: 03.01.1976, Tiefe der Bruchlücke: -2 mGOK)

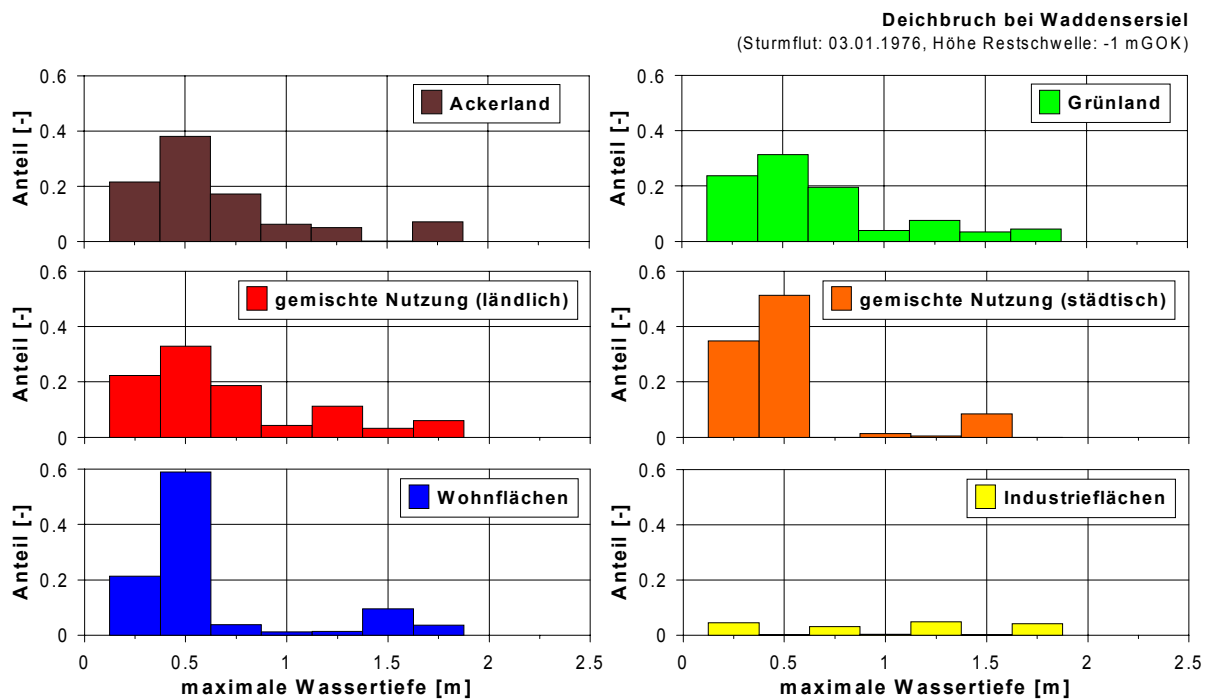


Abbildung Q-2: Klassifizierung der bedeutendsten Hinterlandnutzungen nach der maximalen Wassertiefe im Falle eines Deichbruchs bei Waddensersiel im gefährdeten Überflutungsgebiet (Sturmflut: 03.01.1976, Tiefe der Bruchlücke: -1 mGOK)

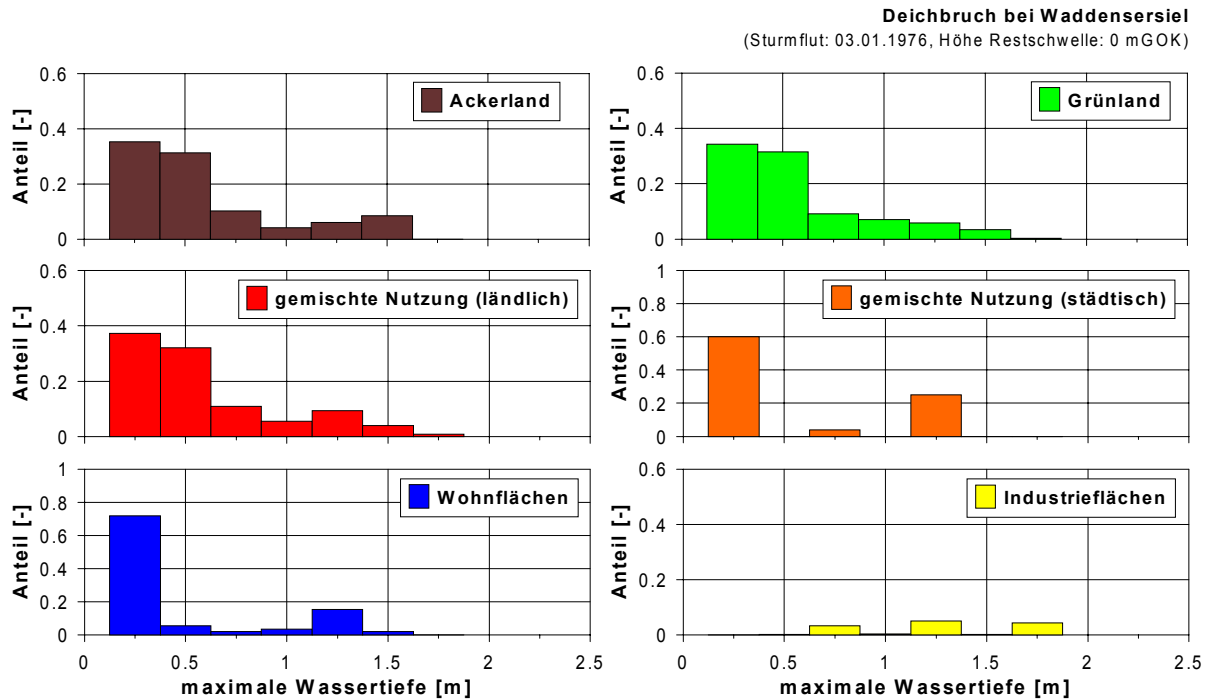


Abbildung Q-3: Klassifizierung der bedeutendsten Hinterlandnutzungen nach der maximalen Wassertiefe im Falle eines Deichbruchs bei Waddensersiel im gefährdeten Überflutungsgebiet (Sturmflut: 03.01.1976, Tiefe der Bruchlücke: 0 mGOK)

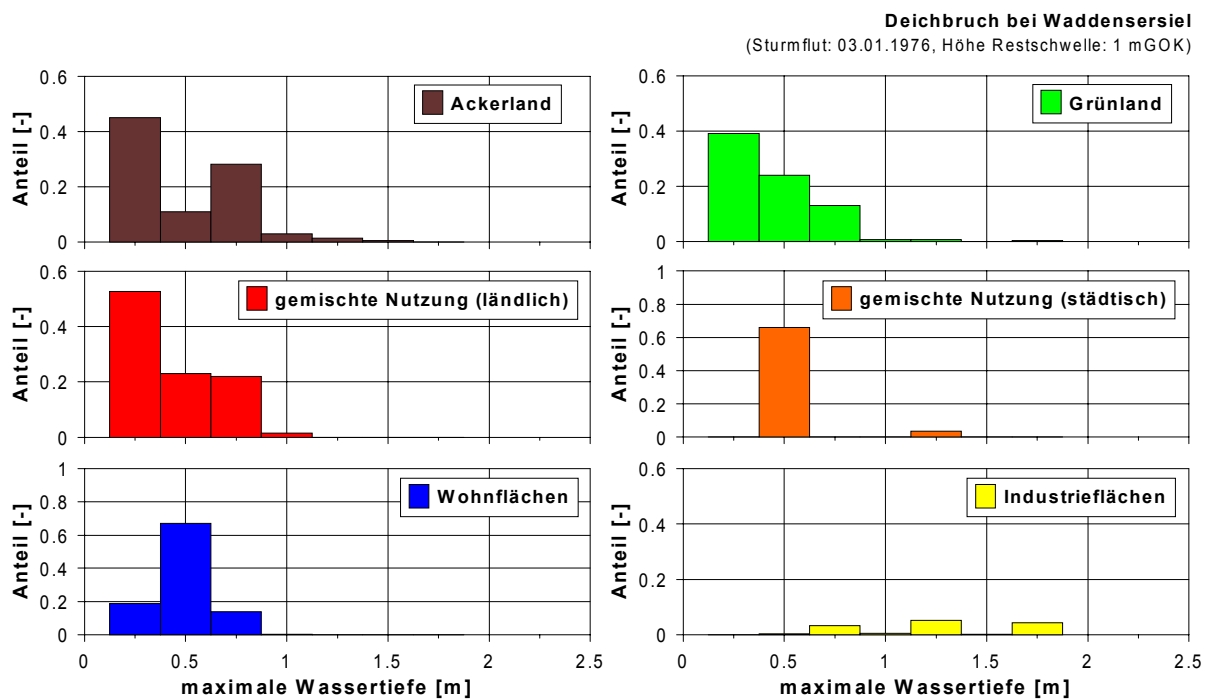


Abbildung Q-4: Klassifizierung der bedeutendsten Hinterlandnutzungen nach der maximalen Wassertiefe im Falle eines Deichbruchs bei Waddensersiel im gefährdeten Überflutungsgebiet (Sturmflut: 03.01.1976, Tiefe der Bruchlücke: 1 mGOK)

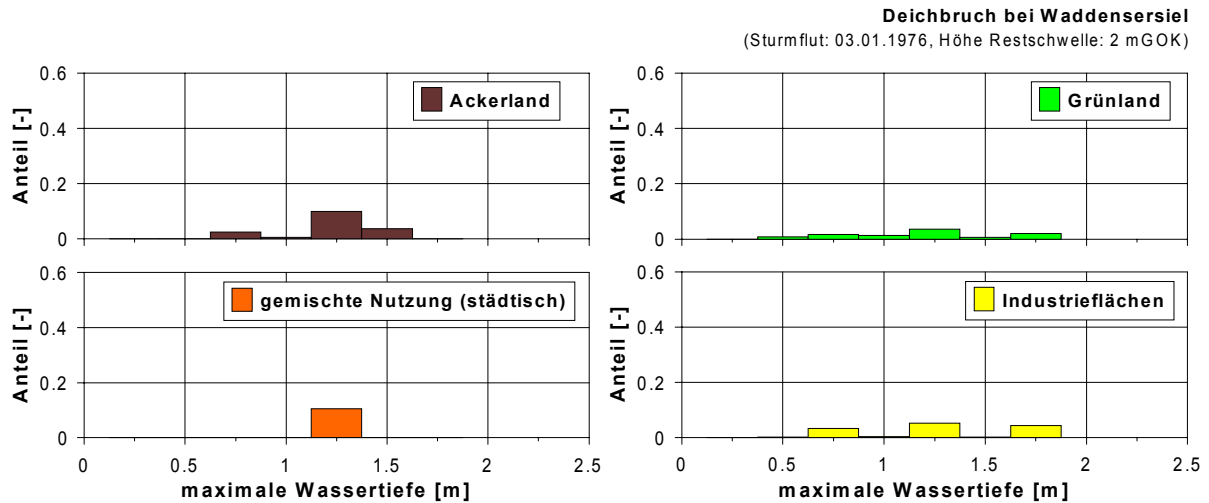


Abbildung Q-5: Klassifizierung der bedeutendsten Hinterlandnutzungen nach der maximalen Wassertiefe im Falle eines Deichbruchs bei Waddensersiel im gefährdeten Überflutungsgebiet (Sturmflut: 03.01.1976, Tiefe der Bruchlücke: 2 mGOK)

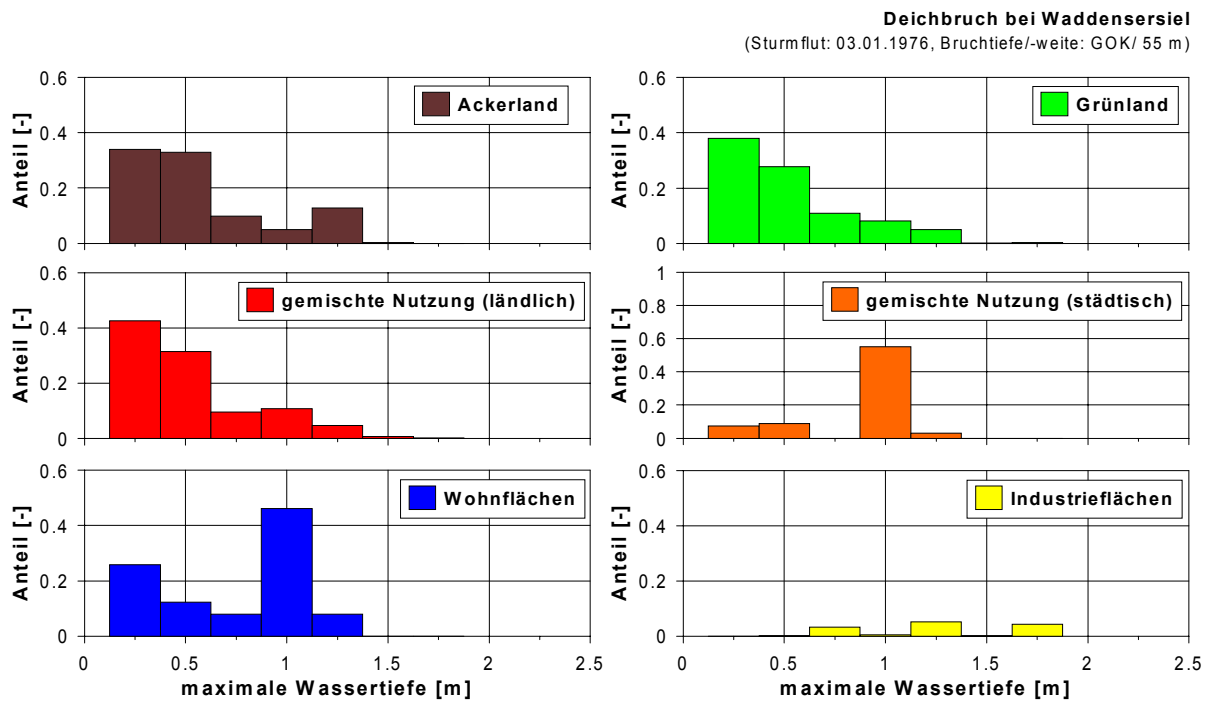


Abbildung Q-6: Klassifizierung der bedeutendsten Hinterlandnutzungen nach der maximalen Wassertiefe im Falle eines Deichbruchs bei Waddensersiel im gefährdeten Überflutungsgebiet (Sturmflut: 03.01.1976, Tiefe/Breite der Bruchlücke: GOK/ 55 m)

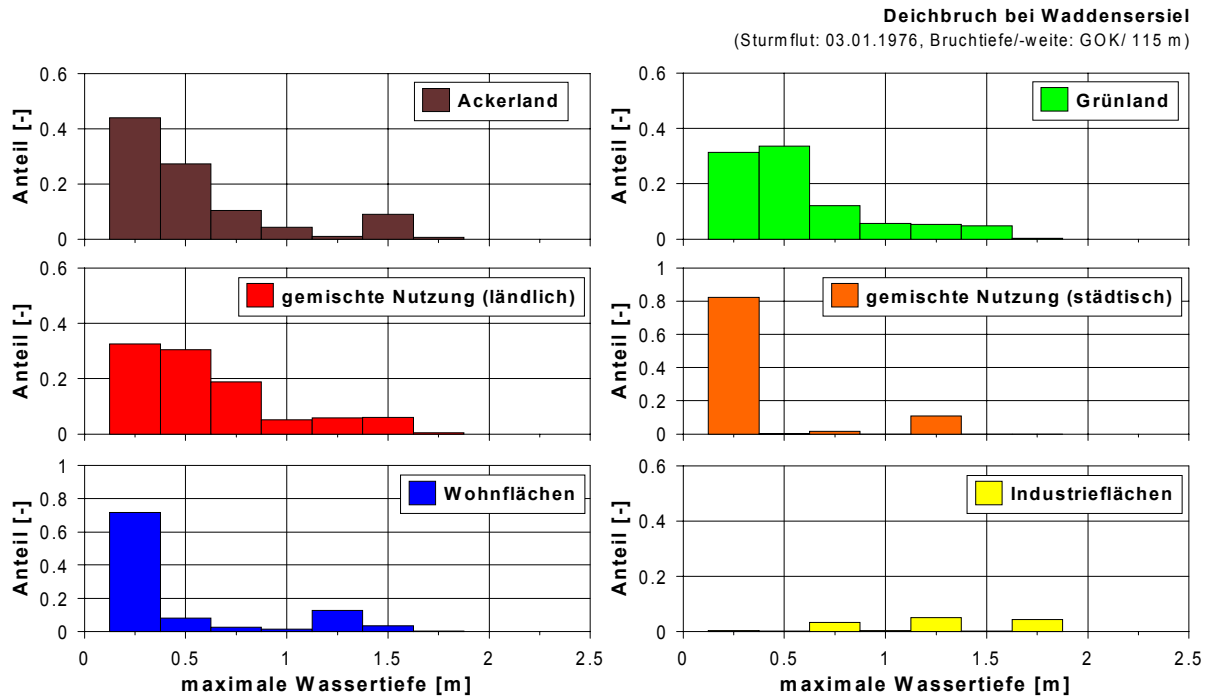


Abbildung Q-7: Klassifizierung der bedeutendsten Hinterlandnutzungen nach der maximalen Wassertiefe im Falle eines Deichbruchs bei Waddensersiel im gefährdeten Überflutungsgebiet (Sturmflut: 03.01.1976, Tiefe/Breite der Bruchlücke: GOK/ 115 m)

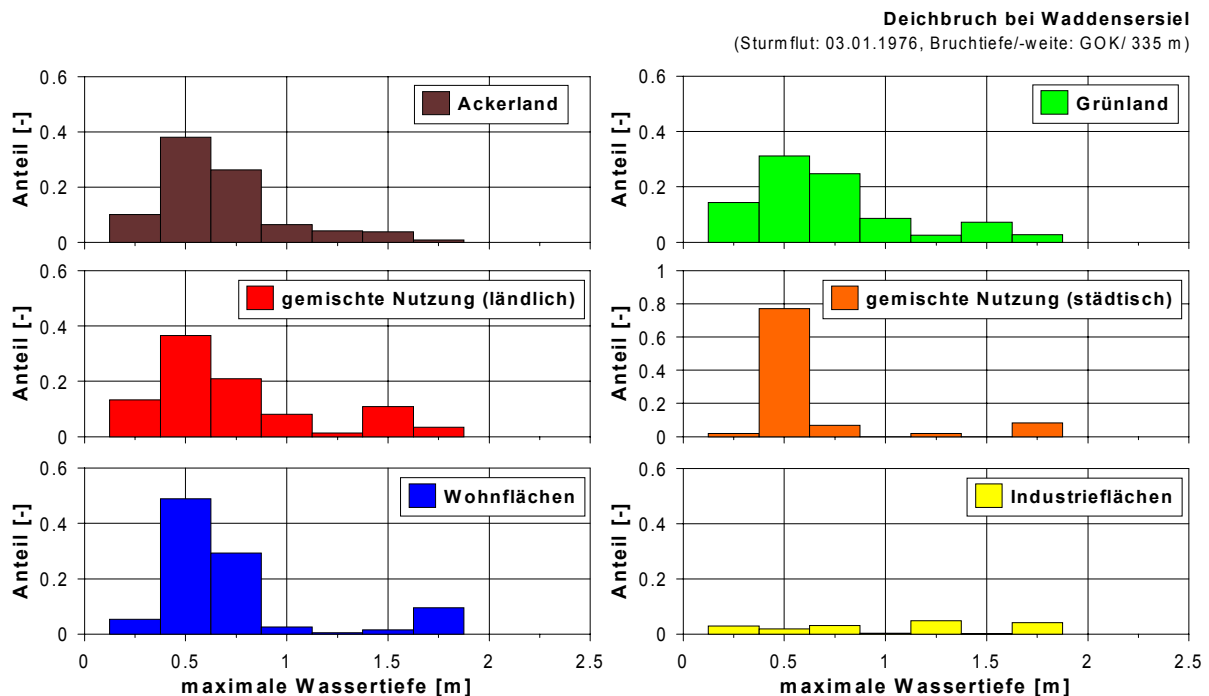


Abbildung Q-8: Klassifizierung der bedeutendsten Hinterlandnutzungen nach der maximalen Wassertiefe im Falle eines Deichbruchs bei Waddensersiel im gefährdeten Überflutungsgebiet (Sturmflut: 03.01.1976, Tiefe/Breite der Bruchlücke: GOK/ 335 m)

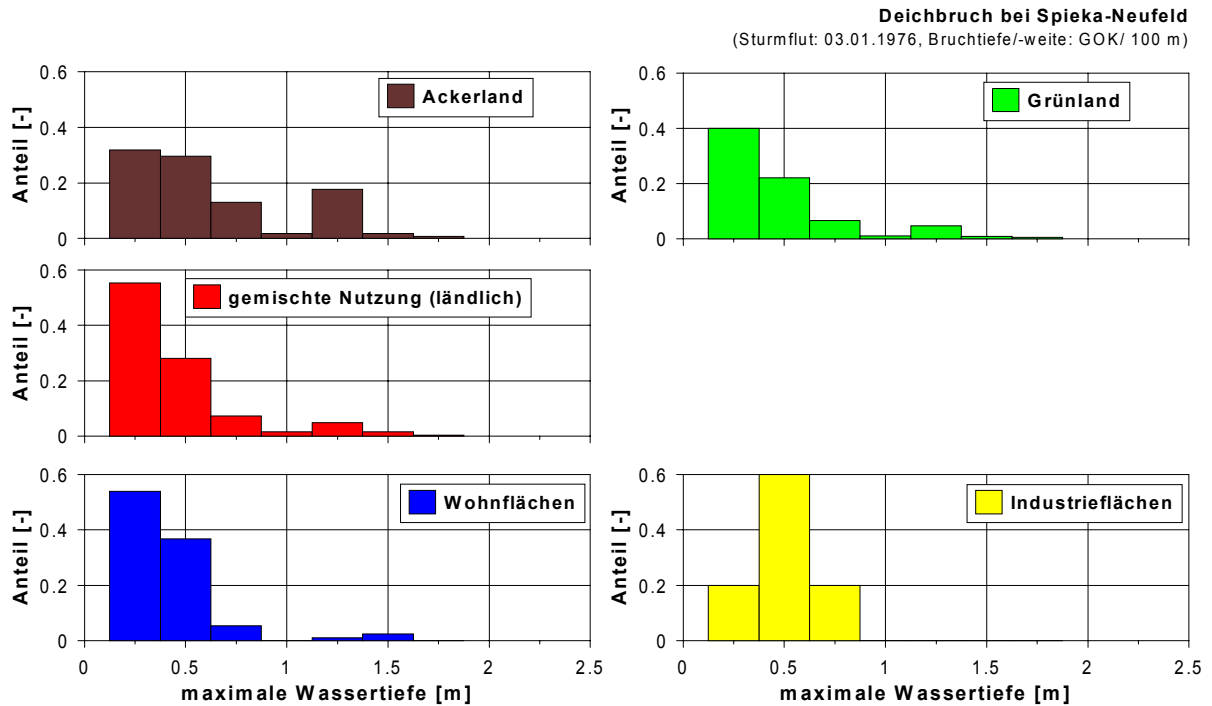


Abbildung Q-9: Klassifizierung der bedeutendsten Hinterlandnutzungen nach der maximalen Wassertiefe im Falle eines Deichbruchs bei Spieka-Neufeld im gefährdeten Überflutungsgebiet (Sturmflut: 03.01.1976; HThw: 5,05 m, Deich ohne Vorland und ohne Sommerdeich, Tiefe/Breite der Bruchlücke: GOK/ 100 m)

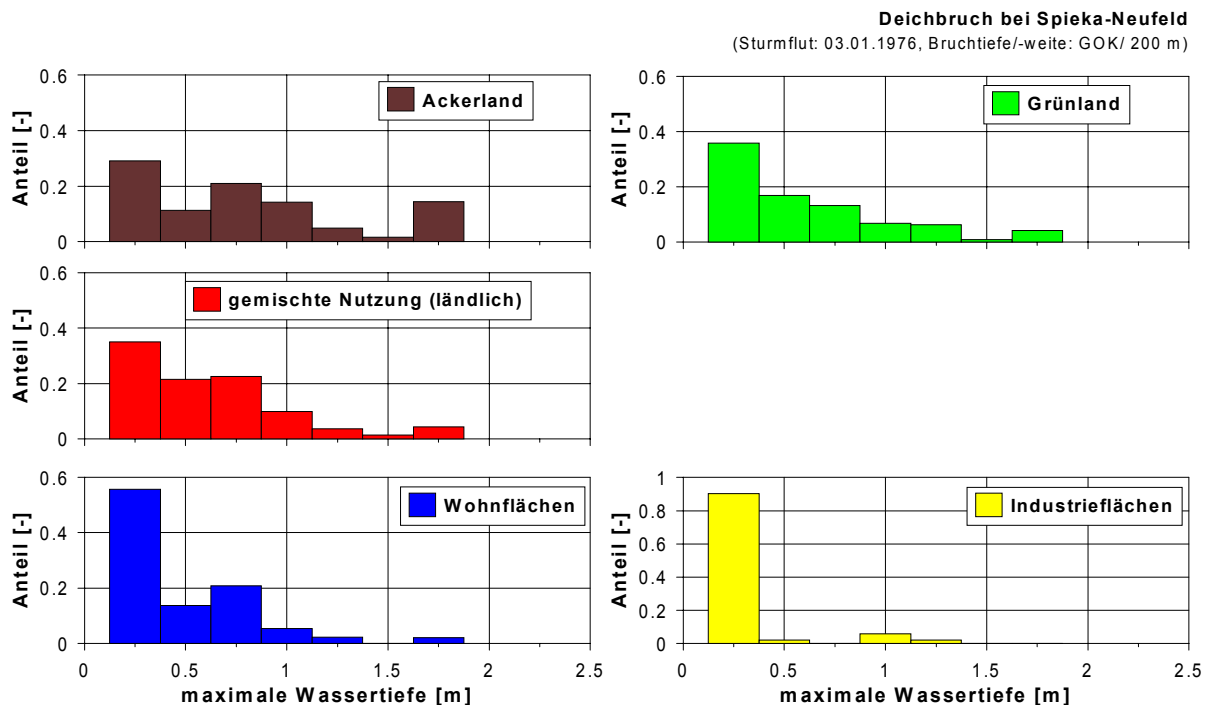


Abbildung Q-10: Klassifizierung der bedeutendsten Hinterlandnutzungen nach der maximalen Wassertiefe im Falle eines Deichbruchs bei Spieka-Neufeld im gefährdeten Überflutungsgebiet (Sturmflut: 03.01.1976; HThw: 5,05 m, Deich ohne Vorland und ohne Sommerdeich, Tiefe/Breite der Bruchlücke: GOK/ 200 m)

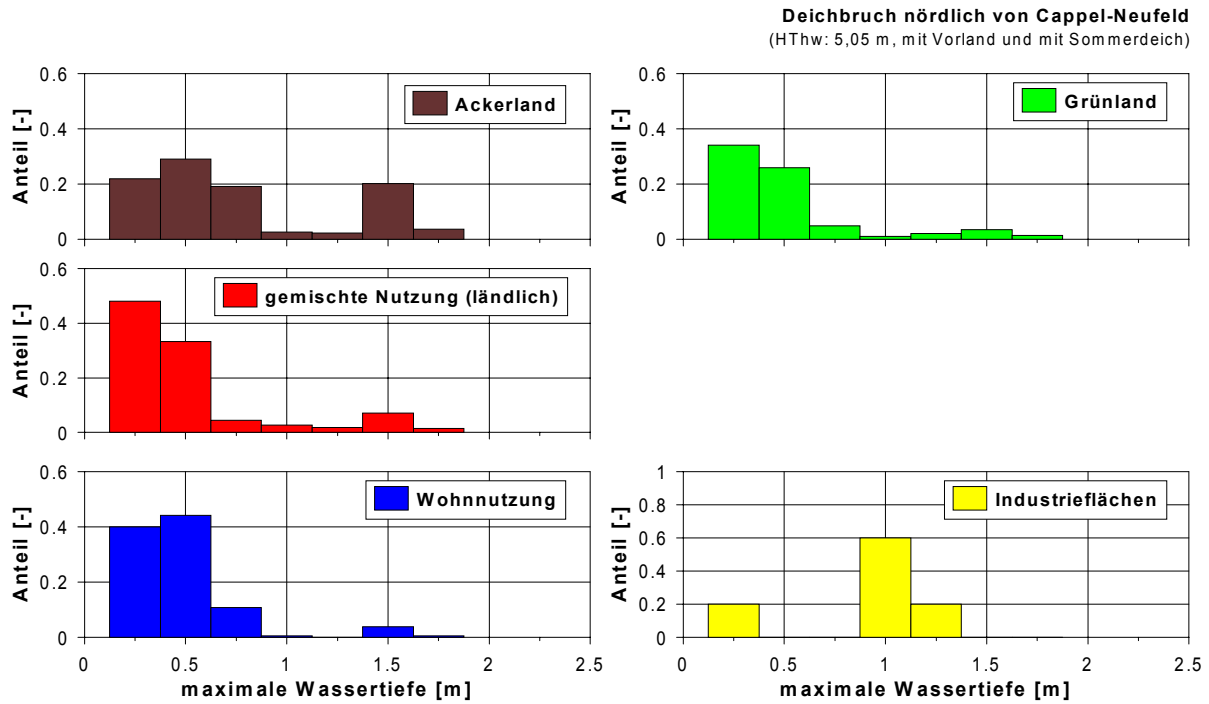


Abbildung Q-11: Klassifizierung der bedeutendsten Hinterlandnutzungen nach der maximalen Wassertiefe im Falle eines Deichbruchs nördlich von Cappel-Neufeld im gefährdeten Überflutungsgebiet (Sturmflut: 03.01.1976; HThw: 5,05 m, Deich mit Vorland und mit Sommerdeich, Tiefe/Breite der Bruchlücke: GOK/ 150 m)

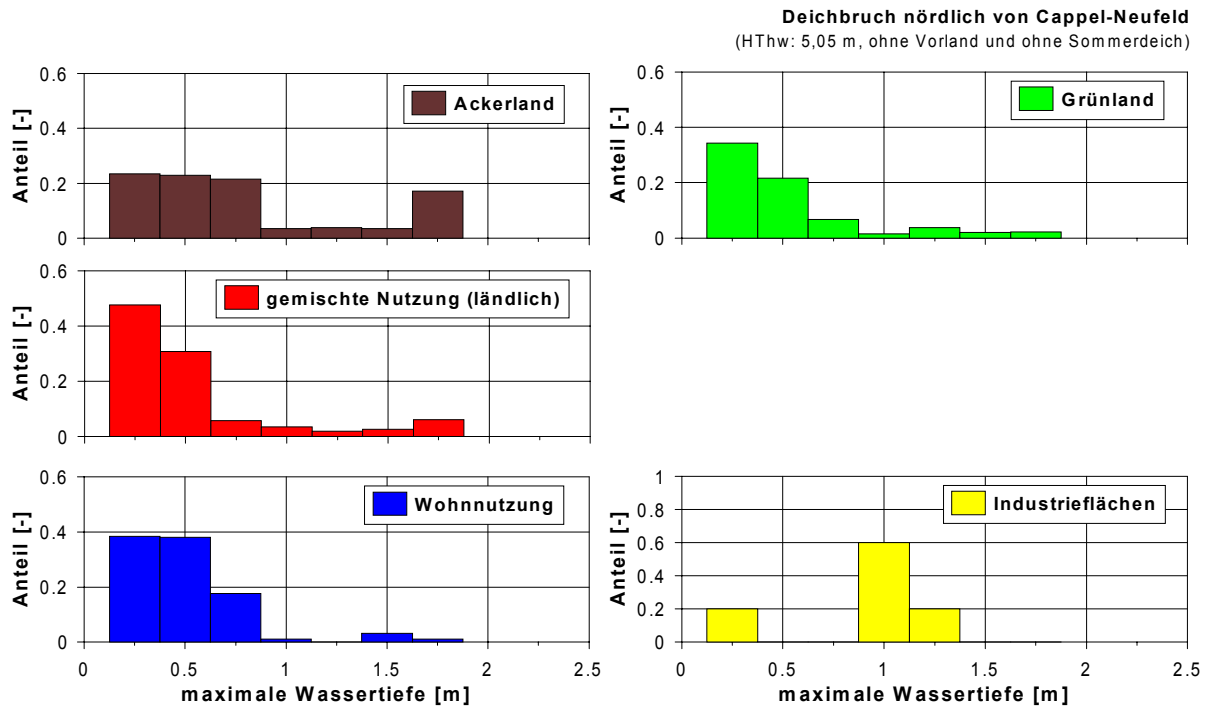


Abbildung Q-12: Klassifizierung der bedeutendsten Hinterlandnutzungen nach der maximalen Wassertiefe im Falle eines Deichbruchs nördlich von Cappel-Neufeld im gefährdeten Überflutungsgebiet (Sturmflut: 03.01.1976; HThw: 5,05 m, Deich ohne Vorland und ohne Sommerdeich, Tiefe/Breite der Bruchlücke: GOK/ 150 m)

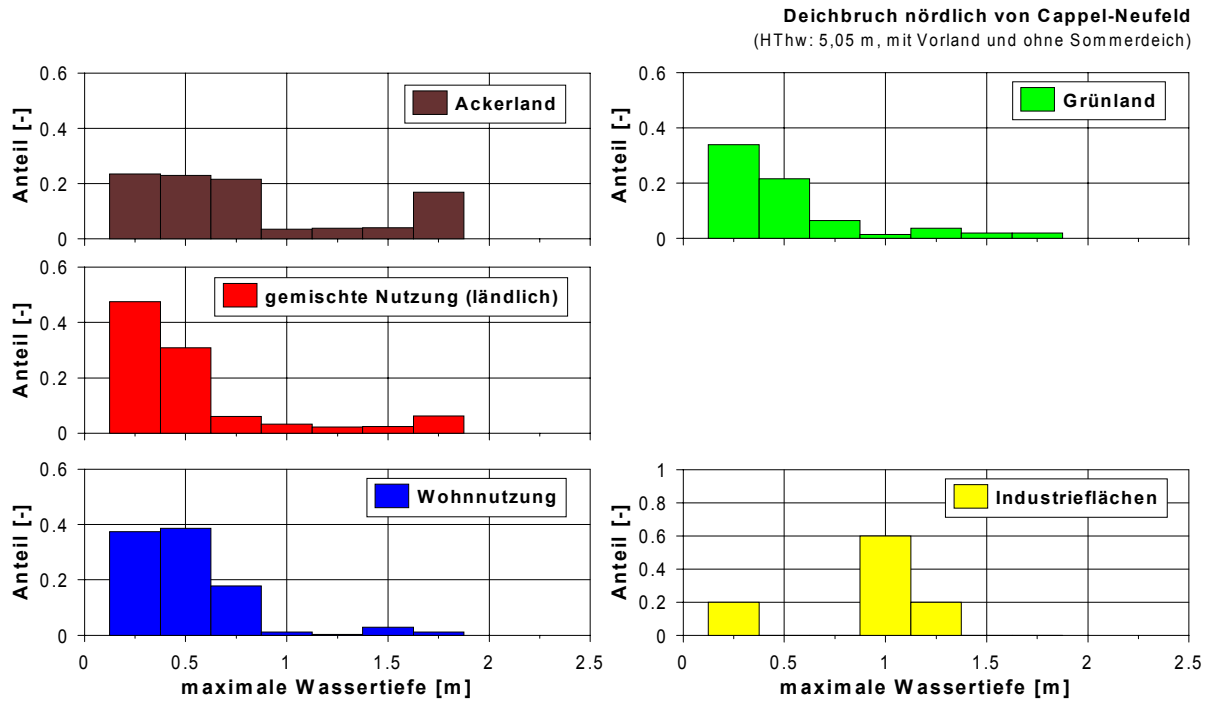


Abbildung Q-13: Klassifizierung der bedeutendsten Hinterlandnutzungen nach der maximalen Wassertiefe im Falle eines Deichbruchs nördlich von Cappel-Neufeld im gefährdeten Überflutungsgebiet (Sturmflut: 03.01.1976; HThw: 5,05 m, Deich mit Vorland und ohne Sommerdeich, Tiefe/Breite der Bruchlücke: GOK/ 150 m)

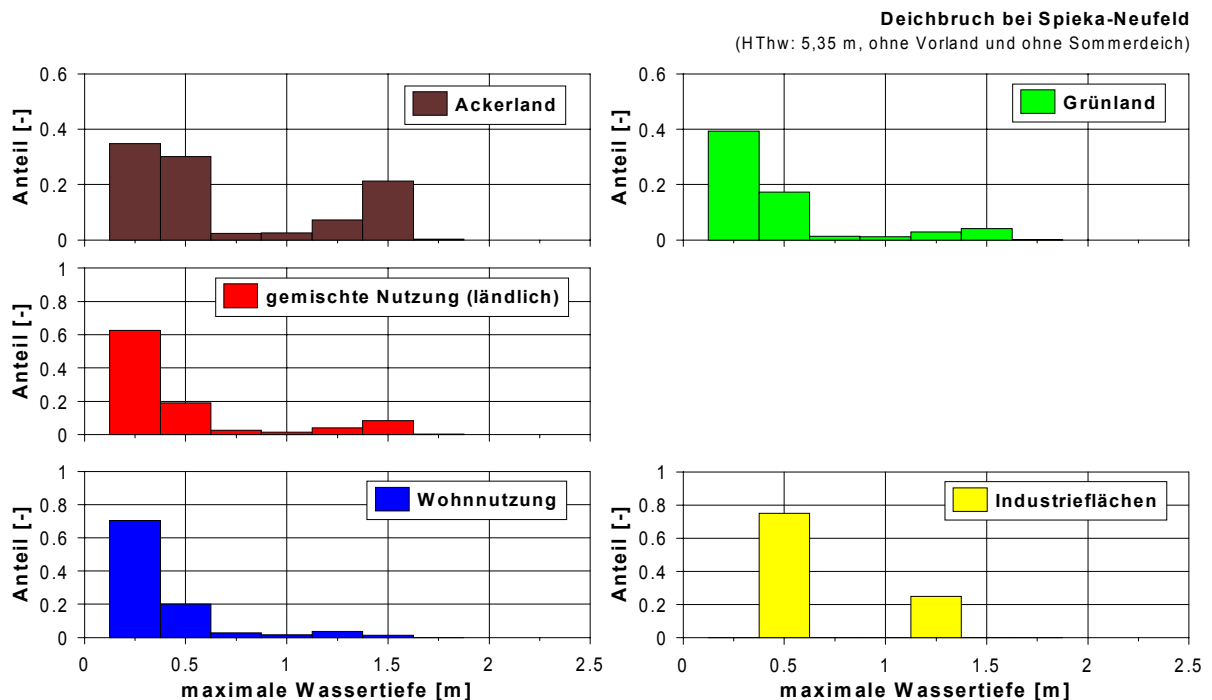


Abbildung Q-14: Klassifizierung der bedeutendsten Hinterlandnutzungen nach der maximalen Wassertiefe im Falle eines Deichbruchs bei Spieka-Neufeld im gefährdeten Überflutungsgebiet (Sturmflut: 03.01.1976; HThw: 5,35 m, Deich ohne Vorland und ohne Sommerdeich, Tiefe/Breite der Bruchlücke: GOK/ 150 m)

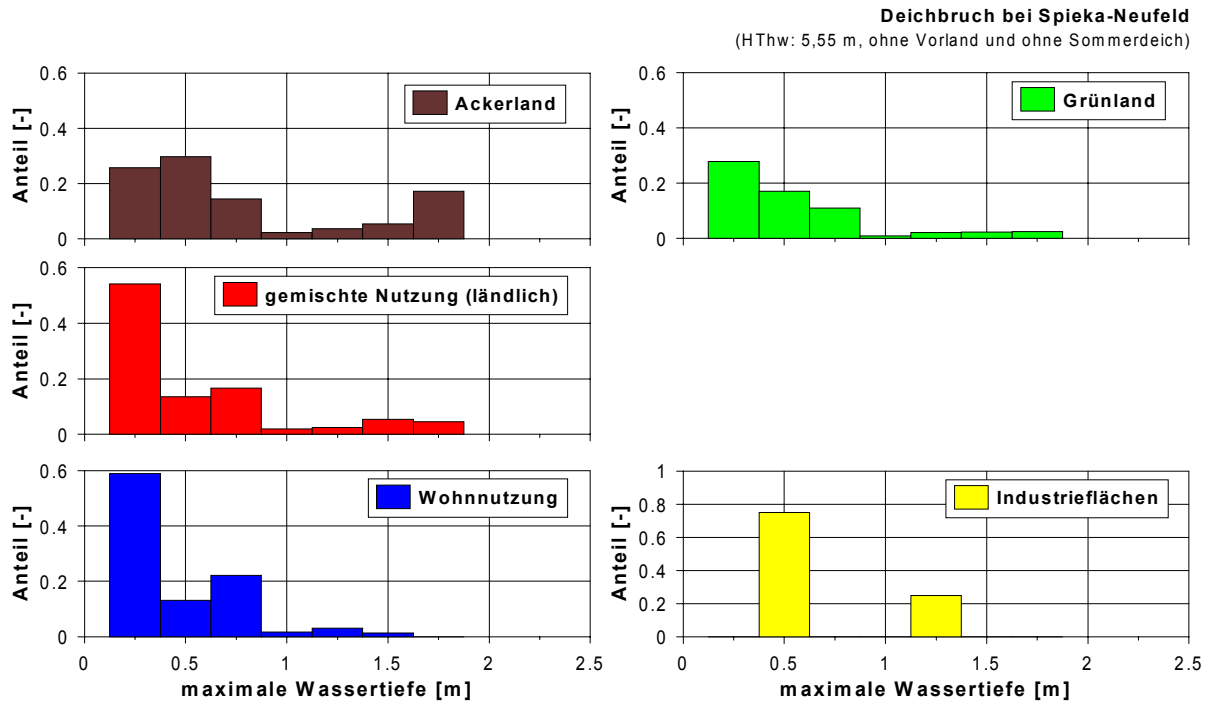


Abbildung Q-15: Klassifizierung der bedeutendsten Hinterlandnutzungen nach der maximalen Wassertiefe im Falle eines Deichbruchs bei Spieka-Neufeld im gefährdeten Überflutungsgebiet (Sturmflut: 03.01.1976; HThw: 5,55 m, Deich ohne Vorland und ohne Sommerdeich, Tiefe/Breite der Bruchlücke: GOK/ 150 m)

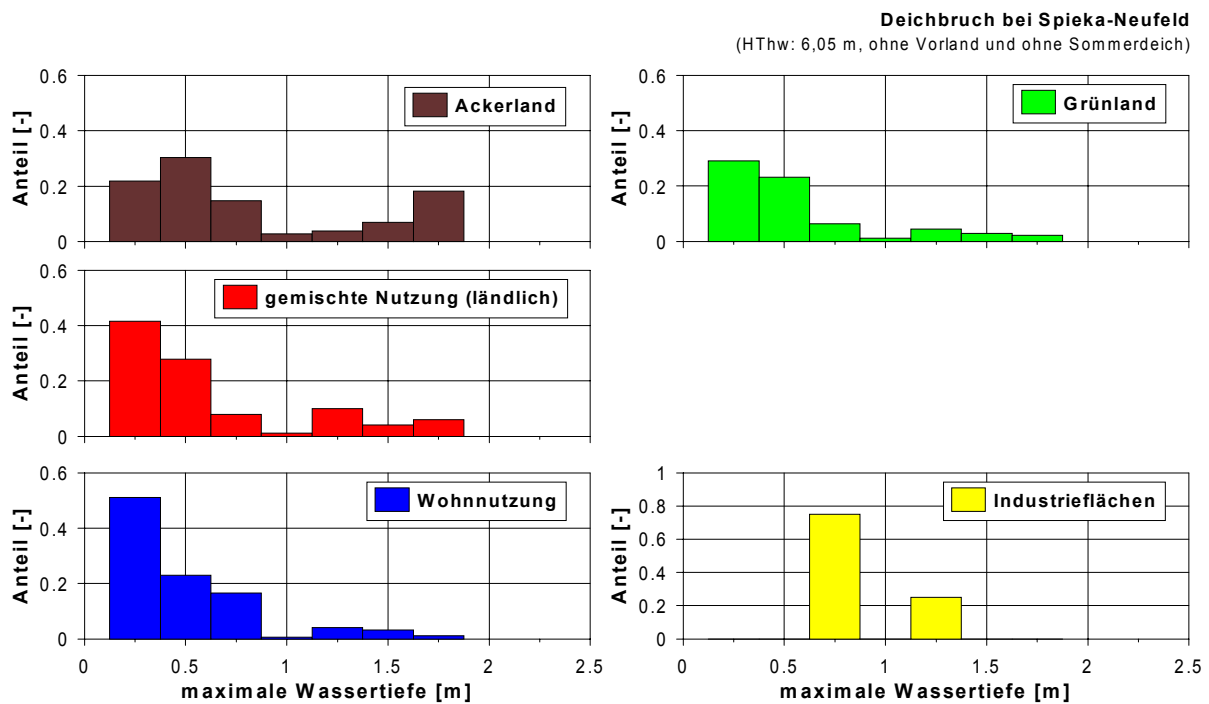


Abbildung Q-16: Klassifizierung der bedeutendsten Hinterlandnutzungen nach der maximalen Wassertiefe im Falle eines Deichbruchs bei Spieka-Neufeld im gefährdeten Überflutungsgebiet (Sturmflut: 03.01.1976; HThw: 6,05 m, Deich ohne Vorland und ohne Sommerdeich, Tiefe/Breite der Bruchlücke: GOK/ 150 m)

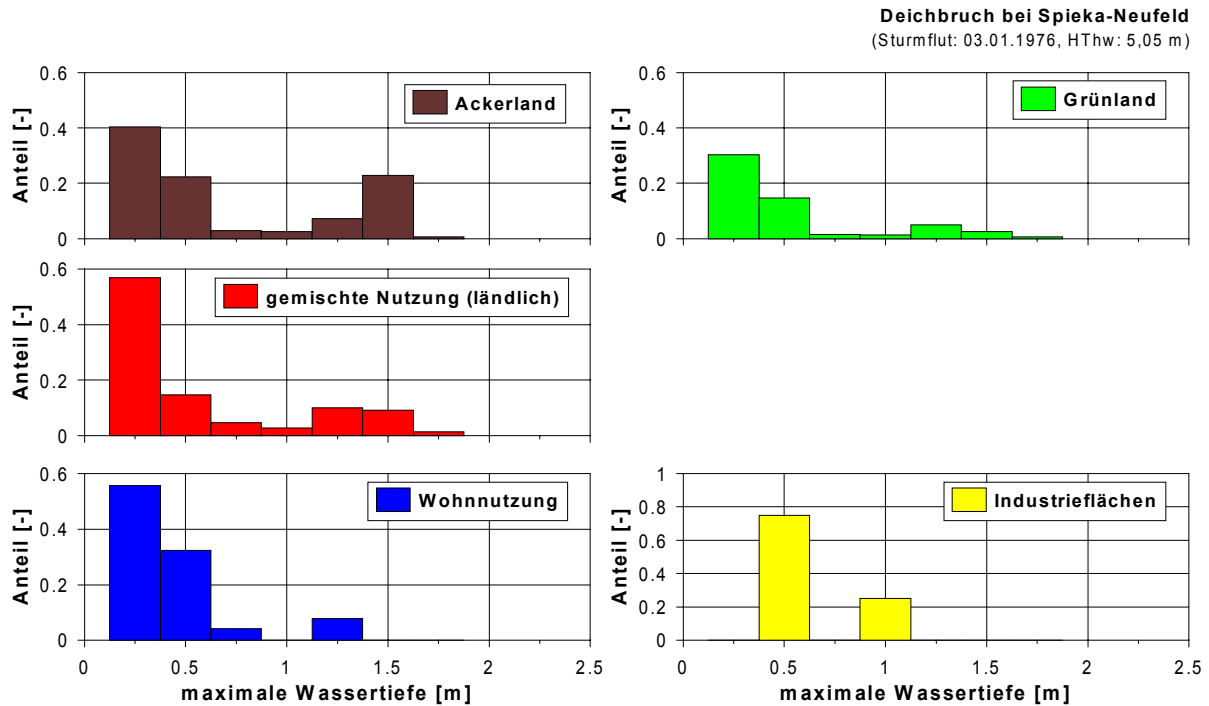


Abbildung Q-17: Klassifizierung der bedeutendsten Hinterlandnutzungen nach der maximalen Wassertiefe im Falle eines Deichbruchs bei Spieka-Neufeld im gefährdeten Überflutungsgebiet (Sturmflut: 03.01.1976; HThw: 5,05 m, Deich ohne Vorland und ohne Sommerdeich, Tiefe/Breite der Bruchlücke: GOK/ 150 m)

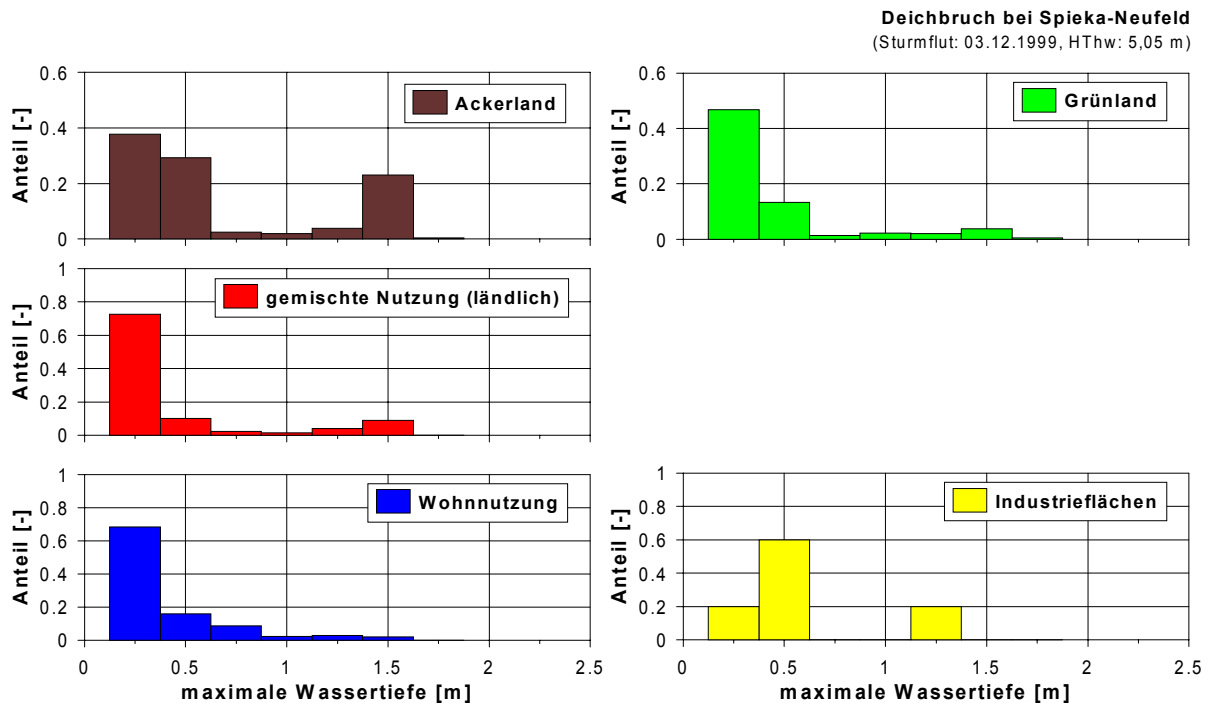


Abbildung Q-18: Klassifizierung der bedeutendsten Hinterlandnutzungen nach der maximalen Wassertiefe im Falle eines Deichbruchs bei Spieka-Neufeld im gefährdeten Überflutungsgebiet (Sturmflut: 03.12.1999; HThw: 5,05 m, Deich ohne Vorland und ohne Sommerdeich, Tiefe/Breite der Bruchlücke: GOK/ 150 m)

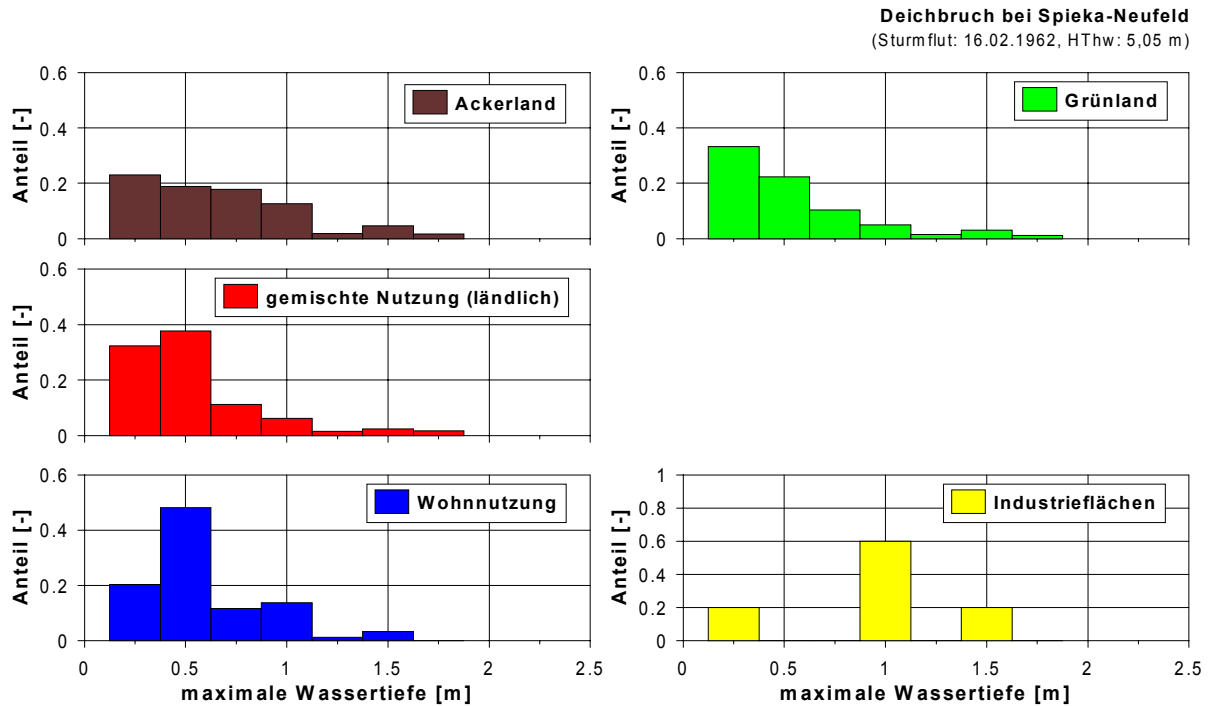


Abbildung Q-19: Klassifizierung der bedeutendsten Hinterlandnutzungen nach der maximalen Wassertiefe im Falle eines Deichbruchs bei Spieka-Neufeld im gefährdeten Überflutungsgebiet (Sturmflut: 16.02.1962; HThw: 5,05 m, Deich ohne Vorland und ohne Sommerdeich, Tiefe/Breite der Bruchlücke: GOK/ 150 m)

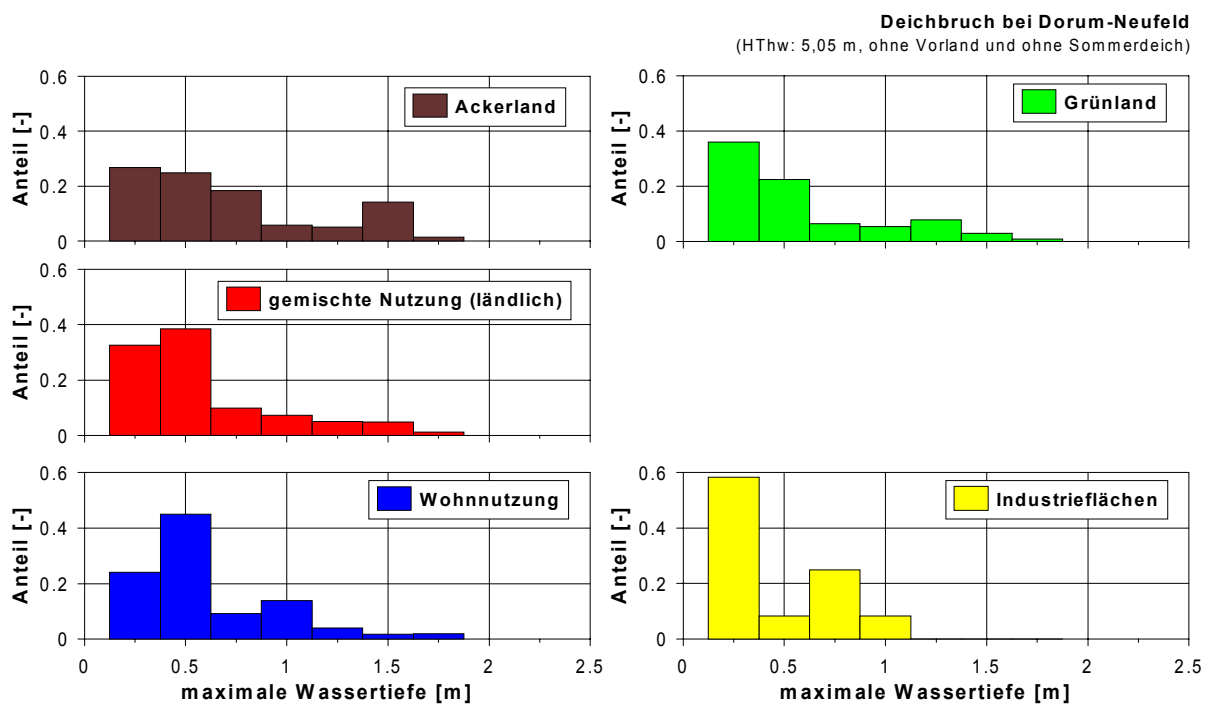


Abbildung Q-20: Klassifizierung der bedeutendsten Hinterlandnutzungen nach der maximalen Wassertiefe im Falle eines Deichbruchs bei Dorum-Neufeld im gefährdeten Überflutungsgebiet (Sturmflut: 03.01.1976; HThw: 5,05 m, Deich ohne Vorland und ohne Sommerdeich, Tiefe/Breite der Bruchlücke: GOK/ 150 m)

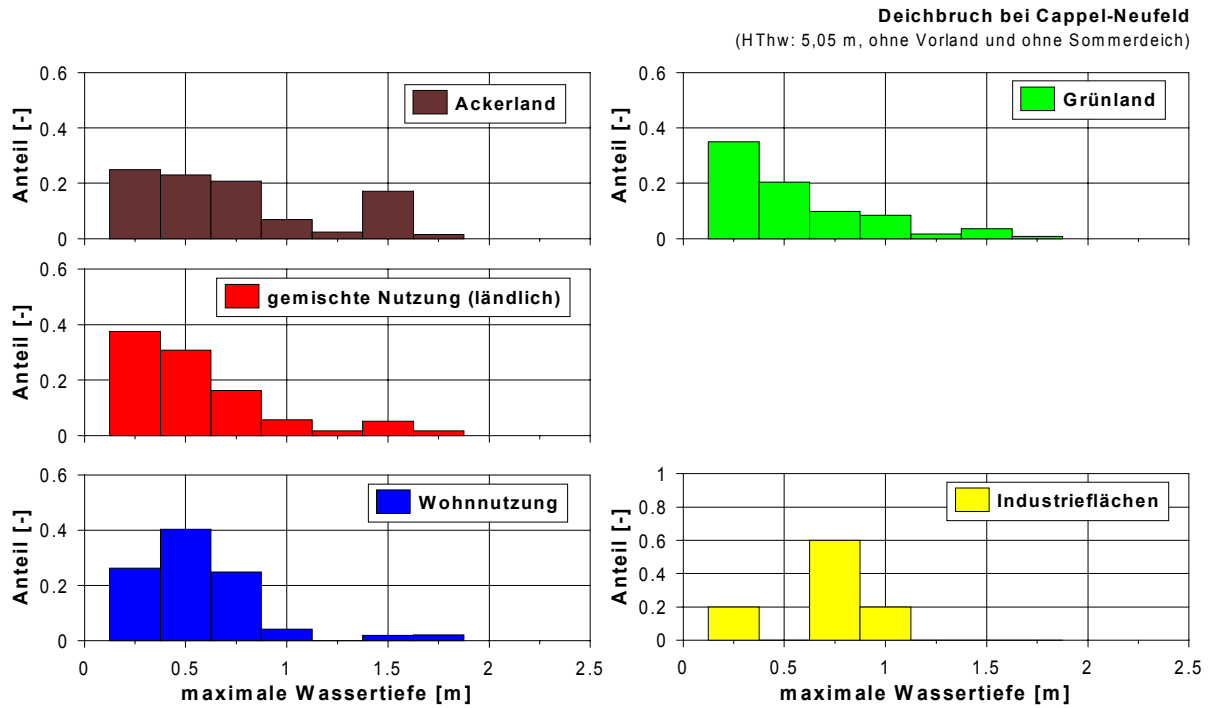


Abbildung Q-21: Klassifizierung der bedeutendsten Hinterlandnutzungen nach der maximalen Wassertiefe im Falle eines Deichbruchs bei Cappel-Neufeld im gefährdeten Überflutungsgebiet (Sturmflut: 03.01.1976; HThw: 5,05 m, Deich ohne Vorland und ohne Sommerdeich, Tiefe/Breite der Bruchlücke: GOK/ 150 m)

R. Risikoinformationssystem Küste

Zur Verdeutlichung der in Kapitel 3.2 aufgeführten Arbeitsschritte eines Risikomanagements für die Küstenregion sind diese im Rahmen der BMBF-Forschungsprojekte „Risiko einer Küstenregion“ (1998-2000) und „Klimawandel und präventives Risiko- und Küstenschutzmanagement an der deutschen Nordseeküste“ (2001-2004) in dem geographischen Informationssystem RISK (Risikoinformationssystem Küste) umgesetzt worden. Als Grundlage dieser sogenannten Fachschale zur Unterstützung des Risikomanagements dient das Programmsystem ARCVIEW GIS 3.1 des *ENVIRONMENTAL RESEARCH INSTITUTE* (ESRI), dessen Standardfunktionalität mit Hilfe der Skriptsprache AVENUE erweitert worden ist. Entsprechend den Bestandteilen der Risikoanalyse sind im RISK Module zur Information über die Küstenschutzbauwerke, über die Belastungen aus Wasserstand und Seegang sowie über die Hinterlandnutzung und deren Schädigung bei Versagen des Küstenschutzsystems enthalten. Beim Start des RISK besteht für den Nutzer die Möglichkeit direkt zu einem der Einzelmodule zu wechseln (Abbildung R-1).

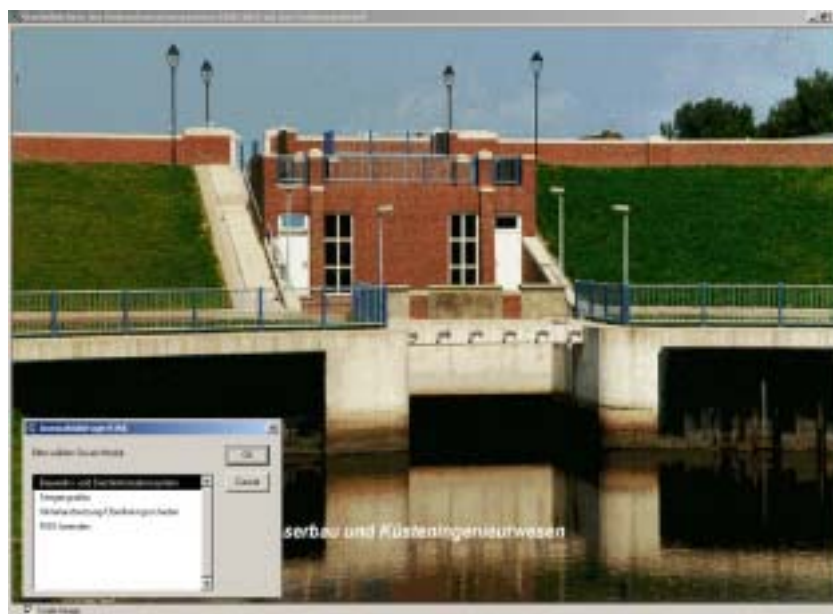


Abbildung R-1: RISK – Startbildschirm

Das im RISK implementierte Modul zur Information über die hydrodynamischen Belastungen beinhaltet einerseits einen interaktiven Seegangsatlas, welcher in seiner Funktionalität dem im Anhang J dargestellten internetfähigen Seegangsatlas entspricht, und andererseits eine Sammlung von Strömungssimulationen während ausgewählter Tiden, z.B. während einer mittleren Tide oder während der Sturmflut am 03.01.1976. Die Menüführung des Seegangsatlases im RISK ist in Abbildung R-2 verdeutlicht. Den vom Nutzer vorzugebenden Randbedingungen von Wasserstand und Wind wird unter der Annahme stationärer Bedingungen jeweils die zugehörige Seegangssituation zugeordnet. Die Tideinformation steht über die in Abbildung R-3 dargestellte Menüstruktur zur Verfügung. Neben der gewünschten Tide sind die Windverhältnisse sowie die Tidezeit vom Nutzer vorzugeben.

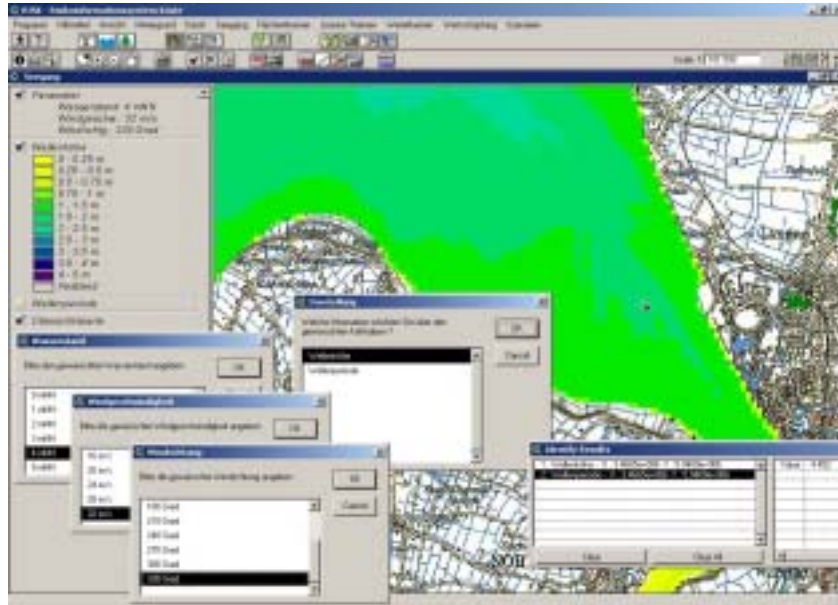


Abbildung R-2: RISK – Seegangsinformationssystem

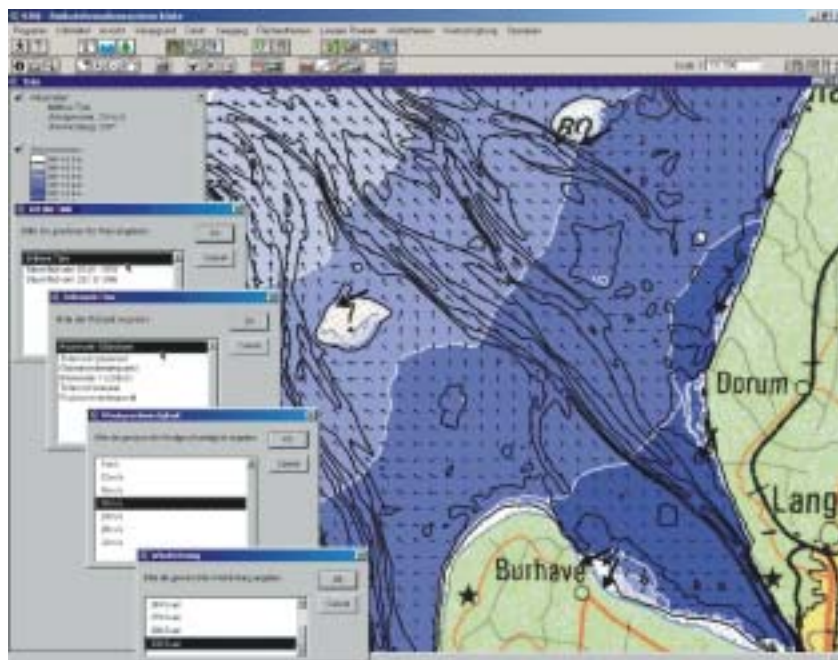


Abbildung R-3: RISK – Informationssystem zu Tidewasserständen und -strömungen

Die Statistik des Tidehochwasserstands bzw. des Tideniedrigwasserstands ist als Teil des im RISK implementierten Katasters der Küstenschutzbauwerke abrufbar. Die Funktionalität dieses Moduls ist vergleichbar mit der des in Anhang L beschriebenen internetfähigen Atlases der Küstenschutzbauwerke. Für die punktuellen Küstenschutzbauwerke gibt die Abbildung R-4 einen Überblick über die verfügbare Information, wie z.B. technische Zeichnungen, Photos, Luftbilder, Datenblätter. Für die Deiche als lineare Küstenschutzbauwerke ist dieser Überblick in Abbildung R-5 gegeben. Für diese geben die Datenblätter nicht nur die technischen Daten, sondern auch die für die heutige Belastungssituation sowie für Szenarien infolge des Klimawandels geänderter Belastungen ermittelten Wahrscheinlichkeiten eines Wellenüberlaufs wieder.

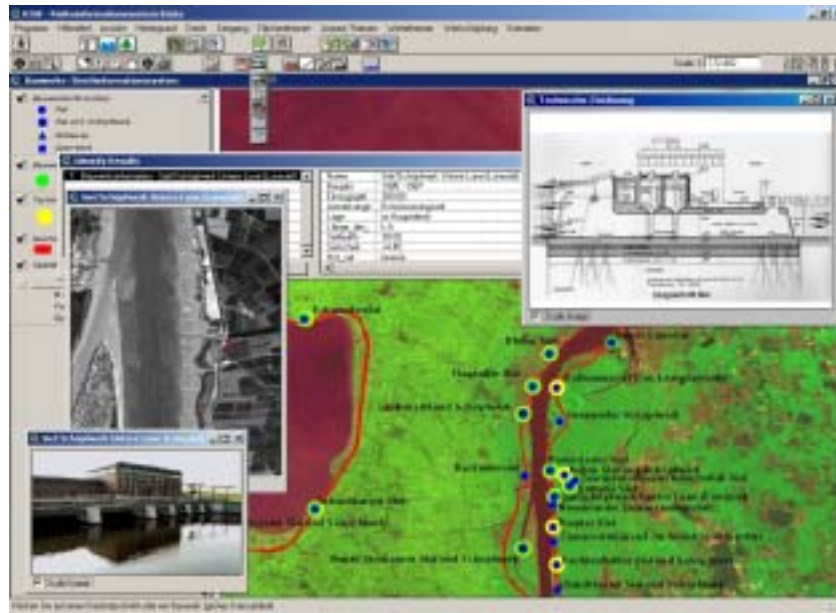


Abbildung R-4: RISK – Kataster der punktuellen Küstenschutzbauwerke



Abbildung R-5: RISK – Kataster der Hauptdeiche

Die mit einem Deichversagen verbundenen Überflutungsfolgen sind als Teil des dritten Moduls im RISK abrufbar. Im einzelnen sind in das RISK die Hinterlandnutzungen gemäß ATKIS-DLM (Abbildung R-6), die Verortung der auf Gemeindeebene erhobenen Vermögenswerte (Abbildung R-7) sowie die Ausweisungen von Überflutungsflächen nach statischem (Abbildung R-8) und dynamischem Verfahren (Abbildung R-9) nebst zugehöriger Schadensberechnung (Abbildung R-10) integriert. Die Verortung der Vermögenswerte erfolgt gemäß der in Kapitel 3.6.3 dargestellten Methodik. Im RISK kann der Wertbestand sowohl gesamt als auch nach Nutzung bzw. Vermögensart kategorisiert dargestellt werden.



Abbildung R-6: RISK – Kataster der Hinterlandnutzung



Abbildung R-7: RISK – Wertkataster

Die Ausweisung der Überflutungsflächen erfolgt entsprechend den in Kapitel 3.6.2 dargestellten Methoden, welche exemplarisch in Kapitel 5.1 und Kapitel 5.2 näher diskutiert worden sind. Bei statischer Ausweisung des Überflutungsgebiets kann der anzusetzende Sturmflutwasserstand vom Nutzer vorgegeben werden. Neben einer Kartendarstellung des unter Sturmflutwasserstand liegenden Hinterlands wird außerdem die Gesamtfläche der Überflutung sowie eine Klassifikation dieser Fläche nach Überflutungswassertiefe gegeben (Abbildung R-8). Zur dynamischen Ausweisung von Überflutungsflächen steht dem Nutzer eine Auswahl von Simulationen der Überflutung für unterschiedliche Orte des Deichbruchs und Sturmflutszenarien zur Verfügung. Die Simulationsergebnisse können sowohl als Animation als auch als Darstellung der maximalen Überflutungswassertiefe im RISK visualisiert werden (Abbildung R-9).

Die Ergebnisse beider Arten der Überflutungsflächenausweisung können im RISK interaktiv mit dem Nutzungs- bzw. Wertekataster verschritten werden. Dadurch ist es möglich, die von Überflutung betroffenen Nutzungen und Vermögenswerte im Hinterland zu ermitteln. Die Schadensberechnung erfolgt durch Berücksichtigung der die Schädigung bestimmenden Überflutungswassertiefe. Dazu stehen im RISK verschiedene Sätze von Schadensfunktionen zur Auswahl. Die Ergebnisdarstellung erfolgt als Karte des flächenbezogenen Schadens sowie als flächenintegrierter Zahlenwert (Abbildung R-10).

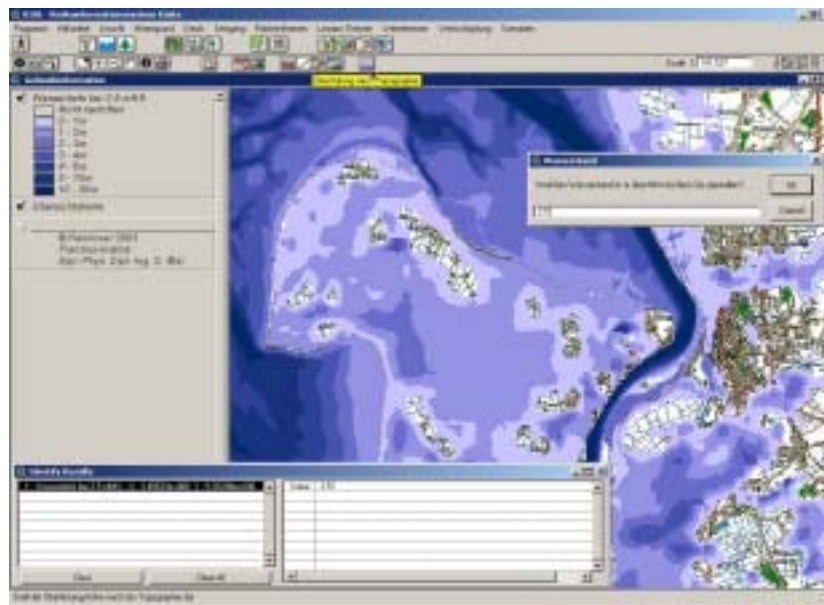


Abbildung R-8: RISK – Statische Ausweisung der Überflutungsflächen im Hinterland

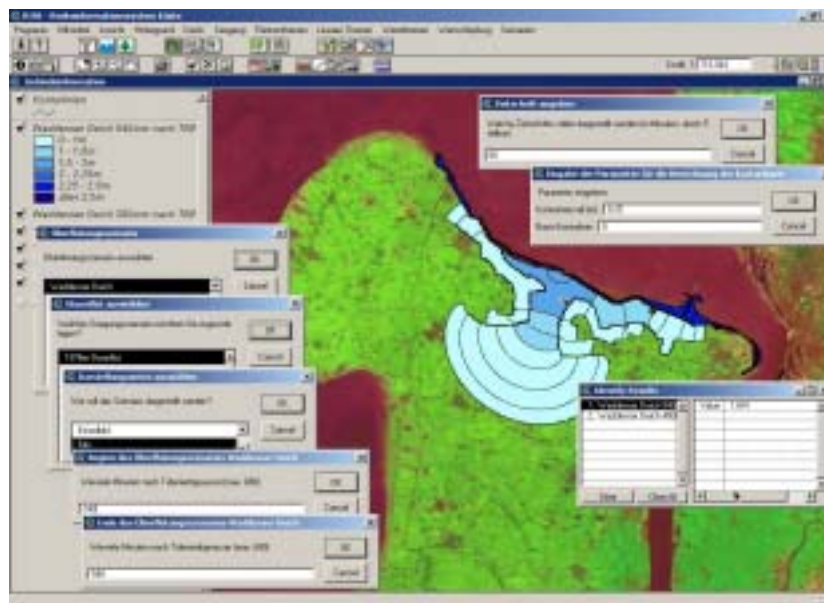


Abbildung R-9: RISK – Dynamische Ausweisung der Überflutungsflächen im Hinterland



Abbildung R-10: RISK – Schadensberechnung für verschiedene Sätze von Schadensfunktionen

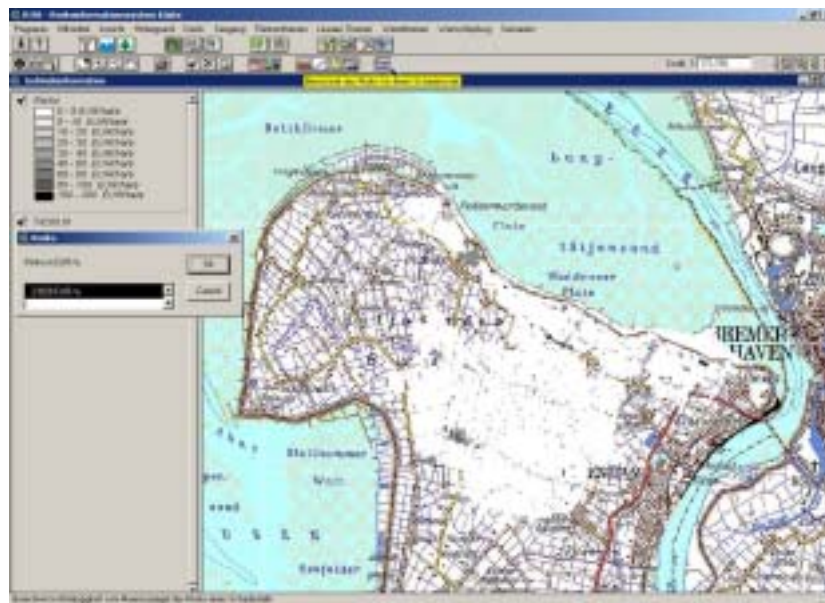


Abbildung R-11: RISK – vereinfachte Risikoberechnung

Schließlich ist eine Risikoberechnung nach dem in Kapitel 3.7 dargestellten vereinfachten Verfahren durch Kombination der gemäß Abbildung R-10 im RISK implementierten Berechnung des flächenhaften Schadens mit der gemäß Abbildung R-5 implementierten Berechnung der Versagenswahrscheinlichkeit der Hauptdeiche verfügbar. Wie bei der Schadensdarstellung liefert RISK das flächenbezogene sowie das flächenintegrierte Risiko als Ergebnis (Abbildung R-11).

Lebenslauf

Persönliche Daten

Stephan Mai

geboren am 10.11.1968
in Bremerhaven



Studium und Schulausbildung, Wehrdienst

- 10 / 1996 – 11 / 2000 Studium des Bauingenieurwesen an der Universität Hannover
Diplom: sehr gut, Vordiplom: mit Auszeichnung
Vertiefung:
Massivbau, Stahlbau, Holzbau, Bauphysik, Baumechanik, Grundbau,
Verkehrswasserbau und Küsteningenieurwesen
- 10 / 1989 – 03 / 1995 Studium der Physik an der Universität Bremen
Diplom: mit Auszeichnung, Vordiplom: sehr gut
Vertiefung:
Physik von Ozean und Atmosphäre, Theoretische Physik
Zusatzfächer: (10 / 1994 – 07 / 1995)
Grundlagen der Betriebswirtschaft und des Rechts, Mikro- und
Makroökonomie, Volkswirtschaft
- 07 / 1988 – 09 / 1989 Wehrdienst im Fernmeldebataillon 3 in Buxtehude
- 08 / 1985 – 05 / 1988 Gymnasium Wesermünde, Bremerhaven
Abitur: sehr gut
- 08 / 1975 – 07 / 1985 Heinrich-Luden-Schule und Gymnasium Loxstedt

Beruflicher Werdegang

- seit 08 / 1995 Franzius-Institut, Universität Hannover
wissenschaftlicher Mitarbeiter
- 04 / 1994 – 07 / 1995 Grundbaulabor Bremen
Automatisierung von Berechnungsverfahren im Grundbau
- 02 / 1990 – 07 / 1995 Alfred-Wegener-Institut, Bremerhaven
Vorbereitung, Durchführung und Nachbereitung von
Experimenten zur Grenzschichtmeteorologie
- 10 / 1991 – 02 / 1995 Universität Bremen
Leitung von Tutorien zur Experimentalphysik
- 02 / 1993 – 04 / 1993 Expedition in die Arktis mit dem Forschungsschiff Polarstern des
Alfred-Wegener-Instituts AWI
- 05 / 1992 – 08 / 1992 Expedition in die Antarktis mit dem Forschungsschiff Polarstern des
Alfred-Wegener-Instituts AWI

Auszeichnungen

- 09 / 2001 Erich-Lackner-Preis der Hafenbautechnischen Gesellschaft für den
Beitrag zum „RISK – Risikoinformationssystem Küste“
- 01 / 2001 Preis der Karl Munte Bauunternehmung für besondere Studien-
leistungen im Studiengang Bauingenieurwesen
- 11 / 2000 Preis der Stiftung Umwelt und Schadenvorsorge für den Beitrag zur
„Risikoanalyse im Küstenraum“
- 05 / 1988 Auszeichnung am Gymnasium Wesermünde für herausragende
Leistungen im Unterricht