

HoRisk-A

Hochwasserrisikomanagement für den
Küstenraum

Schlussbericht

Univ.-Prof. Dr.-Ing. Holger Schüttrumpf

Dipl.-Wirtsch.-Ing. Christian Grimm

Dr.-Ing. Daniel Bachmann

Dipl.-Ing. agr. Jörg Fortmann

Dr.-Ing. Gesa Kutschera

Zuwendungsempfänger:		Förderkennzeichen:
	Lehrstuhl und Institut für Wasserbau und Wasserwirtschaft (IWW) Rheinisch-Westfälische Technische Hochschule (RWTH) Aachen Univ.-Prof. Dr.-Ing. Holger Schüttrumpf	BMBF Fördernummer: 03KIS078 KFKI Fördernummer: KFKI 104
		Gefördert durch das Bundesministerium für Bildung und Forschung Kuratorium für Forschung im Küsteningenieurwesen
Verbundprojekt: Hochwasserrisikomanagement für den Küstenraum – HoRisK Vorhabenbezeichnung: HoRisK-A Vorhaben: Versagen von Küstenschutzanlagen und Schäden		
Laufzeit des Vorhabens: 11/2009 bis 12/2013		

Anschrift des Zuwendungsempfängers:

Institut für Wasserbau und Wasserwirtschaft (IWW), RWTH Aachen

Univ.-Prof. Dr.-Ing. Holger Schüttrumpf

Mies-van-der-Rohe-Straße 1, 52056 Aachen

I n h a l t

1. Einleitung	1
1.1 Veranlassung	1
1.2 Zielsetzung	1
2. Begrifflichkeiten	3
2.1 Einführung	3
2.2 Allgemeine Definition des Risikobegriffs und damit verbundener Begriffe	3
2.3 Der Risikobegriff in den Richtlinien und Gesetzen des Hochwasserschutzes.....	4
2.4 Schrifttum	5
3. Versagen und Zuverlässigkeitsanalyse	6
3.1 Einführung	6
3.2 Einteilung der Bauwerke und Versagensmechanismen	6
3.2.1 Deich	7
3.2.1.1 Einleitung	7
3.2.1.2 Sturmflut 1953	8
3.2.1.3 Sturmflut 1962	8
3.2.1.4 Sturmflut 1976	9
3.2.1.5 Sturmflut 1999	9
3.2.1.6 Hurrikan Katrina 2005.....	9
3.2.2 Deichscharts und –stöpen.....	12
3.2.2.1 Systemspezifische Versagensanfälligkeit	12
3.2.2.2 Versagen durch nicht rechtzeitige Herstellung der Einsatzbereitschaft.....	13
3.2.2.3 Versagen durch Stabilitätsverlust oder Materialversagen	14
3.2.2.4 Versagen durch Versagen des Untergrundes	15
3.2.3 Mauern.....	15
3.2.3.1 Versagensfälle und genormte Nachweise	15
3.2.3.2 Hochwasserzustände.....	20
3.2.4 Seeschleusen.....	21
3.2.4.1 Einführung	21
3.2.4.2 Probabilistische Bemessung in den Niederlanden.....	22
3.3 Zuverlässigkeitsanalyse	26
3.3.1 Bestimmung der Versagenswahrscheinlichkeit.....	26
3.3.2 Die Einwirkungsversagensfunktion.....	27
3.3.3 Berechnungsverfahren.....	28
3.4 Schrifttum	29
4. Überflutung und hydrodynamische Analyse	32
4.1 Einführung	32
4.2 Grundlagen der hydrodynamischen Analyse.....	32
4.3 Schrifttum	34
5. Schadenspotentiale und Schäden im Bereich Landwirtschaft	35
5.1 Historischer Rückblick auf Schäden in der Landwirtschaft durch Überschwemmungsereignisse im letzten Jahrhundert	35
5.2 Art der Schäden bei Pflanzen und Böden durch den Überstau mit Salzwasser.....	35
5.2.1 Schädigung der Pflanzen	35
5.2.1.1 Schadsymptome bei Pflanzen durch Versalzung.....	36
5.2.1.2 Ursachen von Salzschiiden bei Pflanzen.....	36
5.2.1.3 Merkmale der Salztoleranz bei Pflanzen	37
5.2.2 Schädigung der Böden durch Salzwasser.....	37
5.3 Kriterien für das Ausmaß der Schädigung landwirtschaftlicher Kulturen durch den Überstau mit Salzwasser	37
5.3.1 Salzgehalte, Salzfrachten, Salzeindringtiefen, Überstaudauer	37
5.3.1.1 Salzgehalte im Meerwasser und Zusammensetzung des Salzes	38
5.3.1.2 Salzgehalte im Überflutungswasser.....	40
5.3.1.3 Salzgehalte im Bodenwasser	40
5.3.1.4 Salzfrachten	42
5.3.1.5 Salzeindringtiefen	42
5.3.1.6 Überstaudauer.....	43
5.3.2 Elektrische Leitfähigkeit im Wasser und in der Bodenlösung.....	43
5.3.3 Natrium-Adsorptionswert (SAR).....	44
5.3.4 Magnesiumzustand.....	46
5.3.5 Kulturartenspezifische Salztoleranz von Feldfrüchten.....	47
5.3.6 Austauschhäufigkeit des Bodenprofils	49

5.3.7 Gesamtdarstellung der Einflussgrößen auf Ertragsverluste durch Salzwasserüberstau.....	50
5.4 Untersuchungen zum Einfluss des Überstaus von Meerwasser auf landwirtschaftlich genutzte Standorte.....	50
5.4.1 Die Überschwemmung des Ülvesbüller Kooges im Februar 1962.....	51
5.4.2 Die Überschwemmung der Kehdinger Marsch im Januar 1976	52
5.4.3 Schlussfolgerungen.....	52
5.5 Vorgehensweise zur Ermittlung potentieller Schäden auf landwirtschaftlichen Flächen.....	53
5.5.1 Material	53
5.5.1.1 Niedersachsen	53
5.5.1.2 Schleswig-Holstein	53
5.5.2 Methode.....	54
5.6 Beschreibung der Gebietskulissen	55
5.6.1 Projektgebiet Norden/Wangerooge.....	55
5.6.1.1 Norden.....	55
5.6.2 Projektgebiet Büsum.....	60
5.6.3 Projektgebiet Pellworm	64
5.6.4 Projektgebiet Oldenburger Graben	66
5.7 Szenario-Annahmen für die Überflutung landwirtschaftlicher Flächen mit Salzwasser.....	70
5.7.1 Szenario 1: Ertraglicher Totalausfall im ersten Jahr.....	73
5.7.2 Szenario 2: Ertraglicher Totalausfall im ersten Jahr sowie Teilausfall im Folgejahr auf den undurchlässigeren Standorten.....	73
5.8 Vorgehensweise bei der monetären Abschätzung der Ertragsausfälle am Beispiel des Projektgebietes Norden.....	73
5.8.1 Projektgebiet Norden: Marschstandorte / Ertragsklasse "hoch"	74
5.8.1.1 Szenario 1	74
5.8.1.2 Szenario 2	74
5.8.2 Projektgebiet Norden: Geeststandorte / Ertragsklasse "niedrig".....	75
5.8.2.1 Szenario 1	75
5.8.2.2 Szenario 2	75
5.9 Gesamtdarstellung der Schadenspotentiale in den Projektgebieten.....	76
5.9.1 Schadenspotentiale im Projektgebiet Norden (ohne Wangerooge).....	76
5.9.2 Schadenspotentiale im Projektgebiet Wangerooge	77
5.9.3 Schadenspotentiale im Projektgebiet Büsum	78
5.9.4 Schadenspotentiale im Projektgebiet Pellworm.....	80
5.9.5 Schadenspotentiale im Projektgebiet Oldenburger Graben.....	81
5.9.6 Gesamtdarstellung der Schadenspotentiale aller Projektgebiete	83
5.10 Fazit	84
5.11 Schrifttum	85
5.12 Internetquellen.....	87
6. Schadenspotentiale und Schäden	88
6.1 Expertenbefragungen zur Auswirkung von Salzwasser auf Risikoelemente	88
6.1.1 Gebäude und Inventar.....	88
6.1.2 Landwirtschaft	89
6.1.3 Wasserversorgung	90
6.2 Empfehlung zur Berücksichtigung küstenspezifischer Nutzungsformen.....	91
6.2.1 Vorhandene küstenspezifische Nutzungsformen.....	91
6.2.2 Integration küstenspezifischer Nutzungsformen in die Schadenspotentialberechnung.....	91
6.3 Recherche, Bewertung und ggf. Weiterentwicklung von Wasserstands-Schadensfunktionen.....	92
6.3.1 Zusammenfassung der Literaturrecherche	92
6.3.2 Bewertung und Empfehlung	92
6.4 Fragebogen	96
6.5 Schrifttum.....	102
7. Schadensanalyse.....	103
7.1 Untersuchungsgebiet Pellworm.....	103
7.2 Hydrodynamische Analyse.....	104
7.2.1 Szenario 1 (Deichbruch Westerkoog)	105
7.2.2 Szenario 2 (Deichbruch Alter Koog)	106
7.2.3 Szenario 3 (Deichbruch Johann-Heimreichs Koog).....	107
7.2.4 Szenario 4 (Dreifacher Deichbruch).....	108
7.3 Analyse der Konsequenzen.....	108
7.3.1 Ökonomische Schäden.....	108
7.3.1.1 Szenario 1	110
7.3.1.2 Szenario 2	111
7.3.1.3 Szenario 3	112
7.3.1.4 Szenario 4	113
7.3.2 Intangible Schäden.....	113
7.3.2.1 Szenario 1	115
7.3.2.2 Szenario 2	116

7.3.2.3 Szenario 3	117
7.3.2.4 Szenario 4	118
7.4 Auswertung und Interpretation der Ergebnisse.....	118
7.5 Schrifttum	119
8. Risikoanalyse.....	120
8.1 Untersuchungsgebiet Markgrafenheide.....	120
8.2 Zuverlässigkeitsanalyse	121
8.2.1 Datengrundlage	121
8.2.2 Modellaufbau	124
8.3 Hydrodynamische Analyse.....	128
8.3.1 Datengrundlage	128
8.3.2 Modellaufbau	129
8.4 Analyse der Konsequenzen.....	131
8.4.1 Datengrundlage	131
8.4.2 Modellaufbau	131
8.5 Durchführung der Risikoanalyse.....	134
8.5.1 Kein Versagensereignis (CA).....	134
8.5.2 Versagensereignisse (einzeln)	135
8.5.3 Versagensereignisse (kombiniert).....	142
8.6 Zusammenfassung.....	145
8.7 Schrifttum	146
9. Leitfaden PROMAIDES	145
9.1 Einführung	145
9.2 Die Software.....	145
9.3 Arbeiten mit ProMaIDes.....	145
9.4 Beispielhafte Anwendung.....	147
9.4.1 Datenaufbereitung (<i>ArGIS</i>).....	147
9.4.2 HYD-Modul.....	153
9.4.3 FPL-Modul.....	159
9.4.4 DAM-Modul.....	161
9.4.5 RISK-Modul.....	168
9.4.6 Grafische Auswertung.....	170

Abbildungsverzeichnis

Abb. 1.1: Einflussfaktoren auf das Sturmflutrisiko	2
Abb. 3.1: Einteilung von Küstenschutzbauwerken	6
Abb. 3.2: Karte mit Lage der Deichbrüche in Hamburg 1962 (KOLB, A., OTREMBE, E. UND BRÜNGER, W., 1962).....	8
Abb. 3.3: Absolute und kumulierte relative Häufigkeit der Breschenweiten während der Sturmflut 1962.....	9
Abb. 3.4: Übersicht der Deichabschnitte in New Orleans.....	10
Abb. 3.5: Absolute und kumulierte relative Häufigkeiten der Breschenweiten an den NOEBL Deichen 2005	11
Abb. 3.6: Absolute und kumulierte relative Häufigkeiten der Breschenweiten an den Chalmette Deichen 2005.....	11
Abb. 3.7: Größter Bruch an den Chalmette Levees (IPET, 2006B).....	12
Abb. 3.8: Systemspezifische Vulnerabilitätsmatrix (nach BWK, 2005).....	13
Abb. 3.9: Dammbalkensystem (NACHTNEBEL et al, o.J.).....	15
Abb. 3.10: Wellendruckbelastung auf senkrechte Wände (nach HPA, 2007).....	17
Abb. 3.11: Gleitkreis des Böschungsbruchs (nach DIN 4048)	18
Abb. 3.12: Grundbruchfigur (nach DIN 4017: 2006).....	19
Abb. 3.13: Einwirkung in Abhängigkeit von der Einstauhöhe, der Wellenhöhe und der landseitigen Geländeoberkante.....	21
Abb. 3.14: Versagensmechanismen von Schleusen nach PIANC (2009)	22
Abb. 3.15: Versagen der Seeschleuse infolge Überströmens	22
Abb. 3.16: Versagen der Gründung infolge Kippens der Schleuse	23
Abb. 3.17: Versagen der Seeschleuse infolge Pipings	24
Abb. 3.18: Fehlerbaum für den Fall „Schleusentor geöffnet (nach VRIJLING & VAN GELDER, 2004)	25
Abb. 3.19: Veranschaulichung der Schleusenpositionen beim Öffnungsprozess einer Schleuse (nach Allsop et al. (2007)	26
Abb. 3.20: Modellhafte Beschreibung eines Versagensereignisses.....	27
Abb. 3.21: Einwirkungs-Versagensfunktion $Frc(h)$	28
Abb. 3.22: Berechnung diskreter Punkte (Quadrate) der Einwirkungs-Versagensfunktion mit der Monte Carlo-Analyse.....	29
Abb. 3.23: Verfahren der Zuverlässigkeitsanalyse.....	29
Abb. 4.1: Verfahren der hydrodynamischen Analyse angewendet im Küstenbereich	33
Abb. 5.1: Mittlerer oberflächennaher Salzgehalt (g/kg) in der Nordsee (oben) und Ostsee (unten) im Januar bis März (BSH, 2008 und 2009)	39
Abb. 5.2: Einfluss der elektrischen Leitfähigkeit ECw und der SAR auf die Infiltration (FAO, 1985)	45
Abb. 5.3: Diagramm zur Klassifizierung von Bewässerungswasser auf Grund der elektrischen Leitfähigkeit ECw (Gesamtsalzgehalt) und der SAR (ACHTNICH, 1980)	46
Abb. 5.4: Salzgehalte und Ertragswirksamkeit in Abhängigkeit von der Salztoleranz der Pflanzen (FAO, 1985)	47
Abb. 5.5: Salztoleranz landwirtschaftlicher Kulturen und Ertragswirksamkeit (FAO, 1985).....	48
Abb. 5.6: Verläufe der Salzkonzentrationen in den Bodenprofilen im Ülvesbüller Koog 1962/63.....	51
Abb. 5.7: Verbreitung der Standortklassen im Projektgebiet Norden.....	57
Abb. 5.8: Entsalzungsgeschwindigkeit im Projektgebiet Norden	58
Abb. 5.9: Klimatische Wasserbilanz „Norden“	59
Abb. 5.10: Verbreitung der Standortklassen auf Wangerooge.....	59
Abb. 5.13: Klimatische Wasserbilanz „Wangerooge“.....	60
Abb. 5.14: Verbreitung der Bodentypen im Projektgebiet Büsum	61
Abb. 5.15: Entsalzungsgeschwindigkeit im Projektgebiet Büsum	63
Abb. 5.16: Klimatische Wasserbilanz „Büsum“.....	64
Abb. 5.17: Verbreitung der Bodentypen im Projektgebiet Pellworm.....	65
Abb. 5.18: Entsalzungsgeschwindigkeit im Projektgebiet Pellworm.....	66
Abb. 5.19: Verbreitung der Standortklassen im Projektgebiet Oldenburger Graben	67
Abb. 5.20: Entsalzungsgeschwindigkeit im Projektgebiet Oldenburger Graben.....	69
Abb. 5.21: Klimatische Wasserbilanz "Oldenburger Graben"	69
Abb. 5.22: Schadenspotentiale im Projektgebiet Norden (Szenario 1)	77
Abb. 5.23: Schadenspotentiale im Projektgebiet Norden (Szenario 2)	77
Abb. 5.24: Schadenspotentiale Projektgebiet Wangerooge.....	78
Abb. 5.25: Schadenspotentiale Projektgebiet Büsum.....	80
Abb. 5.26: Schadenspotentiale Projektgebiet Pellworm	81
Abb. 5.27: Schadenspotentiale Projektgebiet Oldenburger Graben.....	83
Abb. 6.1: Salzwasserschaden an Mauerwerksbau (Quelle: http://courses.umass.edu/latour/Italy/venice_water/index.html).....	88
Abb. 6.2: Schadensfunktionen zur mesoskaligen Schadenspotentialermittlung	93
Abb. 6.3: Berechnete relative Schadenspotentiale (an vier Stützstellen) unterschiedlicher Gebäudetypen auf der Basis der Daten von Buck et al. (2007) (Quelle: HKV, 2012).....	94
Abb. 7.1: Digitales Geländemodell (DGM1) vom Untersuchungsgebiet Pellworm	103
Abb. 7.2: Wasserganglinie am Landespegel Büsum vom 03.01.1976, modifiziert nach Stadelmann (2008b).....	104
Abb. 7.3: Hydraulisches Modell für Pellworm mit Deichbruch im Westerkoog (Szenario 1).....	105
Abb. 7.4: Hydraulisches Modell für Pellworm mit Deichbruch im Alter Koog (Szenario 2).....	106
Abb. 7.5: Hydraulisches Modell für Pellworm mit Deichbruch im Johann-Heimreich-Koog (Szenario 3).....	107
Abb. 7.6: Hydraulisches Modell für Pellworm mit dreifachem Deichbruch (Szenario 4).....	108
Abb. 7.7: Ökonomischer Schaden Pellworm, Szenario 1.....	110
Abb. 7.8: Prozentuale Verteilung von Überflutungsfläche und absolutem Schaden je Schadenskategorie, Szenario 1	110
Abb. 7.9: Ökonomischer Schaden Pellworm, Szenario 2.....	111
Abb. 7.10: Prozentuale Verteilung von Überflutungsfläche und absolutem Schaden je Schadenskategorie, Szenario 2.....	111
Abb. 7.11: Ökonomischer Schaden Pellworm, Szenario 3.....	112

Abb. 7.12: Prozentuale Verteilung von Überflutungsfläche und absolutem Schaden je Schadenskategorie, Szenario 3.....	112
Abb. 7.13: Ökonomischer Schaden Pellworm, Szenario 4.....	113
Abb. 7.14: Prozentuale Verteilung von Überflutungsfläche und absolutem Schaden je Schadenskategorie, Szenario 4.....	113
Abb. 7.15: Intangible Konsequenzen Pellworm, Szenario 1.....	115
Abb. 7.16: Intangible Konsequenzen Pellworm, Szenario 2.....	116
Abb. 7.17: Intangible Konsequenzen Pellworm, Szenario 3.....	117
Abb. 7.18: Intangible Konsequenzen Pellworm, Szenario 4.....	118
Abb. 8.1: Überblick und geographische Lage von Markgrafenheide und dem Simulationsgebiet.....	120
Abb. 8.2: Landnutzung in Markgrafenheide und Umgebung.....	120
Abb. 8.3: Überblick über die Hochwasserschutzanlagen in Markgrafenheide.....	121
Abb. 8.4: Fehlerbaumstruktur des Bauwerktyps Deich in ProMaIDes.....	122
Abb. 8.5: Geometrische Parametrisierung eines Deichbauwerks (BACHMANN ET AL., 2011).....	123
Abb. 8.6: Lage der Probeentnahmepunkte in Markgrafenheide (STALU, 2012).....	125
Abb. 8.7: Dünenpolygon bei KKM F151.900.....	126
Abb. 8.8: Deichkubatur mit Materialpolygonen bei 0+550.....	127
Abb. 8.9: Schritte der Deichdiskretisierung in Markgrafenheide (SIMON, 2011).....	130
Abb. 8.10: Wasserstandsganglinien der Wahrscheinlichkeit 1 in 100 a.....	130
Abb. 8.11: Schadensfunktionen des IWW.....	133
Abb. 8.12: Schadensfunktion der gefährdeten Personen (nach JONKMAN, 2007).....	134
Abb. 8.13: Ergebnisse der hydrodynamischen Analyse des $SE_{F1a10000}$ für das Versagensereignis CA_4-0.....	135
Abb. 8.14: Ökonomischer Schaden der Analyse der Konsequenzen des $SE_{F1a10000}$ (CA_4-0).....	136
Abb. 8.15: Prozentuale Verteilung des mobilen, ökonomischen Schadens beim $SE_{F1a10000}$ (CA_4-0).....	137
Abb. 8.16: Betroffene Personen der Analyse der Konsequenzen beim $SE_{F1a10000}$ (CA_4-0).....	138
Abb. 8.17: Ergebnisse der hydrodynamischen Analyse des $SE_{F1a1000}$ (CA_1-0).....	139
Abb. 8.18: Ökonomischer Schaden der Analyse der Konsequenzen des $SE_{F1a1000}$ (CA_4-0).....	140
Abb. 8.19: prozentuale Verteilung des mobilen, ökonomischen Schadens beim $SE_{F1a1000}$ (CA_1-0).....	140
Abb. 8.20: betroffene Personen der Analyse der Konsequenzen beim $SE_{F1a1000}$ (CA_1-0).....	141
Abb. 8.21: Ergebnisse der hydrodynamischen Analyse des SE_{F1c100} (CA_1-0_2-0).....	142
Abb. 8.22: Ökonomischer Schaden der Analyse der Konsequenzen des SE_{F1c100} (CA_1-0_2-0).....	143
Abb. 8.23: prozentuale Verteilung der mobilen, ökonomischen Schäden beim SE_{F1c100} (CA_1-0_2-0).....	144
Abb. 8.24: betroffene Personen der Analyse der Konsequenzen beim SE_{F1c100} (CA_1-0_2-0).....	145
Abb. 9.1: : Startbild von ProMaIDes.....	145
Abb. 9.2: Hauptansicht nach Erstellung eines neuen Projekts.....	146
Abb. 9.3: Dialogfeld zur Erstellung eines neuen Projekts.....	147
Abb. 9.4: Digitales Geländemodell der Region Markgrafenheide (v.l.n.r. 1m x 1m, 10m x 10m, 25m x 25m).....	148
Abb. 9.5: Polygon der Küstenlinie in Markgrafenheide.....	149
Abb. 9.6: Untersuchungsgebiet nach Ausführung der <i>Clipping</i> -Funktion.....	149
Abb. 9.7: Punktshape der Küstenlinie in Markgrafenheide.....	150
Abb. 9.8: Redundanzfreie Landnutzungsdaten der Region Markgrafenheide.....	151
Abb. 9.9: Shapefile der betroffenen Fläche (schwarze Markierung).....	152
Abb. 9.10: Hydraulikraster mit Geländehöhen.....	153
Abb. 9.11: Hydraulikraster mit allgemeinen Eingangsparametern.....	154
Abb. 9.12: Konvertieren der Hydraulikraster.....	155
Abb. 9.13: Einlesen der <i>*ilm</i> -Steuerungsdatei in ProMaIDes.....	155
Abb. 9.14: Fehlermeldung beim Importieren der <i>*ilm</i> -Datei.....	156
Abb. 9.15: Aufbereitete Wasserstandsganglinie für ProMaIDes.....	156
Abb. 9.16: Datei der Küstenlinie.....	157
Abb. 9.17: Start der Hydrauliksimulation.....	158
Abb. 9.18: Ergebnistabelle nach Durchführung der Hydraulikberechnung.....	158
Abb. 9.19: Ausschnitt einer <i>*jbl</i> -Datei der Zuverlässigkeitsanalyse.....	159
Abb. 9.20: Hinzufügen der Küstenschutzlinie.....	160
Abb. 9.21: Kopplung der Module FPL und HYD.....	160
Abb. 9.22: Auswahl der Hochwasserschutzsektionen.....	161
Abb. 9.23: Inputdatei der Schadensfunktionen und Vermögenswerte.....	162
Abb. 9.24: Schadensraster im ProMaIDes Format.....	163
Abb. 9.25: Einlesen der ökonomischen Schadensfunktionen.....	163
Abb. 9.26: Importieren der Schadensraster.....	164
Abb. 9.27: Raster der Vulnerabilität von Personen.....	164
Abb. 9.28: Schadensfunktionen zur Berechnung der Konsequenzen von Personen.....	165
Abb. 9.29: Raster der Einwohnerdichte.....	166
Abb. 9.30: Einlesen der Schadensfunktionen betroffener Personen.....	166
Abb. 9.31: Importieren der Schadensraster für Konsequenzen von Personen.....	167
Abb. 9.32: Verschneiden der Schadens- und Hydraulikdaten.....	167
Abb. 9.33: Auswahl der Hochwasserszenarien.....	168
Abb. 9.34: Aktivierung des Risikomoduls.....	168
Abb. 9.35: Auswahl der Zuverlässigkeit der Module.....	169
Abb. 9.36: Starten der Risikoberechnung.....	169

Tabellenverzeichnis

Tab. 3.1: Literaturübersicht.....	7
Tab. 3.2: Übersicht über die anzusetzenden Lasten (nach TAW, 1998).....	24
Tab. 4.1: Berücksichtigte Terme bei unterschiedlichen Wellengleichungen für Flachwasserwellen (Singh, 1996).....	33
Tab. 5.1: Salzgehalte im Meerwasser *	38
Tab. 5.2: Zusammensetzung des Meersalzes (BERGMANN, 2005)	40
Tab. 5.3: Zusammensetzung des Meersalzes (bei 3.5 % Gesamtsalzgehalt im Meerwasser) *	40
Tab. 5.4: Salzgehalte im Überflutungswasser nach der Sturmflut 1962 (VOIGT, 1964).....	40
Tab. 5.5: Salzgehalte in der Bodenlösung nach der Sturmflut 1962 (HANNOVERSCHE LAND- UND FORSTWIRTSCHAFTLICHE ZEITUNG, 1962d)	41
Tab. 5.6: Salzgehalte in der Bodenlösung in Abhängigkeit von Nutzungsart und Überflutungsdauer (Messwerte vom 13.03.62* bzw. 26.02.62** ; LANDWIRTSCHAFTSBLATT WESER-EMS, 1962c).....	41
Tab. 5.7: Salzfrachten nach Überflutung (VOIGT, 1964)	42
Tab. 5.8: Überflutungsdauer in niedersächsischen Poldern nach der Sturmflut 1962 (LANDWIRTSCHAFTSBLATT WESER- EMS; 1962c, 1962e).....	43
Tab. 5.9: Ertragsausfälle bei Überstau mit Süßwasser für die Monate November – Februar (SLFL, 2005).....	43
Tab. 5.10: Elektrische Leitfähigkeiten bei unterschiedlichen Konzentrationsfaktoren	44
Tab. 5.11: Schwellenwerte und Ertragswirksamkeit (MAAS, 1993; TANJ, 1996; HILLEL, 2000; FAO, 2002)	48
Tab. 5.12: Relative Salztoleranz während des Auflaufens (HILLEL, 2000; FAO, 1985).....	49
Tab. 5.13: Bewertung der Austauschhäufigkeit (DIN 19732, 1997).....	50
Tab. 5.14: Erträge und Salzgehalte nach Überschwemmung in Kehdingen 1976 (NLFB;1980)	52
Tab. 5.15: Standortklassen und Bodentypen im Projektgebiet Norden.....	56
Tab. 5.16: Anbauverhältnisse im Projektgebiet Norden.....	57
Tab. 5.17: Bodentypen im Projektgebiet Büsum	60
Tab. 5.18: Anbauverhältnisse im Projektgebiet Büsum	62
Tab. 5.19: Bodentypen im Projektgebiet Pellworm.....	64
Tab. 5.20: Anbauverhältnisse im Projektgebiet Pellworm.....	65
Tab. 5.21: Bodentypen im Projektgebiet Oldenburger Graben	67
Tab. 5.22: Anbauverhältnisse im Projektgebiet Oldenburger Graben	68
Tab. 5.23: Schadensberechnung Winterweizen (Szenario 1).....	71
Tab. 5.24: Schadensberechnung Winterweizen (Szenario 2).....	71
Tab. 5.25: Kulturspezifische Schadenshöhen.....	72
Tab. 5.26: Nutzungsdifferenzierte Schadenshöhe (Norden, Marschstandorte, Ertragsklasse "hoch", Szenario 1)	74
Tab. 5.27: Durchschnittliche und Gesamtschadenshöhe (Norden, Marschstandorte, Ertragsklasse "hoch", Szenario 1)	74
Tab. 5.28: Nutzungsdifferenzierte Schadenshöhe (Norden, Marschstandorte, Ertragsklasse "hoch", Szenario 2)	74
Tab. 5.29: Durchschnittliche und Gesamtschadenshöhe (Norden, Marschstandorte, Ertragsklasse "hoch", Szenario 2)	75
Tab. 5.30: Nutzungsdifferenzierte Schadenshöhe (Norden, Geeststandorte, Ertragsklasse "niedrig", Szenario 1).....	75
Tab. 5.31: Durchschnittliche und Gesamtschadenshöhe (Norden, Geeststandorte, Ertragsklasse "niedrig", Szenario 1).....	75
Tab. 5.32: Schadenspotentiale Projektgebiet Norden (ohne Wangerooge).....	76
Tab. 5.33: Schadenspotentiale Projektgebiet Wangerooge.....	78
Tab. 5.34: Schadenspotentiale Projektgebiet Büsum	78
Tab. 5.35: Schadenspotentiale Projektgebiet Pellworm.....	81
Tab. 5.36: Schadenspotentiale Projektgebiet Oldenburger Graben.....	82
Tab. 5.37: Übersicht der Schadenspotentiale aller Projektgebiete	83
Tab. 5.38: Räumlich zugewiesene Schadenspotentiale in den Projektgebieten.....	85
Tab. 6.1: Erwartete prozentuale Erhöhung des Schadenspotentials infolge Salzeinwirkung auf unterschiedlichen Nutzflächen.....	90
Tab. 7.1: Flächenbezogene Vermögenswerte in [€/m ²] für Pellworm, modifiziert nach Schüttrumpf (2009)	109
Tab. 7.2: Sonderziele im Untersuchungsgebiet Pellworm.....	114
Tab. 7.3: Ermitteltes Schadenspotenzial für Pellworm.....	119
Tab. 8.1: Eingangsgrößen bei der Ermittlung der Einwirkungs-Versagensfunktionen	124
Tab. 8.2: Diskretisierte Küstenschutzsektionen.....	125
Tab. 8.3: Ergebnisse der Sieblinien bei KKM F151.900 (STALU, 2012)	126
Tab. 8.4: Parameter der Zuverlässigkeitsanalyse Düne.....	126
Tab. 8.5: Parameter der Materialschicht Feinsand der Deichsektionen	127
Tab. 8.6: Redundanzfreie ATKIS Kategorien, nach SCHÜTTRUMPF (2009)	131
Tab. 8.7: Vermögenswerte entsprechend der ATKIS Kategorien.....	133
Tab. 8.8: Zustandsereignisse der Risikoanalyse.....	134

1. Einleitung

1.1 Veranlassung

Das Europäische Parlament und der Rat der Europäischen Union haben am 23. Oktober 2007 „Die Richtlinie 2007/60/EG über die Bewertung und das Management von Hochwasserrisiken“ erlassen. Ziel dieser Richtlinie ist es, die nachteiligen Folgen, die Hochwasser auf die menschliche Gesundheit, die Umwelt, das kulturelle Erbe und die wirtschaftliche Tätigkeit ausübt, zu verringern und das Management im Umgang mit den Hochwassergefahren zu verbessern. Die Mitgliedsstaaten, zu denen auch Deutschland gehört, sind verpflichtet bis zum 22. Dezember 2011 eine vorläufige Bewertung des Hochwasserrisikos vorzunehmen und Hochwassergefahren- und Hochwasserrisikokarten bis zum 22. Dezember 2013 zu erstellen. Weiterhin stellen die Mitgliedsstaaten sicher, dass bis zum 22. Dezember 2015 Hochwasserrisikomanagementpläne der Öffentlichkeit zur Verfügung gestellt werden.

Die Richtlinie ist insbesondere auch für die sturmflutgefährdeten Küstengebiete an der deutschen Nord- und Ostseeküste von großer Bedeutung. Insgesamt werden in Deutschland circa 12.000 km² niedrig liegende Küstengebiete mit 2,4 Millionen Einwohnern durch Küstenschutzanlagen vor Sturmfluten geschützt. Für die Umsetzung der EU-Richtlinie im Küstenbereich sind die für den Bereich des Hochwasserschutzes (im Binnenland) entwickelten Methoden nur bedingt anwendbar. Dieses ist bedingt wesentlich durch:

- Die spezifische Bedrohung der Küste durch Sturmfluten, welche sich in ihrer Charakteristik deutlich von Binnenhochwässern unterscheiden (im wesentlich relativ schneller Wasserspiegelanstieg bei zeitgleich auftretendem starken Seegang und im Allgemeinen sehr schlechten Wetterbedingungen),
- Erhebliche flächige Ausdehnung der Küstengebiete,
- Die vorhandenen Küstenschutzsysteme und
- Die Auswirkung des Versagens der Anlagen sowohl im Hinblick auf die räumliche und zeitliche Entwicklung von Überflutungen als auch die zu erwartenden Schäden.

Eine Übertragbarkeit von für den Binnenbereich entwickelten Methoden zur Erstellung von Hochwassergefahrenkarten, Hochwasserrisikokarten und Hochwasserrisikomanagementplänen und Schutzstrategien auf den Küstenbereich ist grundsätzlich möglich. Aufgrund der speziellen Randbedingung, z. B. Belastung durch kurzfristige Änderung des Wasserstands und Seegang, unterschiedliche Schutzsysteme, kürzere Vorwarnzeiten, Unwirksamkeit von Retentionsräumen und Salzwassereinfluss, müssen die entsprechenden Methoden im Detail angepasst und erweitert werden. Eine Entwicklung von küstenspezifischen Detailansätzen für eine Hochwasserrisikoanalyse ist deshalb erforderlich.

1.2 Zielsetzung

Ziel des Projektes ist die Ableitung von küstenschutzbezogenen Ansätzen und Methoden für eine anwendungsorientierte Risikoanalyse als Grundlage für die Erarbeitung von Hochwassergefahrenkarten, Hochwasserrisikokarten und Hochwasserrisikomanagementplänen. Basis dieser Untersuchung sollen, soweit möglich, bereits verfügbare Datenbasen für den Küstenbereich bilden. Die im Rahmen des Projektes entwickelten Ansätze und Methoden sollen anschließend am Beispiel ausgewählter typischer Küstenabschnitte in Niedersachsen, Schleswig-Holstein und Mecklenburg-Vorpommern angewendet werden. Diese Methodik einer Risikoanalyse kann als wesentliche Grundlage für die Umsetzung der Hochwasserrichtlinie für den Küstenbereich an der deutschen Nord- und Ostseeküste dienen.

Zentrale Bedeutung besitzt die Fokussierung auf Anwendungsorientierung und Umsetzbarkeit. Bereits bestehende Ansätze für Schadens- bzw. Risikoanalysen treffen meist nur bedingt Aussagen zur Genauigkeit der Ergebnisse und weisen methodische Defizite, z.B. durch keine oder unzureichende Berücksichtigung der Versagensmechanismen der Schutzanlagen, auf. Außerdem sind sie, aufgrund des erforderlichen Datenbedarfs im mikroskaligen Bereich, nicht praxisnah umsetzbar.

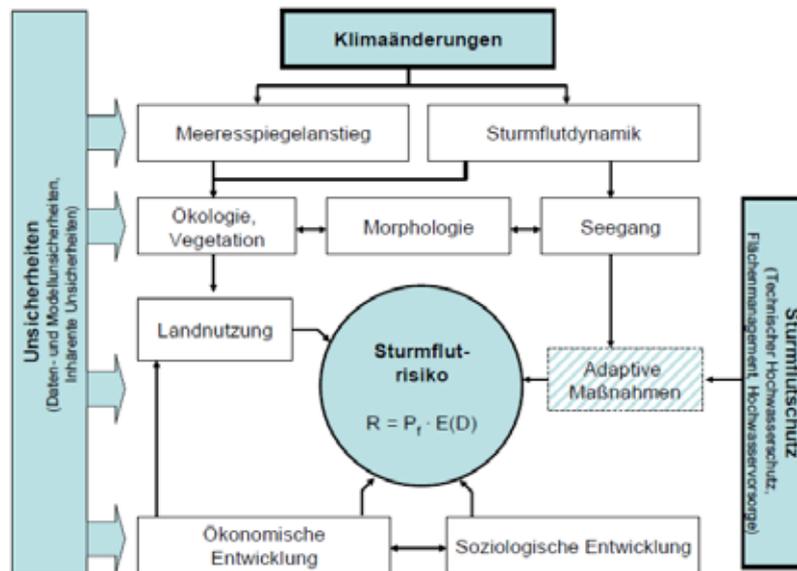


Abb. 1.1: Einflussfaktoren auf das Sturmflutrisiko

Vor dem Hintergrund der erwarteten klimainduzierten Änderungen der Belastungsgrößen von Küstenschutzbauwerken, zu denen beispielsweise Bemessungswasserstände und Seegang gehören, sind zudem Kenntnisse potentieller Auswirkungen dieser Änderungen auf Schäden und Risiko von großem Interesse. Da die potentiellen Auswirkungen des Klimawandels (siehe Abb. 1.1) auf die für den Küstenschutz relevanten Belastungsgrößen noch unsicher sind, erfolgt die Berücksichtigung dieses Aspekts im Rahmen einer Sensitivitätsstudie. Diese dient zudem dazu die Nachhaltigkeit der Ergebnisse zu gewährleisten.

2. Begrifflichkeiten

2.1 Einführung

Der Begriff Risiko wird in verschiedenen Wissenschafts- und Fachdisziplinen unterschiedlich definiert und auch unterschiedlich verstanden. In den aus den Wirtschaftswissenschaften abgeleiteten Sichtweisen wird der Begriff Risiko vielfach als Produkt von Eintrittswahrscheinlichkeit eines Ereignisses und dem zugehörigen monetären Schaden verstanden und ergibt somit einen Wert für das Risiko mit der Einheit Kosten/Jahr. Demgegenüber steht das allgemeine Verständnis von Risiko und Schaden, welches in einer anthropozentrischen Sichtweise des Begriffs deutlich über die rein monetäre Betrachtung hinausgeht und durchaus auch Größen wie Lebensqualität und Lebenschancen mit einbezieht. Vielfach werden Begriffe wie Risiko und Gefährdung synonym verwendet. In diesem Zusammenhang ist es als Grundlage für die Arbeiten und die Kommunikation der Ergebnisse erforderlich, Begriffe, Methoden und Ansätze im Zusammenhang mit Schadens bzw. Risikoanalyse-Verfahren und mit Bezug zum Begriff Hochwasserrisiko einzuordnen und zu definieren.

Neben der reinen Definition von Fachbegriffen ist eine Einordnung der risikobasierten Bewertung und Planung des Hochwasserschutzes in die gültigen Richtlinien und Gesetzen notwendig. Diese sind die Richtlinie des Europäischen Parlaments über die Bewertung und das Management von Hochwasserrisiken (EU, 2007) und das Wasserhaushaltsgesetz (BMU WHG, 2009).

2.2 Allgemeine Definition des Risikobegriffs und damit verbundener Begriffe

Die ursprüngliche Herkunft des Wortes Risiko ist nicht eindeutig geklärt. Sowohl im lateinischen als auch im griechischen und arabischen Sprachraum existieren Worte, auf die das heutige Wort Risiko zurückzuführen sein kann. Im Duden wird der Begriff des Risikos mit „Wagnis, Gefahr“ gleichgesetzt und auf das italienische Wort *risic(i)o* (Wagnis, Gefahr) zurückgeführt, dessen Herkunft jedoch nicht eindeutig bestimmbar ist (DUDEN, 1997) und unter Umständen auf das lateinische *risicare* (Gefahr laufen, wagen) zurückzuführen ist. Das Romanische Etymologische Wörterbuch vermutet dagegen den Ursprung des Wortes im griechischen Begriff *rhizikon* (Klippe) und auch modernere etymologische Wörterbücher des Neugriechischen, wie zum Beispiel das GROSSEXIKON VON BABINIOTIS (2002), leiten den Begriff des Risikos aus dem griechischen Wort *riziko(n)* (Schicksal, Vorbestimmung) ab. Von letzterem Begriff ist zudem der Rückschluss auf das arabische Wort *rizq* (Lebensunterhalt, tägliches Brot) möglich (MEYER ET AL., 2008).

Zumindest für den modernen Risikobegriff gilt jedoch als gesichert, dass er aus dem 14. Jahrhundert stammt und aus dem Italienischen entlehnt wurde. Dort beschrieb der Begriff *ris(i)co* im Seeversicherungswesen die Gefahr unsicherer Handelsgeschäfte bzw. die finanzielle Gefahr im Handelsgeschäft. Diese Nutzung des Begriffes als reiner Fachbegriff in der Ökonomie blieb bis ins 19. Jahrhundert bestehen. Erst ab dem 19. Jahrhundert fand der Begriff Eingang in den allgemeinen Sprachgebrauch und wurde auch von anderen Wissenschaften genutzt (JUNG, 2003). Resultierend aus dieser seitdem vielseitigen Nutzung des Begriffes, ergab sich in den vergangenen Jahren eine unklare Begriffsdefinition und ein variabler Wortgebrauch, bei dem sich ein engerer und ein weiterer Risikobegriff entwickelten. Von diesem sind unter anderem Worte wie Chance, Gefahr, Sicherheit und Unsicherheit abzugrenzen, was im nachfolgenden Abschnitt geschehen soll.

Der Risikobegriff im engeren Sinne entspricht grundsätzlich dem heutigen allgemeinen Verständnis des Wortes Risiko, welches im Zusammenhang mit einem negativen Ereignis genutzt wird, das eine Gefahr für uns darstellen kann. Es beschreibt quasi die negative Abweichung eines zukünftigen Ereignisses von dem erwarteten Ausgang dieses Ereignisses. Das gegenteilige positive Abweichen eines Ereignisses wird als Chance bezeichnet und ist in diesem engen Risikobegriff nicht enthalten. Es wird jedoch vom weiteren Risikobegriff eingeschlossen, der das gesamte Spektrum an Ereignissen, das heißt sowohl positiv als auch negativ wahrgenommene Ereignisse, umfasst.

Ebenso wie die Begriffe Risiko und Chance eng miteinander verwandt sind, gilt auch für die Begriffe Risiko und Gefahr eine enge Verbundenheit. Bei ihrer Unterscheidung ist zwischen den jeweiligen Betrachtungspositionen in einer Entscheidungssituation zu differenzieren. Es existiert zum einen die Position des Entscheiders, der im Entscheidungsprozess eine aktive Rolle einnimmt. Er entscheidet selber über die Höhe der Risiken, auf die er sich einlässt, indem er die möglichen zukünftigen Schäden abschätzt und davon abhängig seine Entscheidung fällt. In seinem Fall wird von den Risiken der Entscheidung gesprochen, da er die möglichen Schäden selbst verursacht. Anders ist dies aus der Perspektive des Betroffenen, der die Entscheidungssituation passiv miterlebt und der Entscheidung des anderen ausgeliefert ist. Die Folgen der Entscheidung gehen aus seiner Sicht auf fremdes Entscheiden zurück, wodurch das mögliche Eintreten der Schäden als Gefahr wahrgenommen wird. Man spricht in diesem Fall von der Gefahr eines Schadens, da der Schaden extern verursacht wurde. Aus dieser Schilderung ist ersichtlich, dass sich ein und dieselbe Entscheidungssituation als Risiko oder Gefahr darstellen kann und lediglich die Betrachtungsperspektive einen Unterschied bewirkt (Jung, 2003).

Häufig als Synonym für das Risiko wird zudem der Begriff der Unsicherheit verwendet. In der Entscheidungstheorie der Betriebswirtschaftslehre erfolgt hier jedoch eine klare Unterscheidung. Risiko liegt

demnach vor, wenn in einer Entscheidungssituation objektive Wahrscheinlichkeiten bezüglich der möglichen Ergebnisse eines Ereignisses vorliegen. Unsicherheit herrscht dagegen, wenn zwar mögliche Ergebniszustände eines Ereignisses bekannt sind, jedoch keine Aussage über die jeweiligen Auftrittswahrscheinlichkeiten dieser Zustände vorliegen (MÜLLER, 1993). Das Gegenteil der Unsicherheit ist die Sicherheit, deren Begriff aus sich selbst heraus jedoch wenig Sinn ergibt, das heißt es handelt sich um einen Leer- bzw. Relationalbegriff. Erst durch die Gegenüberstellung mit der Unsicherheit erhält der Begriff Sicherheit eine Bedeutung. Bezüglich des Risikos dient der Begriff der Sicherheit der Abgrenzung vom Risiko, das heißt „Sicherheit und Risiko werden als Gegensatzpaar verwendet, um technisches Sicherheitsstreben [...] zu präzisieren und [...] zu maximieren“ (JUNG, 2003). Die Tatsache, dass versucht wird die Sicherheit zu maximieren zeigt jedoch an, dass es absolute Sicherheit nicht gibt.

Die vorgenommenen Begriffsdefinitionen und -unterscheidungen können im Folgenden dazu herangezogen werden, die Risikobegriffe der verschiedenen Wissenschaften und Fachdisziplinen zu bestimmen und zu unterscheiden, da sich Nutzung und Anwendung des Risikobegriffes von Wissenschaft zu Wissenschaft unterscheiden. Dabei wird deutlich, dass sich einige Wissenschaften bezüglich ihres Risikobegriffes kaum unterscheiden, während andere Wissenschaften grundsätzlich andere Sichtweisen aufweisen.

2.3 Der Risikobegriff in den Richtlinien und Gesetzen des Hochwasserschutzes

Den Rahmen zum Umgang mit der Hochwasserproblematik und zur Entwicklung von Strategien des Hochwasserschutzes auf europäischer Ebene gibt die Richtlinie des Europäischen Parlaments über die Bewertung und das Management von Hochwasserrisiken vom 23. Oktober 2007 (EU, 2007) vor. Artikel 1 legt das Ziel der EU-Hochwassermanagementrichtlinie fest: „Ziel dieser Richtlinie ist es, einen Rahmen für die Bewertung und das Management von Hochwasserrisiken zur Verringerung der hochwasserbedingten nachteiligen Folgen auf die menschliche Gesundheit, die Umwelt, das Kulturerbe und wirtschaftliche Tätigkeiten in der Gemeinschaft zu schaffen“ (EU, 2007).

Das neue Wasserhaushaltsgesetz (BMU WHG, 2009), das am 1. März 2010 in Kraft getreten ist, enthält einen eigenen Abschnitt eines modernisierten Hochwasserschutzrechts, das sich aus den Bestandteilen des nationalen Rechts einerseits und aus der Umsetzung der EU-Hochwassermanagementrichtlinie andererseits zusammensetzt (REINHARDT, 2010). Grundsätzliche Festlegungen zu der Bewertung des vorhandenen Hochwasserschutzes macht §73 des Wasserhaushaltsgesetzes. Folgende Anforderungen können daraus extrahiert werden:

- Die Bewertung soll risikobasiert auf Einzugsgebiets-/Küstengebietsebene erfolgen; das Hochwasserrisiko wird definiert als Kombination der Hochwassereintrittswahrscheinlichkeit mit den möglichen nachteiligen Hochwasserfolgen (§73 (1) und (3) nach BMU WHG, 2009).
- Nachteilige Folgen künftiger Hochwasser unterschiedlicher Art, z. B. auf die menschliche Gesundheit, auf die Umwelt und auf wirtschaftliche Aktivitäten, sollen in die Bewertung mit einfließen (§73 (1) nach BMU WHG, 2009).
- Die Bewertung soll unter Berücksichtigung der geomorphologischen und hydrologischen Gegebenheiten des Einzugsgebiets, der Wirksamkeit bestehender Infrastrukturen des Hochwasserschutzes, der im Einzugsgebiet lebenden Personen und der dort vorhandenen Werte stattfinden (§73 (1) nach BMU WHG, 2009 mit Verweis u. a. auf Artikel 4 (2d) nach EU, 2007).

Auch gesetzlich wird die allgemeine Hochwasserschutzstrategie so festgelegt, dass eine ausgewogene Mischung der vorhandenen Möglichkeiten des Hochwasserschutzes – Vermeidung, Schutz und Vorsorge – anzustreben ist (Artikel 7 (3) nach EU, 2007).

Zeigt sich nach einer Bewertung des bestehenden Hochwasserschutzes, dass dieser nicht ausreichend ist, müssen Maßnahmen zu dessen Verbesserung entwickelt werden. Das Ziel eines Hochwasserschutzkonzeptes – im Rahmen der vorgegebenen Hochwasserschutzstrategie – ist es, den bestehenden Hochwasserschutz innerhalb eines Einzugsgebiets zu koordinieren und zu verbessern. Gesetzlich festgelegt wird die Erstellung dieser Hochwasserschutzkonzepte in den so genannten Risikomanagementplänen (§75 nach BMU WHG, 2009). Hierin werden Maßnahmen und deren Rangfolge zusammengefasst, welche auf eine Verbesserung des Hochwasserschutzes abzielen (Anhang A I.4. nach EU, 2007).

Des Weiteren legt §74 des Wasserhaushaltsgesetzes Mindestanforderungen und Verfahren fest, wie eine Bewertung des vorhandenen Hochwasserschutzes durchgeführt werden soll. Vorgaben zur Erstellung von Gefahrenkarten und Risikokarten werden gemacht. Als Zeitpunkt ihrer Fertigstellung wird der 22. Dezember 2013 genannt (§74 nach BMU WHG, 2009). Verbesserungen und Erweiterungen der Verfahren werden von der EU-Hochwassermanagementrichtlinie her nicht ausgeschlossen, wie in der Begründung unter Punkt (18) festgelegt wird: „Die Mitgliedstaaten sollten ihre Bewertungen, Karten und Pläne auf die geeigneten besten Verfahren und die besten verfügbaren Technologien stützen [...]“ (EU, 2007).

2.4 Schrifttum

- BACHMANN, D. (2012): Beitrag zur Entwicklung eines Entscheidungsunterstützungssystems zur Bewertung und Planung von Hochwasserschutzmaßnahmen. Dissertation. Aachen: Institut für Wasserbau und Wasserwirtschaft, RWTH Aachen; (eingereicht).
- BMI (2008): Schutz kritischer Infrastrukturen – Risiko- und Krisenmanagement (Leitfaden für Unternehmen und Behörden) [1. Auflage (Dezember 2007)]. Berlin: Bundesministerium des Innern http://www.bmi.bund.de/SharedDocs/Downloads/DE/Broschueren/2008/Leitfaden_Schutz_kritischer_Infrastrukturen.html.
- BMU WHG (2009): Gesetz zur Ordnung des Wasserhaushalts (Wasserhaushaltsgesetz - WHG); http://www.bundesrecht.juris.de/bundesrecht/whg_2009/gesamt.pdf; [Letzter Zugriff am: 09.06.2010].
- DIN 4044 (1980): Hydromechanik im Wasserbau: Begriffe. Berlin [u.a.]: Beuth, 1980, (Deutsche Normen; DIN 4044).
- DIN 4049-3 (1994): Hydrologie; Teil 3: Begriffe zur quantitativen Hydrologie. Berlin [u.a.]: Beuth, 1994, (Deutsche Normen; DIN 4049-3).
- DIN 25424 (1981): Fehlerbaumanalyse; Teil 1: Methode und Bildzeichen. Berlin [u.a.]: Beuth, 1981, (Deutsche Normen; DIN 25424 Teil 1).
- DIN EN 61025 (2007): Fehlzustandsbaumanalyse (IEC 61025:2006). Berlin [u.a.]: Beuth, 2007, (Deutsche Normen; DIN EN 61025).
- EU (2007): Richtlinie über die Bewertung und das Management von Hochwasserrisiken (2007/60/EG); Brüssel: Kommission der Europäischen Gemeinschaft; http://www.bmu.de/files/pdfs/allgemein/application/pdf/hwrm_rl.pdf; [Letzter Zugriff am: 18.11.2010].
- GABLER VERLAG (2010): Gabler Wirtschaftslexikon, Stichwort: Kosten. Online im Internet: <http://wirtschaftslexikon.gabler.de/Archiv/54284/kosten-v4.html>.
- HOLLENSTEIN, K. (1996): Analyse, Bewertung und Management von Naturrisiken. Zürich: vdf – ISBN 3-7281-2497-4.
- MERZ, B. (2006): Hochwasserrisiken – Grenzen und Möglichkeiten der Risikoabschätzung. Stuttgart: Schweizerbart'sche Verlagsbuchhandlung, - ISBN 3-510-65220-7.
- MEYER, V.; MAI, S. (2003): Verfahren zur Berechnung der Schäden nach Deichbruch an der deutschen Nordseeküste. In: Kelletat, D. (Hrsg.): Neue Ergebnisse der Küsten- und Meeresforschung. Tagungsband der 21. Jahrestagung des Arbeitskreises „Geographie der Meere und Küsten“ (AMK) 2003 in Essen. Essener Geographische Arbeiten 35.
- REINHARDT, M. (2010): Hochwasserschutz und Grenzen des Eigentums. In: Zukunftsfragen Hochwasserschutz. Aachen: FiW (RWTH Aachen).
- RENN, O.; Schweizer, P.-J.; Dreyer, M.; Klinke, A. (2007): Risiko - Über den gesellschaftlichen Umgang mit Sicherheiten. München: oekom verlag, ISBN 978-3-86581-067-0.
- REESE, S.; MARKAU, H.J.; STERR, H. (2003): MERK – Mikroskalige Evaluation der Risiken in überflutungsgefährdeten Küstenniederungen. Büsum: Forschungs- und Technologiezentrum Westküste.

3. Versagen und Zuverlässigkeitsanalyse

3.1 Einführung

Die Zuverlässigkeitsanalyse stellt eine Basisanalyse der Hochwasserrisikoanalyse dar. Ziel dieser Analyse ist es, die Versagenswahrscheinlichkeit eines Küstenschutzbauwerkes zu quantifizieren. Die Wahrscheinlichkeit des Komplementärereignisses (Nichtversagensereignis) beschreibt somit die Zuverlässigkeit.

In einem ersten Schritt werden Bauwerkstypen von Küstenschutzbauwerken erfasst und systematisch untergliedert (vgl. Kapitel 3.2). Es erfolgt zudem die Darstellung einiger ausgewählter Bauwerkstypen. Daran anschließend werden die Grundlagen der Zuverlässigkeitsanalyse, basierend auf BACHMANN (2012), beschrieben (vgl. Kapitel 3.3). Eine Möglichkeit zur Bestimmung der Versagenswahrscheinlichkeit ist die modellbasierte probabilistische Zuverlässigkeitsanalyse. Grundlage einer solchen Analyse ist u. a. der Aufbau eines bauwerkstypspezifischen Modells, welches den Ablauf eines Versagensereignisses abbildet. Für den Bauwerkstyp Deich liegt ein solches Modell vor und wird bereits in modellbasierten probabilistischen Analysen eingesetzt. Für andere Bauwerkstypen muss ein solches Modell noch aufgebaut und an eine Zuverlässigkeitsanalyse angepasst werden. Küstenspezifische Besonderheiten müssen dabei berücksichtigt werden.

3.2 Einteilung der Bauwerke und Versagensmechanismen

Eine erste Einteilung von Küstenschutzbauwerken erfolgt über ihre räumliche Ausdehnung (vgl. Abb. 3.1). Hierbei ist zwischen den linienförmigen Bauwerken, deren Ausdehnung mehrere hundert oder tausend Meter beträgt, und den punktförmigen Bauwerken, die sich in der Regel über einige Meter erstrecken, zu unterscheiden.

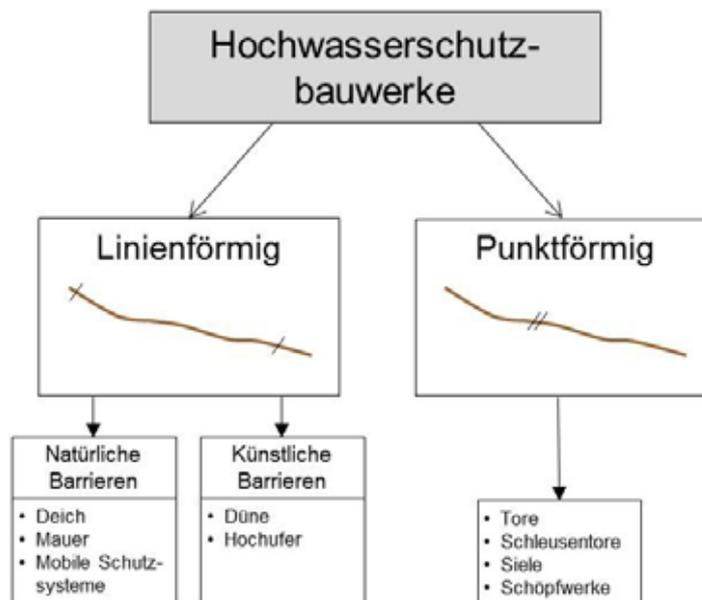


Abb. 3.1: Einteilung von Küstenschutzbauwerken

Der Bereich der linienförmigen Bauwerke kann auf einer zweiten Ebene weiter in natürliche Barrieren und künstlich errichtete Bauwerke unterteilt werden. Natürliche Barrieren, wie zum Beispiel Dünen, werden dabei im Rahmen dieser Ausführung grundsätzlich der Obergruppe Hochwasserschutzbauwerk zugeordnet. Auf einer dritten Ebene erfolgt abschließend eine Unterteilung nach Bauwerkstypen. Zu den linienförmigen Bauwerkstypen des Hochwasserschutzes gehören dabei unter anderem die folgenden Bauwerke:

- Deiche,
- Mauern,
- Mobile Hochwasserschutzsysteme,
- Kombinationen aus zuvor genannten Bauwerken,
- Dünen,
- Hochufer

Punktförmige Bauwerkstypen sind beispielsweise:

- Tore, beispielsweise als Teil von mobilen Hochwasserschutzsystemen,
- Siele und Schöpfwerke

3.2.1 Deich

3.2.1.1 Einleitung

Deiche können durch verschiedene Prozesse versagen, etwa durch Erosion, Überströmen, Piping, Rissbildungen oder hydraulischen Grundbruch, wodurch es zu einer Überflutung des Deichhinterlandes kommt. HORLACHER ET AL. (2005) definieren einen Deichbruch bei Fließgewässern als „eine sich plötzlich oder allmählich entwickelnde Fehlstelle im Deich, welche nicht vorsätzlich herbeigeführt wurde und aufgrund einer ungünstigen Ursachenkombination auf eine Überlastung des Deiches zurückzuführen ist. In Folge dieser Fehlstelle erfolgt ein Freispiegelabfluss in der entstandenen Bresche, wobei der Wasserspiegel langfristig unterhalb der ursprünglichen Kronenhöhe im Bereich der Bruchstelle liegt.“ Zur Abschätzung des erwähnten Abflusses in das Hinterland sind neben der räumlichen Lokalisation der Bruchstelle, der Beschaffenheit des Deiches und der Kenntnis der Hochwasser- bzw. Sturmflutwasserstandsganglinie ebenfalls die Geometrie des Deichbruchs, das heißt die Parameter Breschenweite und Breschentiefe, von großer Bedeutung. Je breiter und tiefer der Deichbruch ist, desto mehr Wasser kann durch die Bruchstelle fließen und desto schneller wird das Deichhinterland überflutet. BERNITT, L. & LYNETT, P. (2010) sowie NIEMEYER, M. (2005) schreiben, dass die sich ergebenden geometrischen Eigenschaften des Deichbruchs, neben den hydraulischen Belastungen des Hochwassers und der Bruchursache, hauptsächlich von den spezifischen Eigenschaften des betrachteten Deiches und der Topografie des Hinterlandes abhängen. Unabhängig davon, ob es sich um einen See-, Ästuar- oder Flussdeich handelt, wird in beiden Arbeiten das Material des Deichkörpers als eine Haupteinflussgröße für die zeitliche Entwicklung des Deichbruchs sowie die endgültige Ausprägung der Deichbruchweite und -tiefe genannt.

Die Ermittlung der Deichbruchweiten kann grundsätzlich durch drei verschiedene Ansätze verfolgt werden. Hierzu gehört neben der Expertenschätzung und den Modellversuchen in wasserbaulichen Anstalten die Analyse historischer Hochwasserereignisse. Im Rahmen des Projektes wurden historische Hochwasserereignisse an der europäischen und US-amerikanischen Küste analysiert, um einen Überblick über die tatsächlich eingetretenen Deichbrüche und näherungsweise Mittel- und Extremwerte für die Deichbruchparameter zu gewinnen. Die untersuchte Literatur ist Tab. 3.1 zu entnehmen.

Tab. 3.1: Literaturübersicht

Hochwasserereignis	Verfasser	Angaben zu Breschenweiten/-tiefen
Sturmflut 1936	PRÜGEL, H. (1942)	Keine Angaben
Sturmflut 1949	PETERSEN, M. (1957)	Keine Angaben
Sturmflut 1953	ROELSE, P. UND BAKKER, W.T (1986).	Keine Angaben
Sturmflut 1962	KOLB, A., OTREMBIA, E., BRÜNGER, W. (1962)	Angaben vorhanden
Sturmflut 1962	KRAMER, J., LIESE, R., LÜDERS, K. (1962)	Vereinzelt Angaben vorhanden
Sturmflut 1962	OHLIG, J. (1969)	Vereinzelt Angaben vorhanden
Sturmflut 1962	KRAMER, J. (1968)	Vereinzelt Angaben vorhanden
Sturmflut 1962	WOHLENBERG, E. (1963)	Vereinzelt Angaben vorhanden
Sturmflut 1962	MINISTERIUM FÜR ERNÄHRUNG, LANDWIRTSCHAFT UND FORSTEN - SCHLESWIG-HOLSTEIN (1962)	Keine Angaben
Sturmflut 1973	KRAMER, J., KRAUSE, G., LUCK, G. (1976):	Keine Angaben
Sturmflut 1976	ZITSCHER, F.-F., SCHERENBERG, R. UND CAROW, U. (1979)	Vereinzelt Angaben vorhanden
Sturmflut 1976	ZITSCHER, F.-F. (1978)	Vereinzelt Angaben vorhanden
Sturmflut 1976	HEINSOHN ET AL. (1979):	Keine Angaben
Sturmflut 1976	STAWA LÜNEBURG (1989)	Keine Angaben
Sturmflut 1999	BERNITT, L., MADSEN, H. T. (2008)	Vereinzelt Angaben vorhanden
Hurrikan 2005	BERNITT, L., LYNETT, P. (2010)	Angaben vorhanden
Hurrikan 2005	IPET (2006A)	Angaben vorhanden

3.2.1.2 Sturmflut 1953

Im Zusammenhang mit der Sturmflut 1953 in den Niederlanden wird der Text von ROESLE, P. UND BAKKER, W.T. „Statistical investigation on dike failure“ analysiert. Obwohl in diesem Bericht keine Angaben zu den aufgetretenen Bruchweiten enthalten sind, liefert sie dennoch nützliche Informationen: Von den 38 Deichbrüchen, die im Jahr 1953 an der Oosterschelde auftraten, ereigneten sich 17 an Deichen mit einer Innenböschung, die flacher als 1:1,5 war. Die restlichen 21 Deichbrüche traten an Deichen mit einer Innenböschung steiler als 1:1,5 auf. Auf den ersten Blick wirkt diese Verteilung sehr ausgeglichen und könnte auf die Irrelevanz der Innenböschungsneigung bezüglich der Bruchwahrscheinlichkeit hinweisen. Bei Bezug auf die Gesamtzahl der Deiche mit Innenböschungsneigungen kleiner oder größer 1:1,5 wird dies jedoch widerlegt. Gab es in dem Gebiet der Oosterschelde 1953 insgesamt 60 Deichabschnitte mit einer Innenböschung, die steiler als 1:1,5 war, so betrug die Zahl der Deichabschnitte mit einer flacheren Innenböschung insgesamt 203. Damit ergibt sich, getrennt nach der Einteilung Innenböschung steiler oder flacher als 1:1,5, ein Verhältnis von aufgetretenen Deichbrüchen zu der gesamten Zahl der Deichabschnitte in der jeweiligen Kategorie von 17:203 ($\approx 1:12$) für flache Neigungen und 21:60 ($\approx 1:3$) für steile Neigungen. Dieser Vergleich zeigt für die Sturmflut im Jahr 1953, dass unter anderem die Neigung der Innenböschung einen hohen Einfluss auf die Deichbruchwahrscheinlichkeit hatte.

3.2.1.3 Sturmflut 1962

Die Sturmflut 1962 verursachte größtenteils in den Bundesländern Schleswig-Holstein, Niedersachsen, Bremen und Hamburg Deichschäden, weshalb sich die Schrifttumsanalyse primär auf Deichbrüche dieser Region bezieht.

In Niedersachsen traten laut eines Berichts des Niedersächsischen Ministers für Ernährung, Landwirtschaft und Forsten (KRAMER, J., LIESE, R., LÜDERS, K., 1962) insgesamt 61 Deichbrüche an der gesamten Deichlinie auf. Es sind jedoch nur an drei Bruchstellen die Bruchweiten der eingetretenen Breschen bekannt: Ein Bruch von 60 m Weite an einem Ästuardeich bei Papenburg, einer von 150 m Weite am Ästuardeich bei Stade und einer von ebenfalls 150 m Weite an einem Ästuardeich bei Bullenhausen. In den Arbeiten von OHLIG, J. (1979) und KRAMER, J. (1968) wird die Bruchweite des Deichbruchs bei Papenburg ebenfalls mit 60 m Weite angegeben. Weitere Weiten werden nicht genannt.

Während der Sturmflut im Februar 1962 kam es in Hamburg entlang der gesamten Fließstrecke der Elbe zu erheblichen Zerstörungen. Die Sturmflut war so stark, dass die Ästuardeiche der Elbe an insgesamt 85 Stellen brachen. Dies geht aus den Aufzeichnungen von KOLB, A., OTREMB, E. UND BRÜNGER, W. (1962) hervor. Nach der Sturmflut wurden alle Schadensstellen begutachtet, dokumentiert und in Karten mit einem Maßstab von 1:5000 eingetragen. Eine direkte Auflistung der Breschenweiten ist nicht vorhanden, jedoch ist eine Ableitung der Weiten aus den im Jahr 1962 erstellten Karten möglich. Jede Bruchstelle ist auf diesen Karten mit einem ihrer Weite entsprechenden Pfeil gekennzeichnet (vgl. Abb. 3.2). So können die Koordinaten und, unter Berücksichtigung des Maßstabs, auch die Weite jedes Deichbruchs mit einer Genauigkeit von rund 5 m ermittelt werden.

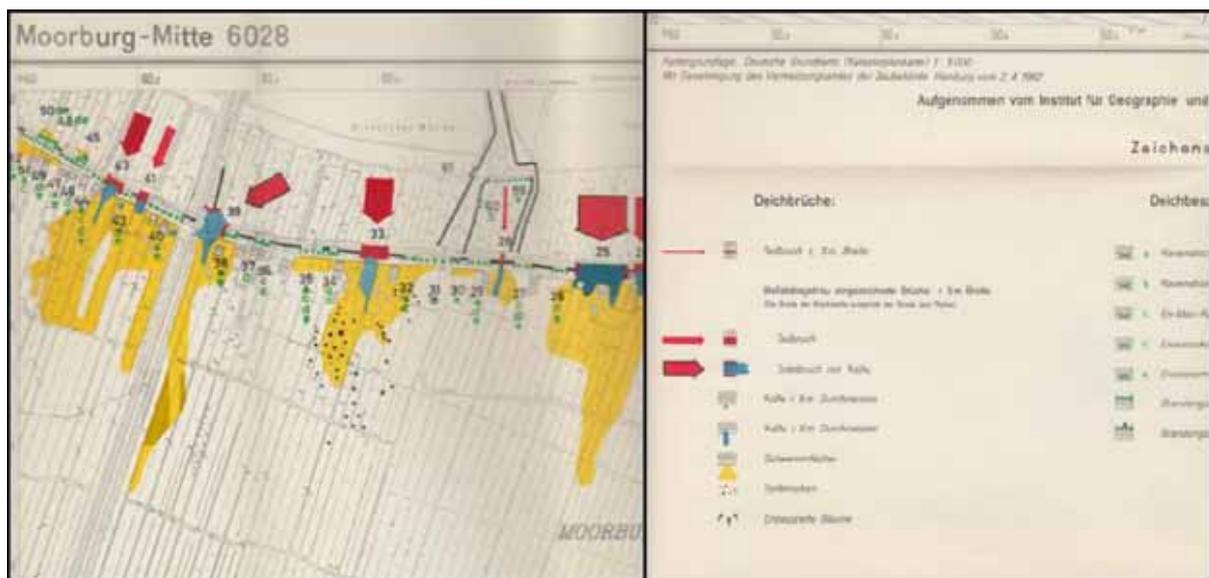


Abb. 3.2: Karte mit Lage der Deichbrüche in Hamburg 1962 (KOLB, A., OTREMB, E. UND BRÜNGER, W., 1962)

In Abb. 3.3 sind die absolute und die kumulierte relative Häufigkeit der Breschenweiten in Klassen mit einer Klassenbreite von 5 m dargestellt. Es wird deutlich, dass 80 % aller Deichbrüche eine Weite von weniger als 25 m besitzen. Außerdem sind 99 % aller Deichbruchweiten kleiner als 100 m sind. Der Minimalwert, der sich aus den

ermittelten Daten für die untersuchten Deichbrüche ergibt, beträgt 5 m, der Maximalwert dahingegen 110 m. Als Mittelwert der insgesamt 85 Deichbruchweiten resultiert schließlich eine Deichbruchweite in Höhe von 21,6 m.

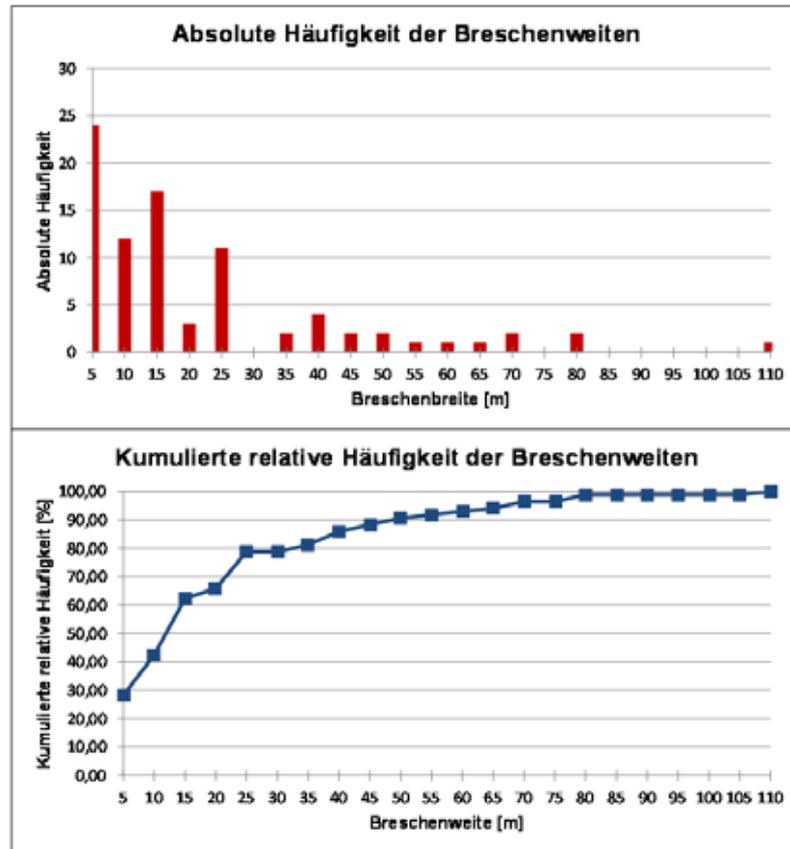


Abb. 3.3: Absolute und kumulierte relative Häufigkeit der Breschenweiten während der Sturmflut 1962

An der Westküste Schleswig-Holsteins sind laut eines Berichts des MINISTERIUMS FÜR ERNÄHRUNG, LANDWIRTSCHAFT UND FORSTEN – SCHLESWIG-HOLSTEIN (1962) die Deiche nur an zwei Stellen gebrochen: An dem unbewohnten Dockkoog bei Husum und dem Ülversbüller Koog südlich von Husum. Laut WOHLBERG, E. (1962) beträgt die Breschenweite am Ülversbüller Koog rund 80 m. Angaben zur Bruchweite am Dockkoog sind in der untersuchten Literatur nicht vorhanden.

3.2.1.4 Sturmflut 1976

In Schleswig-Holstein traten während der Sturmflut 1976 nach ZITSCHER, F.-F., SCHERENBERG, R. UND CAROW, U. (1979) und ZITSCHER, F.-F. (1978) an den Deichen vor der Haseldorfer Marsch auf sechs Einzelstrecken Deichbrüche mit einer Gesamtlänge von 480 m auf. Angaben über die Weiten der einzelnen Brüche sind jedoch nicht vorhanden und können ohne weitere Informationen nicht aus der Gesamtlänge abgeleitet werden. ZITSCHER, F.-F. (1978) gibt zudem noch eine weitere Bruchstelle an: An dem Deich vor dem Christianskoog. Allerdings wird auch hier die Bruchweite nicht genannt. Aus diesem Grund ist eine Ermittlung der Maximal- und Mittelwerte für die Breschenweite nicht möglich.

3.2.1.5 Sturmflut 1999

Im Dezember 1999 kam es in Dänemark zur wohl schwersten Sturmflut des Jahrhunderts (Sturmflut Anatol) an der dänischen Nordseeküste (BERNITT, L., MADSEN, H. T., 2008). Dabei wurden Teile der Deichlinie komplett zerstört. Bei Bröns im südlichen Dänemark wurde ein Deichbruch mit einer Breschenweite von 85 m dokumentiert. Weitere Bruchweiten sind nicht bekannt und erlauben keine statistische Auswertung.

3.2.1.6 Hurrikan Katrina 2005

Während des Hurrikans Katrina traten entlang der südöstlichen Küste der USA im August 2005 verheerende Schäden auf (BERNITT, L., LYNETT, P., 2010). Die schwersten Schäden und die meisten Deichbrüche ereigneten sich dabei in und um New Orleans, weshalb sich der vorliegende Bericht auf dieses Gebiet beschränkt. Infolge des Hurrikans wurde die US-amerikanische Organisation Interagency Performance Evaluation Task Force (IPET) gegründet, welche die Deichbruchursachen und die Deichbruchweiten untersuchte. Im Zuge dieser Untersuchungen

wurden die Höhen der Deichlinie vor und nach dem Hurrikan aufgenommen (IPET, 2006A und IPET, 2006B). Nach KLOPRIES, E. (2012) ist das Stadtgebiet von New Orleans in drei Bereiche aufzuteilen: Die Deiche an den Kanälen, welche zum Lake Pontchartrain führen, den *New Orleans East Back Levees* (NOEBL) und den *Chalmette Levees*. Die Unterteilung ist in Abb. 3.4 zu erkennen. Die drei Bereiche werden getrennt voneinander im Hinblick auf die eingetretenen Deichbruchweiten untersucht. Hierfür werden die Höhenangaben der Deiche vor und nach dem Hurrikan miteinander verglichen, um so die Positionen und Ausmaße der Deichbrüche zu ermitteln. Im Bereich der Kanäle ist es zu sieben Deichbrüchen gekommen, für die lediglich an drei Stellen Angaben zu den Deichbruchweiten vorliegen (137 m, 91 m und 24 m). Aufgrund der geringen Anzahl an Werten, erfolgt für diesen Bereich keine statistische Auswertung.



Abb. 3.4: Übersicht der Deichabschnitte in New Orleans

In den beiden anderen Bereichen NOEBL und Chalmette Levees ist es während des Hurrikans zu deutlich mehr Deichbrüchen gekommen: 30 an den NOEBL Deichen und 98 an den Chalmette Levees. Die Verteilung der aufgetretenen Deichbruchweiten kann den Abbildungen Abb. 3.5 und Abb. 3.6 entnommen werden. Auch ist zu erkennen, dass an den NOEBL Deichen 77 % und an den Chalmette Levees 74 % der Deichbruchweiten kleiner als 100 m betragen. Die Mittelwerte betragen 87,7 m für die NOEBL Deiche und 109 m für die Chalmette Levees. Die Abweichungen in den Mittelwerten lassen sich mit den unterschiedlichen Extremwerten erklären, die in den beiden Bereichen aufgetreten sind: An den NOEBL Deichen beträgt der Minimalwert 15,2 m und der Maximalwert 624,8 m, während bei den Chalmette Levees der Minimalwert 8,4 m und der Maximalwert 1026 m betragen.

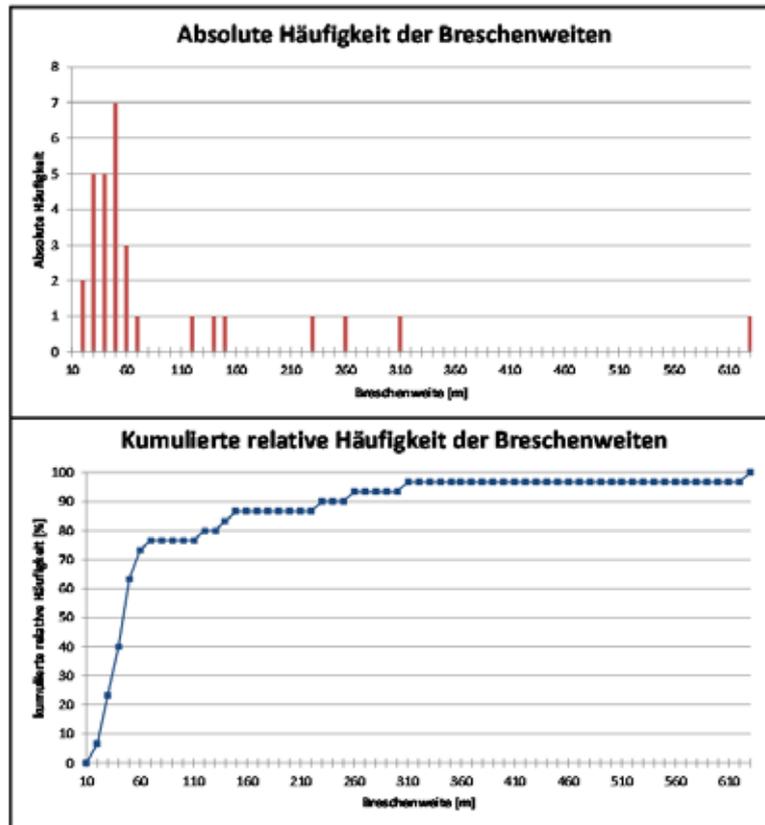


Abb. 3.5: Absolute und kumulierte relative Häufigkeiten der Breschenweiten an den NOEBL Deichen 2005

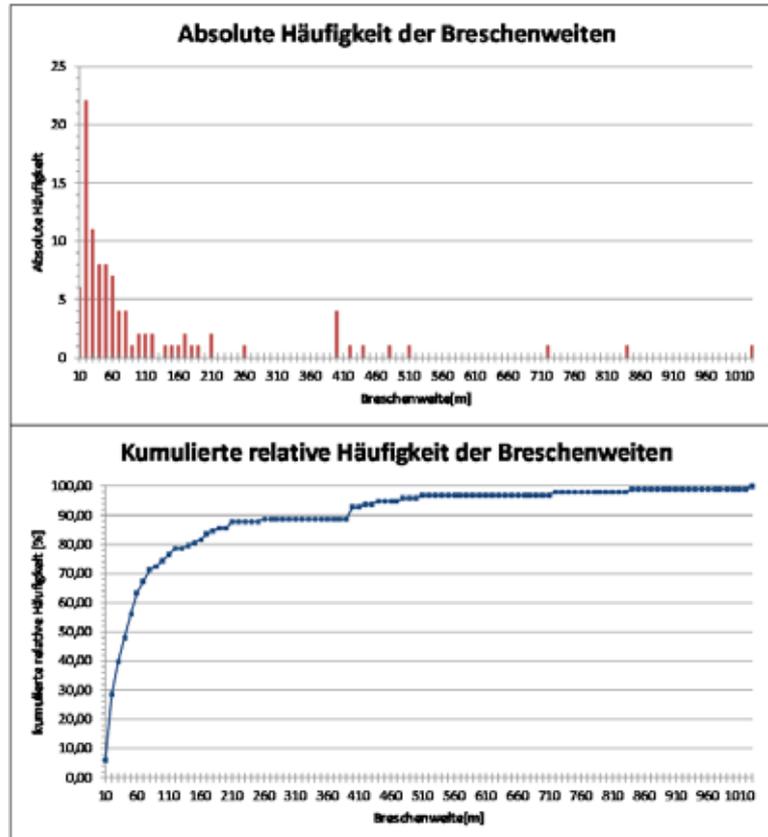


Abb. 3.6: Absolute und kumulierte relative Häufigkeiten der Breschenweiten an den Chalmette Deichen 2005

Der Bruch mit dem maximalen Wert in Höhe von 1026 m ist in Abb. 3.7 dargestellt. Es ist nicht eindeutig zu erkennen, ob es sich hierbei um einen großen Bruch handelt oder ob sich mehrere kleinere Brüche zu einer Bruchstelle verbunden haben.

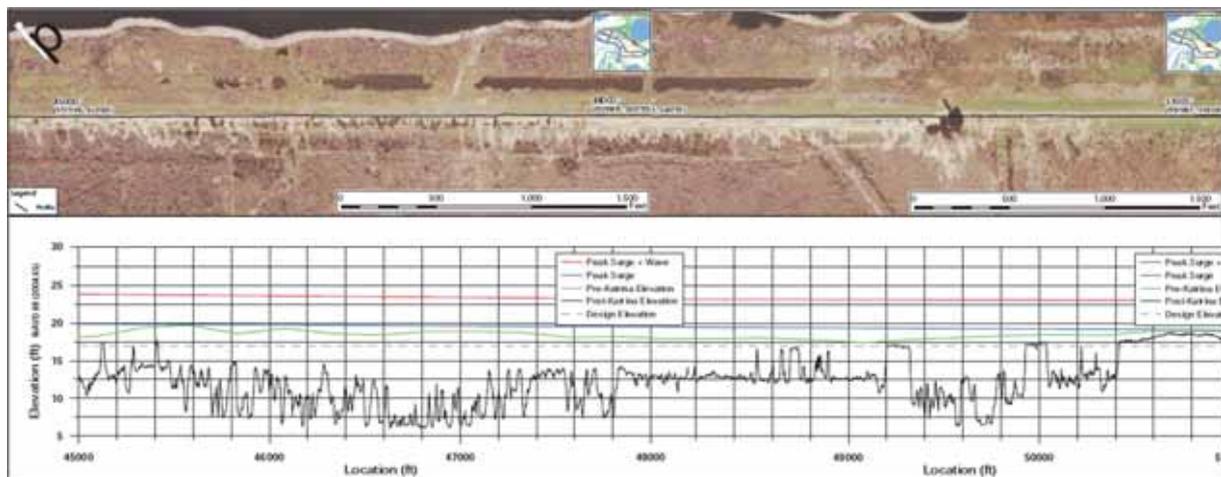


Abb. 3.7: Größter Bruch an den Chalmette Levees (IPET, 2006B)

3.2.2 Deichscharls und -stöpen

Deichscharls und -stöpen sind Unterbrechungen in einem Deichkörper, durch die ein Verkehrsweg hindurchführt. Öffnungen dieser Art bilden Schwachstellen in der Deichlinie, weshalb sie generell vermieden werden sollten. Es ist jedoch nicht immer möglich, den Verkehr über die Deichkrone zu führen. Gerade im Hafen- oder Stadtbereich ist eine Durchfahrt oft unerlässlich. In der Hochwasserschutzlinie Hamburgs befinden sich beispielsweise 38 Öffnungen (BSU HAMBURG, o.J.). Bei Sturmflutgefahr müssen Deichscharls und Stöpen geschlossen werden, um ihre Betriebsbereitschaft herzustellen. Dabei wird zwischen mobilen und ortsfesten, beweglichen Verschlüssen unterschieden. Die ortsfesten, beweglichen Verschlüsse (z.B. Tore oder klappbare Systeme) sind normalerweise in Aussparungen oder Nischen untergebracht. Zu den mobilen Verschlüssen zählen beispielsweise Dammbalkensysteme. Sie werden in der Nähe gelagert und müssen im Hochwasserfall zum Einsatzort transportiert und dort aufgebaut werden (SOWA, 2010). Zur Gewährleistung der doppelten Verschlussicherheit werden Torverschlüsse häufig mit dahinter angeordneten Dammbalkenverschlüssen in ihrer Schutzfunktion unterstützt (KRAMER, 2011). Bei Deichscharls und Stöpen tritt ein Versagen ein, wenn das anstehende Wasser nicht mehr zurückgehalten werden kann und somit die von dem jeweiligen Deichring geschützte Region gefährdet wird. Im Wesentlichen kann ein Versagen dadurch entstehen, dass die Öffnung nicht innerhalb der zur Verfügung stehenden Zeit geschlossen werden kann. Außerdem kann es zu einem Versagen durch Stabilitätsverlust, durch eine Sickerströmung unterhalb des Verschlusses oder durch ein anderes geotechnisches Versagen des Untergrundes kommen (KORTENHAUS et al, 2006). Da es viele unterschiedliche Variationen von Verschlussystemen gibt, werden sich die folgenden Betrachtungen im Rahmen diesen Berichtes darauf beschränken, allgemeine Torsysteme exemplarisch für ortsfeste, bewegliche Verschlüsse zu berücksichtigen und als Beispiel für mobile Verschlüsse Dammbalkensysteme aufzuführen.

3.2.2.1 Systemspezifische Versagensanfälligkeit

Die einsetzbaren Verschlüsse sind aufgrund ihrer spezifischen Konstruktionen in Bezug auf die in Abb. 3.8 aufgeführten Gefährdungsszenarien unterschiedlich anfällig. Dies führt je nach gegebenen Randbedingungen zu unterschiedlichen Versagenswahrscheinlichkeiten. Abb. 3.8 gibt qualitativ systemspezifische „Vulnerabilitäten“ (BWK, 2005) für verschiedene Gefährdungsszenarien an. Dabei ist eine Abstufung nur innerhalb der beiden Systeme möglich, d.h. die Farbdifferenzierung ist nur in vertikaler Richtung aussagekräftig (BWK, 2005).

	Gefährdungsszenarien										
	Einwirkungen				System		Sicherheit		Logistik		
	Treibgut-anprall	Schiffs-anprall	Fahrzeug-anprall	Überströmen	Korrosion/Alterung	Technischer Ausfall	Sabotage	Diebstahl	Lagerung/Wartung	Aufbau/Abbau	Transport
Dammbalkensysteme	■	■	■	■	■	□	■	■	■	■	■
Torsysteme	□	□	□	□	■	■	■	□	■	■	□

Legende:

□	Keine/geringe Vulnerabilität eines Systems gegenüber einem Gefährdungsrisiko
■	Relevante Vulnerabilität eines Systems gegenüber einem Gefährdungsrisiko
■	Besonders relevante Vulnerabilität eines Systems gegenüber einem Gefährdungsrisiko

Geteilte Felder bedeuten: Die Relevanz der Vulnerabilität ist abhängig von der gewählten Systemausführung (ansonsten gleiche Farbkodierung)

Abb. 3.8: Systemspezifische Vulnerabilitätsmatrix (nach BWK, 2005)

Wie in Abb. 3.8 zu sehen, sind Dammbalkensysteme wesentlich anfälliger für jede Art von Stoßbelastung (sei es Treibgut-, Schiffs- oder Fahrzeuganprall) als Torsysteme. Kleine Relativverschiebungen können, aufgrund des schichtartigen Aufbaus des Systems, bereits zu einer Bildung von Undichtigkeiten und damit zu Spaltströmen führen, die die Standsicherheit des Systems gefährden. Generell ist jedoch zu beachten, dass die Wahrscheinlichkeit eines Anpralls aufgrund der begrenzten Länge des Verschlussystems relativ gering ist. Schiffsanprall ist z.B. nur bei größerer Aufbauhöhe zu berücksichtigen. Ohne ausreichende Gegenmaßnahmen sind sowohl Dammbalkensysteme als auch Torsysteme versagensanfällig für durch Überströmung erzeugte Schwingungen. Diese bewirken dynamische Kräfte, die bei Dammbalkensystemen die Stauwand, Stützen, Befestigungen oder Fundamente beanspruchen und bei Torsystemen auf Lager, Führungen, Fundamente, Dichtungen und Verzahnungen eine kritische Wirkung haben können. Torsysteme sind in Bezug auf Alterung bzw. Korrosion weniger vulnerabel als Dammbalkensysteme. Korrosion wirkt sich bei Torsystemen vor allem auf die zur Sicherung der Beweglichkeit benötigten Elemente (z.B. Führungen, Lager oder Rollen) negativ aus. Bei Dammbalkensystemen hingegen werden insbesondere die Dichtungen der einzelnen Elemente durch Alterung gefährdet. Diese können verspröden oder reißen, sodass die Dichtheit und damit auch die Standsicherheit des Gesamtsystems bedroht wird. Systeme, die bei ihrer Bewegung technisch unterstützt werden, sind vulnerabel gegenüber einem Ausfall dieser Hilfsmittel. Dies spielt nur bei maschinell betriebenen Toren eine Rolle. Dammbalkensysteme werden immer manuell aufgebaut. Deshalb bestehen sie auch aus vielen Einzelteilen (z.B. Befestigungseinrichtungen wie Schrauben oder Bolzen) und sind damit sehr anfällig für Sabotage oder Diebstahl. Während Diebstahl bei Torsystemen ausgeschlossen werden kann, bieten die frei zugänglichen Tore viele Sabotagemöglichkeiten. Sowohl bei Tor- als auch bei Dammbalkensystemen ist die Wartung sehr wichtig. Bei Torsystemen ist darauf zu achten, dass sich die beweglichen Elemente sowie die eventuell vorhandene Maschinenteknik in einem funktionstüchtigen Zustand befinden, Dammbalken müssen nach einem Einsatz gewartet und gegebenenfalls gerichtet werden. Zusätzlich ist bei Dammbalkensystemen eine sachgemäße Lagerung wichtig, um Korrosion oder andere Beschädigungen zu vermeiden. Der Aufbauvorgang besteht bei Torverschlüssen darin, die Tore automatisch oder manuell zu verschließen. Dabei kann es zu einem Versagen kommen, wenn die Tore, z.B. durch parkende Fahrzeuge, blockiert werden. Bei Dammbalkensystemen ist der Aufbau aufgrund der vielen Einzelteile und notwendigen Handgriffe sehr personalintensiv. Dieser Systemtyp ist somit besonders bei unqualifiziertem Personal bzw. fehlerhaftem Aufbau versagensanfällig. Zudem sind Dammbalkensysteme transportintensiv und damit vulnerabel bei unzureichenden Transportkapazitäten oder eingeschränkter Erreichbarkeit des Lagers (BWK, 2005).

3.2.2.2 Versagen durch nicht rechtzeitige Herstellung der Einsatzbereitschaft

Die Herstellung der Einsatzbereitschaft hängt von vielen Faktoren ab. Im Wesentlichen ist dabei zwischen ortsfesten und mobilen Verschlüssen zu unterscheiden. Ortsfeste, bewegliche Verschlüsse, die elektromechanisch

oder hydraulisch betrieben werden, können im Notfall meist auch manuell verschlossen werden (BSU HAMBURG, o.J.). Der Einsatz mobiler Systeme ist zum Teil mit erheblichem personellem, maschinellm und logistischem Aufwand verbunden, der eine im Ernstfall auch unter schwierigen Bedingungen funktionierende Alarm- und Einsatzplanung erfordert (BWK, 2005). Das wichtigste Kriterium bei der Untersuchung der rechtzeitigen Einsatzbereitschaft ist die Vorwarnzeit. Bereits mehrere Tage vor Eintritt einer Sturmflut können vor Extremwasserständen gewarnt werden, sodass mögliche Dienstbereitschaften bereits vorgeplant werden können (NLWKN (a)). Es muss sichergestellt werden, dass die Vorwarnzeit ausreicht, um die Deichscharten und Stöpen zu verschließen. Das heißt, die Vorwarnzeit t_{Vorwarn} muss länger sein als die Bereitstellungszeit t_{Bereit} . Letztere stellt die benötigte Zeitspanne für die Bereitstellung des Hochwasserschutzes des jeweiligen Systems dar (BWK, 2005).

$$t_{\text{Vorwarn}} > t_{\text{Bereit}} \cdot c_{\text{Sicherheit}} \quad (3.1)$$

Die Bereitstellungszeit wird durch den Sicherheitsfaktor $c_{\text{Sicherheit}}$ erhöht, um eventuelle unvorhergesehene Ereignisse, die den Ablauf behindern, zu berücksichtigen. Solche Behinderungen im Ablauf können unter anderem durch den Ausfall von Transportfahrzeugen oder Arbeitskräften, durch parkende Fahrzeuge in der Zufahrt oder durch verklemmte oder vereiste Abdeckplatten für Einbauprofile, entstehen (BWK, 2005). Die Größe der Bereitstellungszeit hängt davon ab, um was für ein Verschlussystem es sich handelt. Für einen mobilen Verschluss, wie z.B. ein Dammbalkensystem, setzt sie sich aus der Alarmierungszeit t_{Alarm} , der Beladungszeit t_{Beladung} , der Transportzeit $t_{\text{Transport}}$, der Sicherungszeit $t_{\text{Sicherung}}$ und der Aufbauzeit t_{Aufbau} zusammen (BWK, 2005):

$$t_{\text{Bereit}} = t_{\text{Alarm}} + t_{\text{Beladung}} + t_{\text{Transport}} + t_{\text{Sicherung}} + t_{\text{Aufbau}} \quad (3.2)$$

Bei beweglichen Verschlüssen, beispielsweise bei Toren oder klappbaren Systemen entfällt sowohl die Beladungs- als auch die Transportzeit. Die Aufbauzeit wird bei diesen Systemen durch die Zeit bestimmt, die für den Schließvorgang benötigt wird. Die Schließgeschwindigkeiten von Schiebetoren können zum Beispiel, je nachdem wie sie betrieben werden, im Mittel ca. 6–10 m pro Minute betragen (BRAAKER & OLLROGE, 1980). Dammbalkensysteme stellen hingegen wesentlich zeitintensivere Verschlussysteme dar. Für den Aufbau eines Verschlusses mit 10 m Länge bei Einsatz von 2 Personen kann z.B., je nach Höhe des Verschlusses, eine Aufbauzeit von 1–2 Stunden kalkuliert werden (BWK, 2005).

Die Alarmierungszeit ist die Zeit zwischen dem Zeitpunkt der Alarmmeldung und der Einsatzbereitschaft des Personals. Um eine frühzeitige Einsatzbereitschaft zu gewährleisten, muss ein Alarmplan aufgestellt werden, dem jede einzelne Person ihre Zuständigkeit und ihren Einsatzort entnehmen kann (BWK, 2005). Da die Zeiten je nach verfügbarem Personal, örtlichen Verhältnissen und den zu Verfügung stehenden Hilfsmitteln mitunter stark variieren können, müssen hohe Sicherheiten eingerechnet werden. Zudem sind die geschätzten Zeiten im Rahmen eines Probeaufbaus zu verifizieren (SOWA, 2010). Um jederzeit einen funktionierenden Ablauf bei der Herstellung der Einsatzbereitschaft der Deichlinie gewährleisten zu können, müssen regelmäßig Übungen abgehalten werden. Dabei werden die Alarm- und Einsatzpläne überprüft und gleichzeitig wird dafür gesorgt, dass die Einsatzkräfte ihre Qualifikation beibehalten (BWK, 2005).

3.2.2.3 Versagen durch Stabilitätsverlust oder Materialversagen

Im Prinzip treten im Betriebs- und Versagenszustand mobiler und ortsfester, beweglicher Verschlüsse die gleichen Lasten auf, wie bei stationären Schutzsystemen, zu denen z.B. Deiche zählen. Allerdings weisen sie systembedingt eine höhere Versagenswahrscheinlichkeit auf als die stationären Systeme (KÖNGETER, 2002). Schon allein durch ihr geringeres Gewicht sind die verschiedenen Verschlussysteme, was ihren Widerstand betrifft, wesentlich schwächer als stationäre Hochwasserschutzsysteme (SOWA, 2010).

Die Bemessung der Torverschlüsse wird normalerweise für den reinen Hochwasserfall gemäß DIN 19704 und DIN 19705 für Stahlwasserbauten durchgeführt (BRAAKER & OLLROGE, 1980). Zusätzlich müssen jedoch auch Belastungen aus eventuellen Montagevorgängen oder aus im Hafensbereich möglichem Fahrzeuganprall berücksichtigt werden (BRAAKER & OLLROGE, 1980).

Für die Bemessung mobiler Systeme sind ähnliche Lastannahmen zu treffen. Als Einwirkungen werden hier das Eigengewicht der Konstruktion, die hydrostatischen und hydrodynamischen Beanspruchungen, der Anprall von Treibgut und Eisstoß, die Windlast sowie Verkehrslasten berücksichtigt. Zusätzlich sind als außergewöhnliche Lastfälle der Ausfall einer Zugschraube am Stützenfuß sowie das Überströmen des Systems zu betrachten (BWK, 2005). Dammbalken können aus Holz sein, meist sind die heute verwendeten Elemente, des geringen Gewichts wegen, jedoch aus Aluminium gefertigt, sodass sie von Hand eingebaut werden können. Dass ein Dammbalken aus der Halterung herausgerissen wird, ist sehr unwahrscheinlich. Allerdings hat die Fertigung der Elemente aus Aluminium den Nachteil, dass sie relativ anfällig für Beschädigungen oder Verbiegung sind, was z.B. durch einen Anprall bei Transport, Montage oder im Einsatz hervorgerufen werden kann. In einem solchen Fall ist es aber möglich, das beschädigte Element zu entfernen, die darüber liegenden Elemente nach unten nachzuschieben und gegebenenfalls ein Ersatzelement von oben anzufügen. Das Versagen eines Einzelelementes hat also nicht das

Versagen des gesamten Verschlusses zur Folge. Eine Reparatur wäre auch unter Einsatzbedingungen noch denkbar (NACHTNEBEL et al, o.J.). Um eine Untergrundabdichtung auch bei unebener Fläche gewährleisten zu können, wird das unterste Dammbalkenelement mit einer dickeren, elastischen Dichtung versehen. Eine weitere Möglichkeit wäre, eine passgenaue, stationäre Bodenschiene in den Untergrund einzulassen (SOWA, 2010).

Fahrzeuganprall wird sowohl bei Toren als auch bei Dammbalkenverschlüssen in die Betrachtungen einbezogen. Dazu wird laut BWK (2005) in einer Höhe von 1,2 m eine horizontal drückende Streckenlast von 5 kN/m angesetzt. Berücksichtigt wird dadurch jedoch höchstens ein langsam fahrendes, rangierendes Montagefahrzeug. Einem Anprall durch ein schnell fahrendes Fahrzeug können die mobilen Elemente in der Regel nicht standhalten (BWK, 2005). Außerdem muss bei sehr schweren Sturmfluten vor allem im Hafensbereich damit gerechnet werden, dass Treibgut unkontrolliert im Wasser schwimmt und gegen das Verschlussystem prallt. Dies kann, wie im Abschnitt 3.2.2.1 bereits beschrieben, vor allem bei Dammbalkenverschlüssen zum Versagen führen. Zur Berücksichtigung solcher Treibgutstöße wird bei der Bemessung pauschal eine Stoßbelastung von 30 kN angenommen (BRAAKER & OLLROGE, 1980).

3.2.2.4 Versagen durch Versagen des Untergrundes

Die oben beschriebenen Belastungen müssen über Fundamente in den Untergrund abgetragen werden. Bei Torverschlüssen nehmen die seitlichen Tragkonstruktionen, die je nach örtlichen Gegebenheiten variieren und die Teil des stationären Systems sind, die Lasten auf und leiten diese in das Fundament ab. Bei Dammbalkensystemen werden die Lasten über Nuten in die seitliche Tragkonstruktion oder, je nachdem wie groß die zu verschließende Öffnung ist, in zusätzlich mittig aufgestellte Stützmasten (vgl. Abb. 2.7) abgetragen. Für diese Stützmasten müssen in festen Einzelfundamenten eingelassene Aufnahmevorrichtungen vorgesehen sein (NACHTNEBEL et al, o.J.).

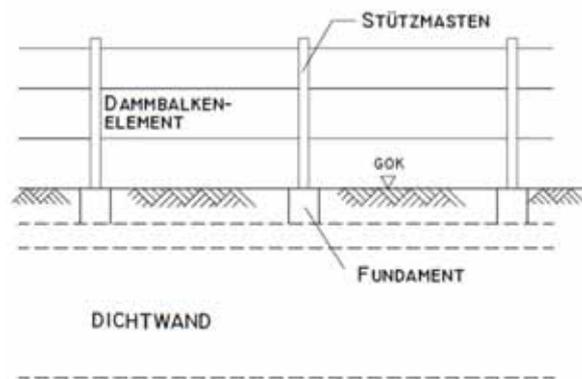


Abb. 3.9: Dammbalkensystem (NACHTNEBEL et al, o.J.)

Damit die Lasten sicher abgetragen werden können, muss der Untergrund standsicher sein. Die planmäßig zu führenden geotechnischen Nachweise für die Fundamente sind laut BWK (2005) hydraulische Nachweise gegen Auftrieb und hydraulischen Grundbruch sowie hydraulische Nachweise der Erosionssicherheit, der Suffosionssicherheit und der Sicherheit gegen Erosionsgrundbruch (Piping). Außerdem ist für den erdstatischen Nachweis die Gründung nachzuweisen. Dazu sind Nachweise der Sicherheit gegen Grundbruch, Kippen, Gleiten und Verschiebungen in der Sohlfläche sowie der Nachweis der zulässigen Setzungen zu führen. Gegebenenfalls ist die Standsicherheit vorhandener Böschungen oder weiterer Elemente, z.B. von Dicht- oder Spundwänden nachzuweisen (BWK, 2005).

3.2.3 Mauern

3.2.3.1 Versagensfälle und genormte Nachweise

Zur Betrachtung der Versagensfälle an einer Hochwasserschutzmauer der Kategorie Winkelstützmauer werden diverse DIN Normen und andere Regelwerke herangezogen. Es erfolgt dabei eine Unterscheidung der Versagensfälle nach statischen, geostatischen, hydraulischen und geohydraulischen Mechanismen.

Den statischen Nachweis gegen Überschreitung der maximalen Querkraft erklärt Gleichung (3.1). Gleichung (3.2) beschreibt die Bedingung für ausreichende Biegezugfestigkeit. Beide Nachweisverfahren sind der DIN 1045: 208 zu entnehmen.

$$V_{Ed} \leq V_{Rd,max} = b_w \cdot z \cdot \alpha_C \cdot f_{cd} \cdot \frac{\cot\theta + \cot\alpha}{1 + \cot^2\theta} \quad (3.1)$$

mit:	z	=	innerer Hebelarm = $0,9 \cdot d_{\text{stat}}$
	d_{stat}	=	statische Nutzhöhe
	$V_{\text{Rd, max}}$	=	Druckstreben­tragfähigkeit
	V_{Ed}	=	Bemessungswert der einwirkenden Querkraft
	α_{C}	=	Faktor zur Begrenzung der Druckspannungen infolge Querkzug = 0,75 für Normalbeton
	α	=	Winkel der Bewehrung (im Regelfall $\alpha = 90^\circ$)
	f_{cd}	=	Bemessungswert der Betondruckfestigkeit
	b_{w}	=	Breite bzw. Dicke der Wand
	$\cot \theta$	=	Druckstreben­neigung

$$\text{erf.} A_s \leq \text{vorh.} A_s \quad (3.2)$$

Mit: A_s = Fläche der Längsbewehrung (Ermitteln der erforderlichen Längsbewehrung (erf. A_s) erfolgt beispielsweise über das Verfahren der dimensionslosen Beiwerte nach DIN 1045-01: 2008)

Um den Wellendruck auf senkrechte Wände zu analysieren und daraus eine statische Druckfigur abzuleiten, gibt die Richtlinie „Berechnungsgrundsätze für Hochwasserschutzwände, Flutschutzanlagen und Uferbauwerke im Bereich der Tideelbe“ der Freien und Hansestadt Hamburg (2007) des Förderprogramms Privater Hochwasserschutz der Hamburg Port Authority (HPA) geeignete Berechnungsverfahren vor, mit denen sich die Wand nach den Grundlagen der Statik berechnen lässt. Zwar gilt diese Richtlinie für den Bereich der Tideelbe, jedoch beruht diese Richtlinie primär auf den Empfehlungen des Arbeitsausschusses „Ufer­einfassungen“, die den Namen „Häfen und Wasserstraßen (EAU) 2004“ führt und gegebenenfalls für den Tideelbebereich modifiziert wurde. Die Formeln zur Berechnung der statischen Drücke ist in Gleichung (3.3) aufgezeigt und wird anhand der Abb. 3.10 erläutert.

$$p_1 = \frac{F_h}{\frac{1+\chi_1}{2} \cdot d_w + \frac{\eta}{2} \cdot H_{\text{ds}}} \quad \text{für die Bemessung ohne Wellenüberlauf}$$

$$p_1 = \frac{F_h}{\frac{1+\chi_1}{2} \cdot d_w + \frac{1+\chi_2}{2} \cdot R_c} \quad \text{für die Bemessung mit Wellenüberlauf} \quad (3.3)$$

mit:	d_w	=	Wassertiefe
	p_1	=	maximale Druckordinate in Höhe Außenwasserstand in kN/m^2
	p_2	=	maximale Druckordinate in der Wassertiefe d_w in $\text{kN}/\text{m}^2 = p_1 \cdot \chi_1$
	p_3	=	maximale Druckordinate an der Wandoberkante in $\text{kN}/\text{m}^2 = p_1 \cdot \chi_2$
	F_h	=	Wellenersatzlast gemäß Tabellen 6 und 7 der Richtlinie Berechnungsgrundsätze für Hochwasserschutzwände, Flutschutzanlagen und Uferbauwerke im Bereich der Tideelbe der Freien und Hansestadt Hamburg)
	R_c	=	Freibordhöhe
	χ_i	=	Druckparameter (vgl. Tabelle 8 der Richtlinie Berechnungsgrundsätze für Hochwasserschutzwände, Flutschutzanlagen und Uferbauwerke im Bereich der Tideelbe der Freien und Hansestadt Hamburg)
	η	=	Wasserspiegelparameter (vgl. Tabelle 8 der Richtlinie Berechnungsgrundsätze für Hochwasserschutzwände, Flutschutzanlagen und Uferbauwerke im Bereich der Tideelbe der Freien und Hansestadt Hamburg)

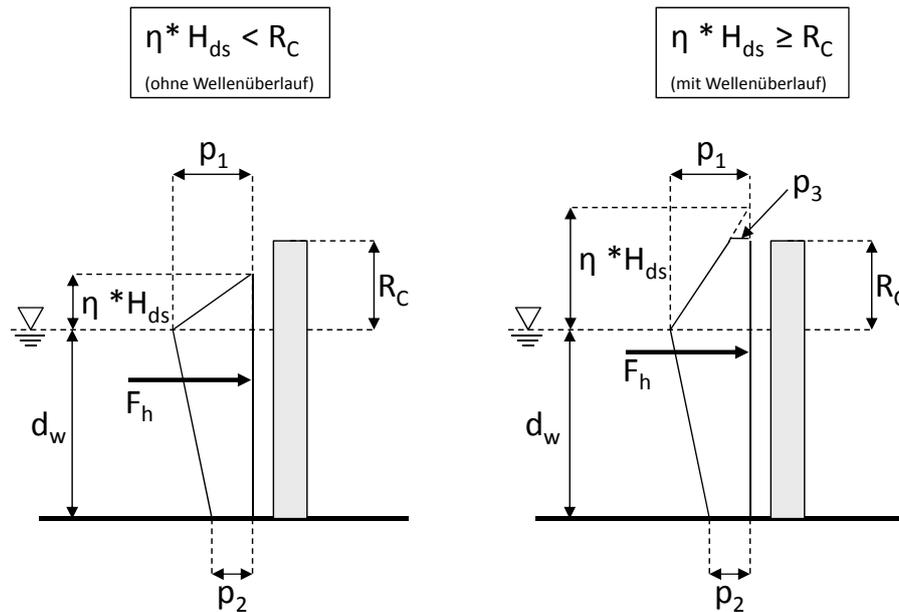


Abb. 3.10: Wellendruckbelastung auf senkrechte Wände (nach HPA, 2007)

Für die geostatischen Versagensfälle ist für Kippen und Gleiten sowie für den hydraulischen Grundbruch die DIN 1054: 2010 heranzuziehen. Der Kippnachweis dient der Ermittlung der größten zulässigen Ausmittigkeit der Sohldruckresultierenden, da die Sohlfuge nur bis zur zweiten Kernweite aufklaffen darf (vgl. Gleichung (3.4)).

$$e = \frac{M_k}{N_k} \leq \frac{b}{3} \quad (3.4)$$

Mit: e = Ausmitte

M_k = charakteristischer Wert der Momenteneinwirkung

N_k = charakteristischer Wert der Normalkrafteinwirkung

B = Breite des Winkelstützfundamentes

Der Nachweis der Sicherheit gegen Gleiten ist in Gleichung (3.5) beschrieben. Der charakteristische Wert der einwirkenden Horizontalkraft darf dabei die Summe des gewichtskraftinduzierten horizontalen Normalkraftanteils und des charakteristischen passiven Erddrucks nicht überschreiten.

$$T_d \leq R_d + E_{pk} \quad (3.5)$$

Mit: R_d = Bemessungswert des Gleitwiderstandes = $N_K \cdot \tan \varphi / \gamma_{GL} + A \cdot c$

N_k = charakteristischer Wert der einwirkenden Normalkraft

φ = Reibungswinkel des Bodens

γ_{GL} = Teilsicherheitsbeiwert

A = kraftübertragende Sohlfläche

c = Kohäsion

E_{pk} = Bemessungswert des passiven Erddrucks parallel zur Sohlfläche

T_d = Bemessungswert der parallel zur Sohlfläche einwirkenden Kräfte

Hinsichtlich des Nachweises gegen einen hydraulischen Grundbruch kann die Strömungskraft über ein Potenzialnetz nach TERZAGHI-PECK ermittelt werden. Nachzuweisen ist, dass der senkrechte Anteil der Strömungskraft, welcher durch die anstehende Wasserspiegeldifferenz hervorgerufen wird und von unten auf die Bauwerkssohle wirkt, kleiner als die vom Bodenkörper hervorgebrachte Gewichtskraft unter Berücksichtigung des Wichte reduzierenden Grundwasseranstandes ist. Die nachstehende Gleichung (3.6) kann anhand der EAU 2004 nachvollzogen werden.

$$S'_k \cdot \gamma_H \leq G'_k \cdot \gamma_{G,Stb} \quad (3.6)$$

Mit:	S_k^c	=	Strömungskraft = $\frac{\gamma_w \cdot (h_1 + h_r)}{2} \cdot \frac{t}{2}$
	G_k^c	=	charakteristischer Wert der Gewichtskraft unter Auftrieb des Durchströmten Körpers
	γ_H	=	Teilsicherheitsbeiwert für die Strömungskraft im Grenzzustand GZ 1A nach DIN 1054, Tabelle 2
	$\gamma_{G,Stb}$	=	Teilsicherheitsbeiwert für günstige ständige Einwirkungen im Grenzzustand GZ 1A nach DIN 1054, Tabelle 2
	G_Z	=	geotechnischer Grenzzustand
	γ_w	=	Wichte des Wassers
	t	=	Einbindetiefe der Bauwerkes auf der Wasser zugeneigten Seite
	h_r	=	wirksame Potenzialdifferenz am Wandfußpunkt (Differenz der Standrohrspiegelhöhe am Spundwandfuß gegenüber der Unterwasserspiegelhöhe)
	h_1	=	wirksame Potenzialdifferenz an der dem Wandfuß gegenüber liegenden Begrenzung des Grundbruchkörpers

Für den Nachweis gegen Böschungsbruch liefert die DIN 4084: 2009 mit dem lamellenfreien Verfahren nach FRÖHLICH (Gleichung (3.7)) eine ausreichende Bemessungsvorgabe. Hierbei wird ein Gleitkreis angenommen, der bei Überschreitung des Erdwiderstandes durch die Belastung resultiert und den Böschungsbruch beschreibt (vgl. Abb. 3.11).

$$\mu = \frac{E_M}{R_M} = \frac{F \cdot e_1}{R_\varphi \cdot r_\varphi + F_C \cdot r_C} = \frac{F \cdot e_1}{Q \cdot \sin \omega + F_C \cdot r_C} \leq 1,0 \quad (3.7)$$

Mit:	F	=	Resultierende Bemessungskraft aller einwirkenden Lasten
	e_1	=	Abstand vom Kreismittelpunkt und dem Winkel ω zwischen der Wirkungslinie von F und der Winkelhalbierenden des Gleitkreises
	Q	=	Reaktionskraft = $\sqrt{F^2 \cdot 2 \cdot F \cdot F_C \cdot \sin \omega + F_C^2}$
	F_C	=	Kohäsionskraft = $2 \cdot c \cdot r \cdot \sin \alpha_r$
	r_C	=	Hebelarm der Reibungskraft
	r_φ	=	Hebelarm der Kohäsionskraft
	r	=	Radius des Gleitkreises

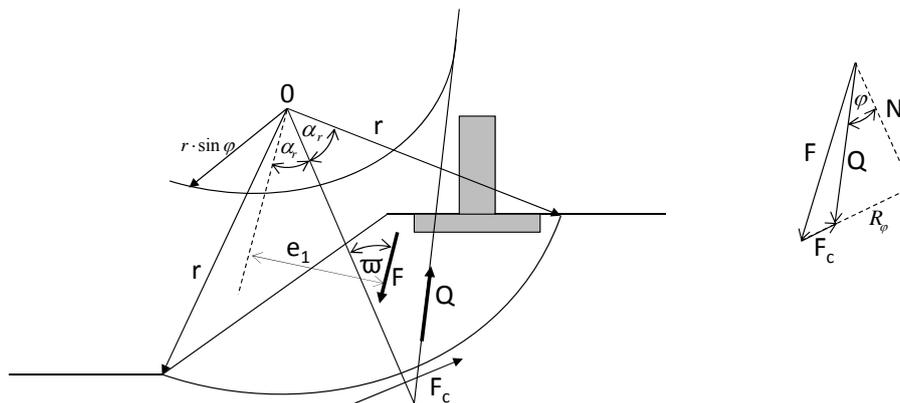


Abb. 3.11: Gleitkreis des Böschungsbruchs (nach DIN 4048)

Gemäß der DIN 4017: 2006 wird der Grundbruchnachweis nach Gleichung (3.8) durchgeführt. Die Formel wird anhand Abb. 3.12 erläutert. Der einwirkenden Normalkraft aus Wasserdruck und Eigengewicht der Mauer steht ein Bodenwiderstand gegenüber. Dieser Widerstand ist abhängig von:

- dem Breitenglied, welches durch die Fundamentbreite des Bauwerkes beschrieben wird,
- dem Tiefenglied, welches durch die Einbindetiefe des Fundamentes charakterisiert wird und
- dem Kohäsionsglied, das durch die Parameter des Bodens unterhalb der Gründungssohle beeinflusst wird.

$$N_d \leq R_{n,d} \Leftrightarrow N_{G,k} \cdot \gamma_G + N_{Q,k} \cdot \gamma_Q \leq R_{n,d} / \gamma_{Gr}$$

$$R_{n,k} = a' \cdot b' \cdot (\gamma_2 \cdot b' \cdot N_b + \gamma_1 \cdot d \cdot N_d + c \cdot N_c) \quad (3.8)$$

Mit: $N_b = N_{bo} \cdot v_b \cdot i_b \cdot \lambda_b \cdot \xi =$ Breitenglied

$N_d = N_{do} \cdot v_d \cdot i_d \cdot \lambda_d \cdot \xi_d =$ Tiefenglied

$N_c = N_{co} \cdot v_c \cdot i_c \cdot \lambda_c \cdot \xi_c =$ Kohäsionsglied

γ_i	=	Teilsicherheitsbeiwerte nach Tabelle 2 der DIN 1054
N_d	=	Bemessungswert der einwirkenden Normalkraft
a', b'	=	um den Einfluss der Exzentrizität abgeminderte Fundamentabmessungen ($b' \leq a'$)
γ_1	=	Wichte des Bodens im Einbindebereich
γ_2	=	Wichte des Bodens unterhalb des Fundamentes
d	=	Einbindetiefe des Fundamentes
c	=	Kohäsion
N_{i0}	=	Tragfähigkeitsbeiwerte (von Kohäsion abhängig)
v_i	=	Formbeiwert
i_i	=	Neigungsbeiwert
λ_i	=	Geländeneigungsbeiwert
ξ_i	=	Sohlneigungsbeiwert

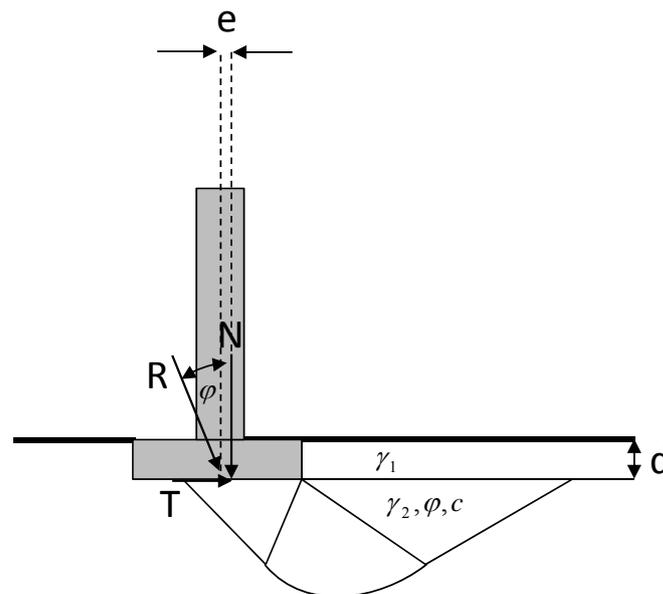


Abb. 3.12: Grundbruchfigur (nach DIN 4017: 2006)

Der Nachweis für eine ausreichende Deckschichtdicke basiert auf der DIN 19712: 1997 und soll an dieser Stelle nicht weiter erläutert werden.

Der geohydraulische Effekt des Piping (auch rückschreitende Erosion oder Erosionsgrundbruch genannt) impliziert eine Bodenausspülung an der Gewässersohle infolge von Wasserströmung. Werden infolge des die Bauwerksgründung umströmenden Wassers Bodenteilchen nach oben aus dem Boden herausgelöst, bildet sich entgegen der Fließrichtung des Wassers eine kanalartige Röhre („pipe“), die sich in Richtung Oberwasser entlang der Stromlinien mit dem höchsten Gradienten fortpflanzt (EAU, 2004). Um diesen Effekt zu untersuchen, kann J. B. SELLMIEJERS „On the mechanism of piping under impervious structures“ herangezogen werden. Jedoch schildert die EAU 2004 den Effekt des Piping als eine Erscheinung, die für jedes Bauwerk separat, anhand seiner örtlichen Gegebenheiten, fachgerecht bewertet werden muss. Ein geeignetes allgemeines Bemessungsverfahren, welches die Wasserstandsunterschiede von Ober- und Unterwasser sowie die Beschaffenheit der Bodenverhältnisse berücksichtigt, gäbe es bislang noch nicht. Jedoch könne bei bindigen Böden im Regelfall davon ausgegangen werden, dass kein Piping auftritt.

Für die hydraulischen Versagensfälle Überlaufen sowie Überströmen und die damit verbundenen Berechnungen der einwirkenden Wellenparameter bietet die Zeitschrift des KURATORIUMS FÜR FORSCHUNG IM KÜSTENINGENIEURWESEN (KFKI) „Die Küste-Eurotop“ (2007) ausreichende Bemessungsvorgaben. Hier soll jedoch lediglich auf die besagte Ausgabe der Küste (2007) verwiesen und auf eine ausführliche Erläuterung der diversen Bemessungsansätze und den damit verbundenen Randbedingungen verzichtet werden.

Ein Versagen durch Aufschwimmen als hydraulischer Versagensmechanismus muss hier ebenfalls in Betracht gezogen werden, da bei zu hohen vertikalen Auftriebslasten infolge Hochwassereinwirkung das Bauwerk seine Lagesicherheit verlieren kann. Die Gleichung (3.9) nach DIN 1054: 2010 stellt das Bemessungsverfahren dar.

$$G_{dst,k} \cdot \gamma_{G,dst} + Q_{dst,rep} \cdot \gamma_{Q,dst} \leq G_{stb,k} \cdot \gamma_{G,stb} \cdot T_k \cdot \gamma_{G,stb} \quad (3.9)$$

Mit:	$G_{dst,k}$	=	charakteristischer Wert ständiger destabilisierender vertikaler Einwirkungen
	$\gamma_{G,dst}$	=	Teilsicherheitsbeiwert für ständige destabilisierende Einwirkungen nach A 2.1 der DIN 1054: 2010
	$Q_{dst,rep}$	=	charakteristischer Wert der veränderlichen destabilisierenden vertikalen Lasten
	$\gamma_{Q,dst}$	=	Teilsicherheitsbeiwert für veränderliche destabilisierende Einwirkungen nach Tabelle A 2.1 der DIN 1054: 2010
	$G_{stb,k}$	=	unterer charakteristischer Wert stabilisierender ständiger vertikaler Einwirkungen des Bauwerks
	$\gamma_{G,stb}$	=	Teilsicherheitsbeiwert für stabilisierende ständige Einwirkungen nach Tabelle A 2.1 der DIN 1054: 2010
	T_k	=	zusätzlich als stabilisierende Einwirkung angesetzte charakteristische Scherkraft (z.B. Reibungskraft unterhalb der Bauwerkssohle)

Treibgutstoß kann mit dem Eintreten der Flutwelle in Zusammenhang gebracht werden. Fremdkörper im Wasser stellen eine Einzellast dar, welche nach Teil 1 der DIN 1045: 2008 bzw. nach Heft 525 des Deutschen Ausschusses für Stahlbeton (DAfStb) mit 100 kN auf Betonwände angesetzt werden darf (Richtlinie Berechnungsgrundsätze für Hochwasserschutzwände, Flutschutzanlagen und Uferbauwerke im Bereich der Tideelbe der Freien und Hansestadt Hamburg, 2007).

Belastungen infolge Eisdruck, Verkehrslast, Fahrzeuganprall, Poller- und Schutthalterzug werden als Versagensindikatoren vernachlässigt, da diese in keinem Zusammenhang mit Hochwassereinwirkungen stehen, sondern lediglich wasserstandunabhängige Einwirkungen darstellen, die im Allgemeinfall vermieden werden müssen.

3.2.3.2 Hochwasserzustände

Damit die genannten möglichen Versagensmechanismen eintreten, sind diverse Randbedingungen erforderlich. Diese entstehen infolge Hochwassers und sind abhängig von:

- der Höhe des seeseitig anstehenden Wasserstandes,
- der Höhe der landseitigen Geländeoberkante und
- der Anprallgeschwindigkeit der einwirkenden Flutwelle.

Die folgende Abb. 3.13 zeigt die Einwirkungszustände in Abhängigkeit der Randbedingungen und gliedert diese in drei Zustände. Die Versagensfälle einer niedrigeren Zustandsebene gelten fortführend für die darüberliegenden Ebenen.

Der Zustand I beinhaltet einen Wasserstand unterhalb der Bauwerkskrone ohne Wellengang. Hier kann das Bauwerk aufgrund seiner genormten Bemessung nach DIN 1045: 2008 im Regelfall statisch nicht versagen. Jedoch besteht einerseits die Möglichkeit, dass bei landseitig tiefer als Wasserstand liegender Geländeoberkante infolge der Wasserspiegeldifferenz ein kritisches hydraulisches Gefälle entsteht und das Bauwerk unterströmt wird. Einhergehend damit wären die geotechnischen Versagensarten nach Abschnitt 3.2.3.1. Andererseits kann es bei einer zu großen Höhendifferenz zwischen landseitiger Geländeoberkante und dem seeseitigen Wasserspiegel zum Kippen, Grund- oder Böschungsbruch kommen.

Im zweiten Zustand wird Zustand I durch Wellengang erweitert. Hier ist bei Überschreitung des Bemessungswertes der Wellenanpralllast ein Versagen infolge dynamischer Einwirkung möglich. Um die Auswirkung der dynamischen Belastung zu ermitteln, wird die Wellenbelastung in eine statische Last umgewandelt und auf der sicheren Seite liegend vereinfacht (KFKI, 2002). Für diese Vorgehensweise kann beispielsweise das PROVERBS-Verfahren der Druckschlagbelastung angewendet werden (siehe OUMERACI et al., 2001). Beachtet werden muss jedoch, dass bislang noch kein optimales Verfahren zur realistischen Abschätzung der Wellendruckschläge sowie deren Auswirkungen auf Hochwasserschutzmauern existiert und das PROVERBS -Verfahren aufgrund seiner Unsicherheiten und starken Abweichungen von der statistischen zur tatsächlichen Einwirkungsgröße durchaus angefochten werden kann (MÜLLER & WOLTERS, 2004). Neben dem konstruktiven Versagen ist weiterhin im

Zustand II ein Überlaufen durch Wellengang möglich. Dieses Versagen hängt von der Höhe der einwirkenden Flutwelle und der Kronenhöhe des Schutzbauwerkes ab, deren Berechnung der Zeitschrift des KFKI Die Küste-Eurotop (2007) entnommen werden kann.

Der dritte Zustand beschreibt schließlich ein Überströmen der Hochwasserschutzmauer infolge eines Wasseranstieges über die Bauwerkskrone hinaus und bringt eine konstante Überflutung mit sich. Zusätzlich kann Wellenbelastung auftreten.

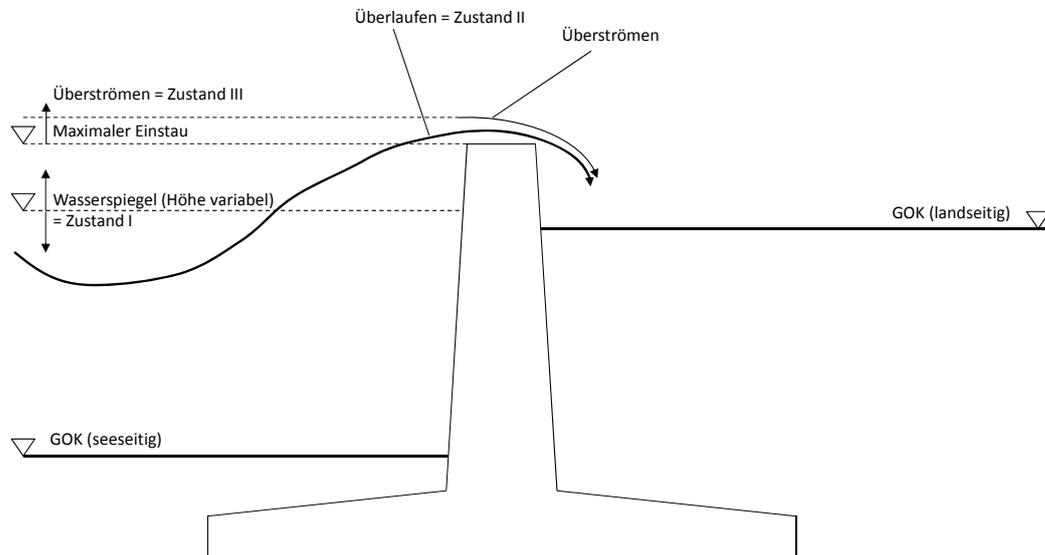


Abb. 3.13: Einwirkung in Abhängigkeit von der Einstauhöhe, der Wellenhöhe und der landseitigen Geländeoberkante

Die Einwirkung von Wasser auf ein Bauwerk impliziert im konstruktiven Wasserbau immer eine Einwirkung auf den Baugrund. Aufgrund des hydrostatischen Höhenunterschiedes der Wasserspiegel fließt das Wasser durch die Poren vom Ober- zum Unterwasser und bildet somit eine Sickerströmung, die den Erddruck durch Minderung der effektiven Wichte verringert. Dadurch werden die Tragfähigkeit des Bodens sowie die Lage- und Standsicherheit des Bauwerkes beeinflusst und die geostatischen Versagensmechanismen begünstigt. Aber auch Erosionserscheinungen an der Bauwerkssohle infolge langzeitiger Wellenbelastung mindern durch Bodenverluste die Standfestigkeit des Bauwerkes. Dieser Versagensfall führt jedoch nicht unmittelbar zu einem Überflutungsereignis, da aufgrund des hydrostatischen Druckes das Bauwerk erst nach Rückgang des Hochwassers versagen würde. Allenfalls bei einer wiederkehrenden Hochwasserbelastung käme es zu einer Überflutung des zu schützenden Gebietes. Der Versagensfall der Mauer infolge Wellengang und resultierender Abrasion an der Stirnseite des Bauwerkes wird an dieser Stelle nicht berücksichtigt, da die zeitliche Dauer bis zum Auftreten dieses Effektes den für die Bemessung des Bauwerkes relevanten Zeitraum überschreitet.

Ebenfalls wird aufgrund der betrachteten geographischen Lage des Untersuchungsraumes und der dazugehörigen seismischen Gegebenheiten ein Mauerversagen infolge Erdbeben nicht betrachtet. Somit wird der Extremfall Tsunami infolge Erdbeben für die Fehlerbaumanalyse irrelevant. Die Einwirkung von durch submarine Hangrutschungen ausgelöste Flutwellen - eventuell auch durch Erdbeben verursacht - wird als Standardeingang vernachlässigt, da sich solche Flutwellen über flache Gewässer wie die Nord- oder Ostsee in der Regel auslaufen würden (KRASTEL, 2011).

3.2.4 Seeschleusen

3.2.4.1 Einführung

Seeschleusen sind Schiffsschleusen, die in einem Seekanal oder in der seewärtigen Einfahrt eines Seehafens errichtet werden (DIN 4054, 1977). Durch ihre Lage zwischen tidebeeinflusstem Gewässer und Binnenwasserstraße bzw. Hafen, ermöglichen sie, unabhängig von der Tide, die Konstanz des Wasserspiegels in der Wasserstraße und im Hafen (PIANC WG 106, 2009). Neben diesem Wasserspiegelausgleich, dienen sie zudem dem Zweck des Hochwasserschutzes, wenn sie als Querbauwerk Teil eines Hochwasserschutzsystems, zum Beispiel eines Deichringes, sind. Sie besitzen somit einen Einfluss auf das Gesamtrisiko des Deichringes und bedürfen der Berücksichtigung in Risikoanalysen. Vor allem die Versagensmechanismen, welche die Grundlage für die Bestimmung der Versagenswahrscheinlichkeiten sowie die Höhe der potentiell eintretenden Schäden im Versagensfall darstellen, sind im Rahmen der Risikoanalyse von besonderem Interesse. Im Folgenden sollen daher die möglichen Versagensmechanismen von Seeschleusen basierend auf einer Literaturrecherche dargestellt werden.

Da in der Praxis Schleusenversagen in den vergangenen Jahren kaum zu beobachten waren, ist die Feststellung der Versagensmechanismen aus Realereignissen, wie dies beim Deichversagen der Fall war, selten möglich. Stattdessen erfolgt die Recherche von Versagensmechanismen auf anderen Wegen. Vorliegend wurden Situationen gesucht, in denen Versagensmechanismen von Seeschleusen von Interesse und Gegenstand laufender Untersuchungen und Forschungsvorhaben sind. Hierzu zählen zum einen die Bemessung und Dimensionierung von Seeschleusen im Rahmen des probabilistischen Bemessungsansatzes.

3.2.4.2 Probabilistische Bemessung in den Niederlanden

Seit der Hochwasserkatastrophe im Jahr 1953, werden in den Niederlanden statistische Methoden als Grundlage für die Bemessung der Hochwasserschutzstrukturen verwendet. Diese ermöglicht die Abschätzung von Überschwemmungsrisiken unter Berücksichtigung mehrerer Versagens- und Bruchmechanismen der Schutzeinrichtungen. Im Rahmen der probabilistischen Bemessung von Küstenschutzstrukturen sind in einem ersten Schritt zunächst alle Hochwasserschutzanlagen eines Deichringes festzustellen, zu denen unter anderem auch punktuelle Küstenschutzelemente wie Schleusen gehören. Anschließend erfolgen die Feststellung der verschiedenen Versagensmechanismen jeder einzelnen Hochwasserschutzanlage sowie die Beurteilung der Versagenswahrscheinlichkeiten dieser Mechanismen (VRIJLING & VAN GELDER, 2004).

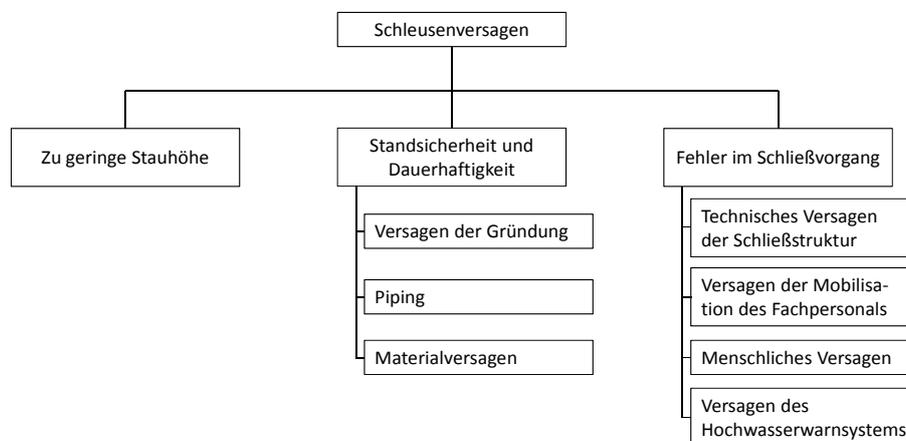


Abb. 3.14: Versagensmechanismen von Schleusen nach PIANC (2009)

Für Schleusen werden dabei laut PIANC (2009) die Versagensmechanismen „Zu geringe Stauhöhe“, „Standsicherheit und Dauerhaftigkeit“ sowie „Fehler im Schließvorgang“ (vgl. Abb. 3.14) betrachtet. Im Folgenden erfolgt die kurze Beschreibung dieser Versagenskategorien sowie der diesen Kategorien zuzuordnenden Versagensursachen.

Zu geringe Stauhöhe

Ist die für die Schleusenanlage gewählte Stauhöhe zu niedrig gewählt, können zwei verschiedene Fälle eintreten. Einerseits ist es möglich, dass im Falle eines Hochwassers der Außenwasserstand über die Schleusentorhöhe steigt und es zu einer Überströmung der Tore kommt. Andererseits ist bei starkem Seegang ein Überlaufen der Wellen über die Schleusentore in die Schleusenkammer möglich.

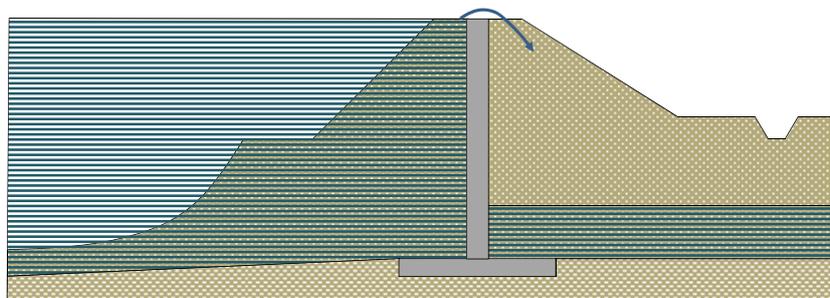


Abb. 3.15: Versagen der Seeschleuse infolge Überströmens

Ursächlich für die mangelhafte Stauhöhe kann zum einen die fehlerhafte Bemessung der Schleusenanlage sein. Im Rahmen des Hochwasserschutzes ist die Seeschleuse Bestandteil des gesamten Schutzsystems entlang der Küste. Aus diesem Grund muss die Höhe der Schleuse, ebenso wie die Höhe aller anderen Hochwasserschutzelemente, regelmäßig an den aktuellen Bemessungswasserstand angepasst werden. Kommt es nicht zu dieser Anpassung oder beruhen die Bemessungswasserstände, von Seeschleusen einerseits und den übrigen Hochwasserschutzelementen andererseits, auf ungleichen Bemessungsgrundlagen oder Annahmen bezüglich der erforderlichen Sicherheiten, kann die Seeschleuse zum Schwachpunkt der gesamten Schutzlinie werden. Zum anderen ist es möglich, dass trotz gleicher und ausreichender Bemessungshöhe ein Versagen der Schleusenanlage eintritt. Dies ist dann der Fall, wenn sich mehrere Einflussfaktoren wie Windstau, Gezeitenwelle, Fernwelle und Meeresspiegelanstieg ungünstig überlagern. Eine solche Überlagerung ist mithilfe der statistischen Extremwertanalysen und Prognosen nicht zu erfassen, weshalb Bauwerke nicht für diese Fälle ausgelegt und bemessen sind (OUMERACI, 2001).

Standicherheit und Dauerhaftigkeit

Diese Versagenskategorie umfasst Versagensmechanismen, die aus einer mangelhaften Standicherheit oder Dauerhaftigkeit des Bauwerks resultieren und in deren Rahmen das Bauwerk an sich bzw. die Bausubstanz Schaden nimmt. Der das Versagen auslösende Schaden ist dabei an den verschiedenen Bauwerkselementen der Seeschleuse möglich, weshalb der Versagensfall für die einzelnen Elemente der Schleuse zu prüfen ist, zu denen die Schleusentore, die Schleusenhäupter, die Kammerwände sowie das Fundament gehören. PIANC (2009) unterscheidet in drei Versagensursachen.

Hierzu gehört zunächst das Versagen der Gründung. Die Belastungen, welche auf die Seeschleuse einwirken, müssen über das Fundament in den Untergrund geleitet werden. Je nach Standort, Ausprägung und den sich daraus ergebenden Belastungen des Bauwerks unterscheiden sich die Beanspruchungen der Gründung und dementsprechend auch die jeweilige Ausprägung des Fundaments.

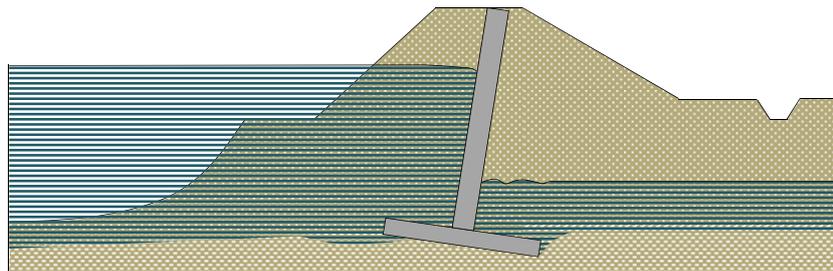


Abb. 3.16: Versagen der Gründung infolge Kippens der Schleuse

Die Nachweise, die gemäß PIANC (1986) für eine Seeschleuse jedoch grundsätzlich zu führen sind, das heißt, die Versagensmechanismen, die bei der Planung der Schleuse bereits zu berücksichtigen sind, lauten:

- Nachweis gegen Kippen
- Nachweis gegen Gleiten
- Nachweis der Standfestigkeit des Untergrundes
- Nachweis der Begrenzung der Verformungen
- Nachweis der Begrenzung der Spannungen
- Nachweis gegen Erosionsgrundbruch

Piping

Eine weitere Versagensursache, die im Bereich Standicherheit und Dauerhaftigkeit für Seeschleusen zu berücksichtigen sind, ist das Piping. Auch als Erosionsgrundbruch bezeichnet, beschreibt es den Vorgang, bei dem sich, verursacht durch Dränagewasser, Fließwege in einem Erdkörper bilden, die zu innerer und später rückschreitender Erosion führen können. Auslöser für diese Vorgänge können Wurzeln, Leitungsquerungen, Gänge grabender Tiere und Bauwerksabschlüsse sein (DWA, 2011).

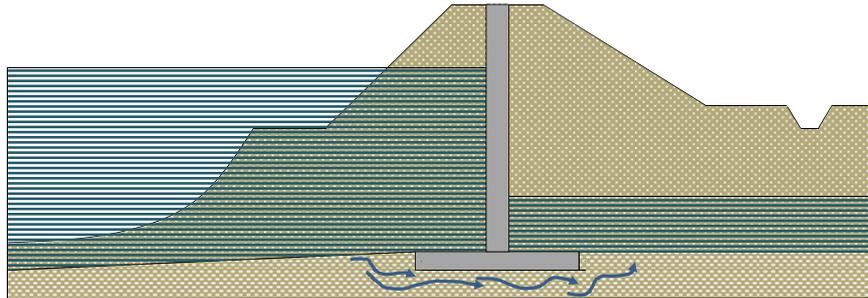


Abb. 3.17: Versagen der Seeschleuse infolge Pipings

Bei Schleusen ist die Gefahr des Pipings gemäß TAW (2002) unter anderem abhängig von der Geometrie der Schleuse. So schreibt TAW (2002) eine kleine Schleuse mit tiefliegendem Drempeleinbau sei anfälliger für den Erosionsgrundbruch als eine lange Schleuse mit höher gelegenem Drempeleinbau. Da Schleusen eine Unterbrechung der bestehenden Deichlinie darstellen, besteht bei ihnen, im Vergleich zum Deich, zudem die Besonderheit, dass sich nicht nur unterhalb, sondern auch neben der Schleuse Fließwege im Erdkörper bilden können. Die Gefahr ist besonders groß, wenn der anstehende Untergrund aus Sand besteht (TAW, 2002).

Als dritte und letzte Versagensursache ist das Materialversagen zu nennen. Materialversagen beschreibt den Versagensmechanismus, bei dem das Material der Schleusenbauteile Schaden nimmt und somit zum Ausfall oder zur Zerstörung der Schleuse führt. Materialschäden können zum einen aus einer in ihrem Betrag statisch unkritischen Belastung des Bauwerks resultieren, die jedoch im Lebenszyklus des Bauwerks regelmäßig auftritt und infolgedessen zu einer Materialermüdung führt. Zum anderen ist die Zerstörung des Bauwerks durch einen sogenannten Gewaltbruch möglich, bei welchem eine einzige Überschreitung der Materialfestigkeit des Schleusenbauteils, z.B. die Überschreitung der Zugfestigkeit der Stahlbewehrung, einen sofortigen Materialschaden bewirkt (FLEISCHER ET AL., 2006). Die Schleusenbauteile, deren Material versagen kann, sind die Schleusentore, die Schleusenhäupter sowie die Schleusenkammern. Sie werden jeweils durch unterschiedliche Lasten beansprucht. Im Folgenden erfolgt gemäß TAW (1998) die Darstellung der verschiedenen anzusetzenden Lasten unterteilt in die drei Kategorien permanente Last, variable Last und Speziallast (vgl. Tab. 3.2). Zu berücksichtigen ist zudem, dass sich die einzelnen Lasten überlagern können.

Tab. 3.2: Übersicht über die anzusetzenden Lasten (nach TAW, 1998)

Permanente Lasten	Variable Lasten	Speziallasten
Eigengewicht Erddruck	Wasserstand Strömungen Wellen Wind Temperatur Verkehr	Kollision Eislast Erdbeben

Fehler im Schließvorgang

Abschließend kann gemäß Abb. 3.14 ein Fehler im Schließvorgang zur Überschwemmung des Hinterlandes und damit zum Versagen der Schleuse führen. Im Rahmen dieses Versagensmechanismus sind weder die Beschädigung des Bauwerks noch eine schlechte oder nicht ausreichende Bemessung, sondern ein offenes Schleusentor ursächlich für die Überschwemmung des Hinterlandes. Für das Offenstehen des Schleusentores nennt PIANC (2009) entsprechend Abb. 3.14 vier Ursachen, die im Fehlerbaum (vgl. Abb. 3.18) dargestellt sind und nachfolgend kurz beschrieben werden.

Zunächst besteht die Möglichkeit, dass technisches Versagen der Schließstruktur zum Versagen der Seeschleuse durch Offenstehen der Schleusentore führt. Dies bedeutet, dass, aufgrund eines technischen Defekts, die Türschließmechanik nicht betrieben werden kann. Um welchen Defekt es sich jeweils handeln kann, ist abhängig von der Schleusentorart (Hubtor, Stemmtor etc.) und dem jeweiligen Schließmechanismus. Möglich ist beispielsweise der Ausfall der Hydraulik oder eine physikalische Blockade der Tore (HÖLLER, 2011).

Neben dem Versagen des Schleusentores ist es möglich, dass das Schleusentor geöffnet ist, weil es gar nicht oder nicht rechtzeitig geschlossen wurde. Dieser Fehler kann drei verschiedene, im Fehlerbaum (s. Abb. 3.18) erkennbare, Ursachen haben. Zunächst kann bei der Mobilisierung des Fachpersonals, welches für das Schließen der Tore im Sturmflutfall verantwortlich ist, ein Fehler auftreten. Es ist möglich, dass die falschen Personen oder zu wenige Personen informiert werden oder, dass die Mobilisierung zu viel Zeit erfordert.

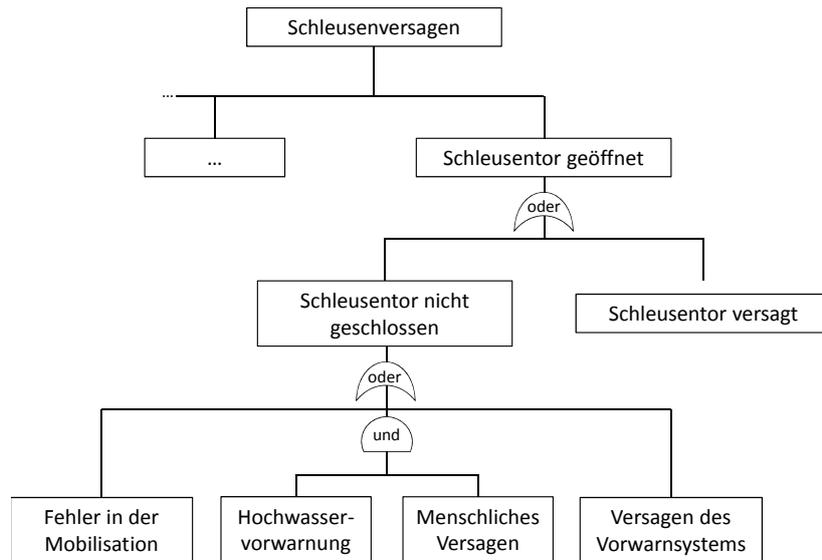


Abb. 3.18: Fehlerbaum für den Fall „Schleusentor geöffnet (nach VRIJLING & VAN GELDER, 2004)

Eng verknüpft ist die Mobilisierung des Fachpersonals mit der Funktionsfähigkeit des Sturmflutwarnsystems, da sie auf den Vorhersagen des Sturmflutwarndienstes beruht. Die Sturmflutvorhersage ist in Deutschland Aufgabe der einzelnen Bundesländer und nimmt dementsprechend je nach Bundesland unterschiedliche Formen an. Unabhängig vom Bundesland sind im Rahmen der Sturmflut- und Hochwasservorhersage eine Vielzahl an Informationen bezüglich Pegelständen, Winddaten und –vorhersagen oder dem Einfluss des Oberflächenwassers erforderlich, die systematisch ausgewertet werden und schließlich Rückschlüsse auf herannahende Sturmfluten zulassen (HÖLLER, 2011). Bei der Datenverarbeitung und Entscheidungsfindung ist jedoch nicht auszuschließen, dass bestimmte Informationen als irrelevant erachtet werden oder Informationen fehlen. Außerdem ist die eingesetzte Technik nicht unfehlbar, was zu einer falschen Entscheidung führen kann. Im Ergebnis können diese Fehler zu einer zu späten Flutwarnung führen oder es erfolgt gar keine Warnung, obwohl eine Sturmflut naht. In einem solchen Fall wird vom Versagen des Vorwarnsystems gesprochen, welches dazu führt, dass das Schleusentor nicht geschlossen wird und das Hinterland überflutet wird. Ergänzend dazu kann es jedoch sein, dass eine Hochwasservorwarnung herausgegeben wird, durch menschliches Versagen die Schleusentore jedoch nicht rechtzeitig geschlossen werden können. Diese Situation entspricht der dritten und letzten Möglichkeit, warum ein Schleusentor trotz funktionierender Technik nicht geschlossen wird und es zu einem Versagen der Seeschleuse kommt.

Zu erkennen ist, dass vorliegend, im Gegensatz zum Versagensmechanismus "Zu geringe Stauhöhe" und den Versagensmechanismen im Bereich Standsicherheit und Dauerhaftigkeit, Menschen und Maschinen eine übergeordnete Rolle spielen. Das menschliche Versagen verbindet alle Mechanismen, die dazu führen können, dass das Schleusentor nicht geschlossen wird. Es bedarf daher besonderer Berücksichtigung, was unter anderem durch das diesem Kapitel zugrundeliegende probabilistische Verfahren ermöglicht wird, da dieses, wie im Fehlerbaum veranschaulicht, strukturelles und menschliches Versagen in der Bemessung kombiniert berücksichtigt (VRIJLING & VAN GELDER, 2004).

Schließfehler

Für die Versagensmechanismen bezüglich eines Schließfehlers der Schleusentore existieren in ALLSOP ET AL. (2007) keine Grenzzustandsgleichungen. Dies ist damit begründet, dass beim Betrieb von Schleusen stets ein Schleusentor geschlossen ist (vgl. Abb. 3.19).



Abb. 3.19: Veranschaulichung der Schleusenpositionen beim Öffnungsprozess einer Schleuse (nach Allsop et al. (2007))

Die Wahrscheinlichkeit, dass beide Schleusentore geöffnet sind und der seeseitige Wasserspiegel höher als der hintere Damm ist, ist gemäß ALLSOP ET AL. (2007) sehr gering.

3.3 Zuverlässigkeitsanalyse

3.3.1 Bestimmung der Versagenswahrscheinlichkeit

Grundsätzlich gibt es drei Ansätze zur Bestimmung der Versagenswahrscheinlichkeit eines Bauwerks:

- Die statistische Analyse,
- die Expertenschätzung und
- die modellbasierte probabilistische Analyse.

Die statistische Analyse erweist sich im Rahmen der Zuverlässigkeitsanalyse von Bauwerken der Küstenschutzlinie als eingeschränkt durchführbar. Grund dafür ist eine zu geringe Datenmenge, resultierend aus der Seltenheit des Auftretens von Versagensereignissen bei Küstenschutzbauwerken. Das zweite Verfahren der Expertenschätzung basiert auf der Einschätzung der Bauwerkszuverlässigkeit durch Fachleute, welche Erfahrung mit dem zu analysierenden Bauwerk haben und eine entsprechende fachliche Qualifikation aufweisen. Dieser Ansatz wird angewendet, wenn kein Datenmaterial oder keine Modellverfahren zur Verfügung stehen (MERZ, 2006). Das abschließende dritte Verfahren, die modellbasierte probabilistische Analyse, kann in drei grundlegende Schritte unterteilt werden:

- Aufbau eines deterministischen Modells, abgeleitet aus einer Systemanalyse des Bauwerkstyps zur Modellierung des Versagensereignisses,
- Ermittlung der Verteilungsfunktionen mit ihren parametrischen Kenngrößen der Modelleingangsgrößen für ein Hochwasserschutzbauwerk und
- Berechnung der Eintrittswahrscheinlichkeit eines Versagensereignisses am Modell des Bauwerkstyps mit gegebenen Verteilungsfunktionen der Eingangsgrößen.

Erster Schritt in der modellbasierten probabilistischen Analyse ist eine strukturierte Erfassung der Ereignisse, die zu dem Hauptereignis – in diesem Fall dem Versagensereignis eines Hochwasserschutzbauwerks – führen. Die Fehlerbaumanalyse (HARTFORD & BAECHER, 2004; DIN 25424, 1981) kann diesen Analyseschritt als graphisches Werkzeug strukturiert und übersichtlich unterstützen. Nach der Festlegung der versagensrelevanten Ereignisse in der Fehlerbaumanalyse gilt es die Prozesse, die zu diesen Ereignissen führen, basierend auf physikalischen oder empirischen Gesetzmäßigkeiten, modellhaft zu beschreiben. Die Ergebnisse dieser Prozesse gehen in die so genannten Versagensmechanismen des Systems ein. Allgemein mathematisch beschrieben werden die Versagensmechanismen durch die Grenzzustandsgleichung $Z(W, E)$. Diese vergleicht die Einwirkung E auf ein Bauwerk mit dem bauwerksspezifischen Widerstand W :

$$Z(W, E) = W - E. \quad (3.3)$$

Sind die Einwirkungen E größer als der Widerstand W , wodurch $Z(W, E)$ kleiner null gilt, so versagt das Bauwerk (vgl. Gleichung (3.4)).

$$Z(W, E) < 0 \Rightarrow \text{Bauwerksversagen} \quad (3.4)$$

Die Eingangsgrößen der Modelle charakterisieren dann eine individuelle Realisierung eines Bauwerks. Zu den Eingangsgrößen auf der Einwirkungsseite gehören bauwerksbelastende Größen wie Wasserstände oder Windgeschwindigkeiten. Die widerstandsrelevanten Größen fassen geometrische und materialspezifische Eigenschaften des Bauwerks zusammen. Ausgehend von dem definierten Hauptereignis bis hin zu den Eingangsgrößen nimmt der Detaillierungsgrad in der Modellbildung zu (vgl. Abb. 3.20).

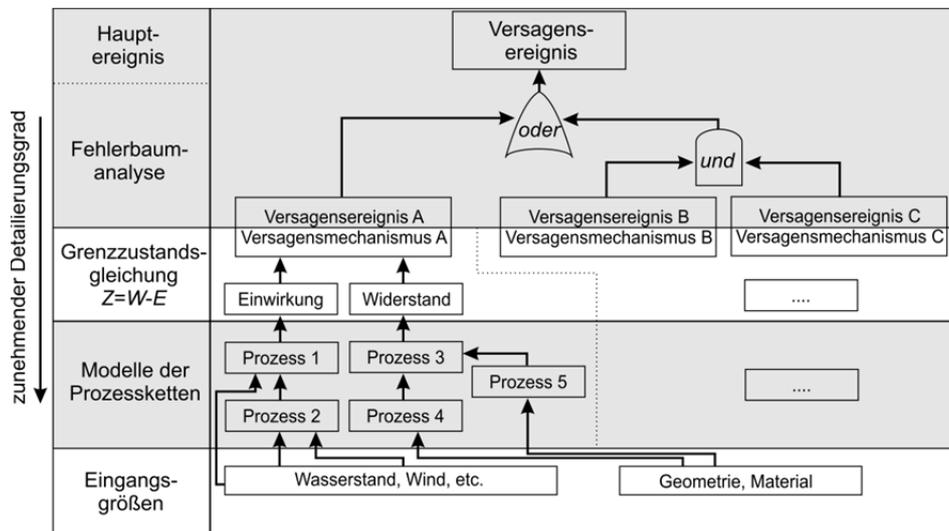


Abb. 3.20: Modellhafte Beschreibung eines Versagensereignisses

Die Modellbildung folgt rein deterministischen Gesetzmäßigkeiten. Eigentliches Ziel der Zuverlässigkeitsanalyse ist jedoch die Bestimmung der Eintrittswahrscheinlichkeit eines Versagensereignisses. Um dies zu erreichen, werden die Eingangsdaten als Zufallsgrößen im Modell abgebildet. Ihre Verteilungsfunktionen, charakterisiert durch Verteilungstyp und entsprechende parametrische Kenngrößen wie z. B. Erwartungswert und Standardabweichung, berücksichtigen die natürliche Variabilität (aleatorisch) und epistemische Unsicherheiten der jeweiligen Eingangsgröße.

Der letzte Schritt in einer modellbasierten probabilistischen Analyse besteht darin, die Fortpflanzung der Wahrscheinlichkeitsverteilungen der Eingangsgrößen durch das modellierte System bis hin zur Auftretenswahrscheinlichkeit des definierten Versagensereignis zu berechnen (MERZ, 2006). Dazu sind nach CUR 141 (1990) drei abgestufte Ansätze anwendbar:

- Modellbasierte, deterministische Analyse nach den Level I-Verfahren: Diese Verfahren stellen einen Sonderfall dar. Die Eingangsgrößen werden als deterministische Größen und nicht als Zufallsgrößen abgebildet. Die Eintrittswahrscheinlichkeit eines Versagensereignisses ist dann entweder eins – das sichere Ereignis, das in jedem Fall bei der vorgegebenen Konstellation der Eingangsgrößen eintritt – oder null, d. h. das unmögliche Ereignis, das bei der vorgegebenen Konstellation der Eingangsgrößen nie eintritt. Es handelt sich um eine deterministische Analyse. Über die Größe der zusammengefassten Einwirkungen bzw. Widerstände kann eine Bauwerksauslastung bzw. ein Sicherheitsfaktor berechnet werden.
- Modellbasierte, probabilistische Analyse nach den Level II-Verfahren: Diese Gruppe fasst approximative Verfahren zur Berechnung der Auftretenswahrscheinlichkeit eines Ereignisses zusammen. Die FORM-Methode (First Order Reliability Method) oder die SORM-Methode (Second Order Reliability Method) gehören zu den Level II-Verfahren. Approximationen beziehen sich beispielsweise auf eine Linearisierung der Grenzzustandsgleichung durch eine Taylor-Reihenapproximation oder auf die Annahme von normalverteilten Wahrscheinlichkeitsdichten der Eingangsgrößen.
- Modellbasierte, probabilistische Analyse nach den Level III-Verfahren: Eine Betrachtung der kompletten Wahrscheinlichkeitsdichten der Eingangsgrößen ohne Vereinfachungen findet statt. Zu diesen Verfahren zählt beispielsweise die direkte analytische Integration oder eine numerische Integration mit Hilfe der Monte-Carlo Analyse.

3.3.2 Die Einwirkungsversagensfunktion

Das Konzept der Einwirkungs-Versagensfunktion ist im Rahmen der Zuverlässigkeitsanalyse von Ingenieurbauwerken entwickelt worden (CASCIATI & FARAVELLI, 1991). DAWSON ET AL. (2005) oder VAN DER

MEER ET AL. (2009) wenden sie bei der Zuverlässigkeitsanalyse von Küstenschutzbauwerken, wie Deichen oder Hochwasserschutzmauern, an.

Die Einwirkungs-Versagensfunktion $Frc(x)$ fasst die Zuverlässigkeit eines Bauwerkes in Abhängigkeit einer definierten Einwirkungsgröße zusammen (HALL ET AL., 2004). Im gegebenen Kontext wird der Wasserstand am Bauwerk als einwirkende Größe definiert. Sie stellt die bedingte Eintrittswahrscheinlichkeit eines Versagensereignisses $P(\text{Versagen}|\text{Einwirkung}) [-]$ auf der Abszisse, in Abhängigkeit des Wasserstandes h [m] auf der Ordinate, dar (vgl. Abb. 3.21).

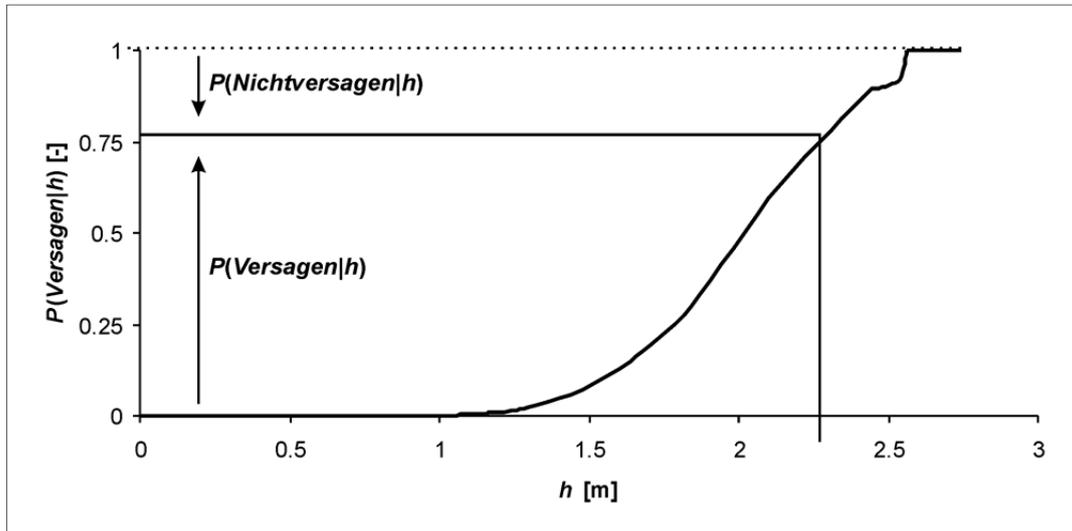


Abb. 3.21: Einwirkungs-Versagensfunktion $Frc(h)$

Die bedingte Eintrittswahrscheinlichkeit eines Nichtversagensereignisses (Komplementärereignis) berechnet sich dementsprechend zu:

$$P(\text{Nichtversagen} | h) = 1 - P(\text{Versagen} | h). \quad (3.5)$$

Die Einwirkungs-Versagensfunktion beginnt im Ursprung – eine Einwirkung von null hat somit eine Versagenswahrscheinlichkeit von null zur Folge – und nähert sich bei steigenden Einwirkungen einer Versagenswahrscheinlichkeit von eins an. Die Kurve ist monoton steigend. Wird eine Versagenswahrscheinlichkeit von eins erreicht, versagt das Bauwerk in jedem Fall.

3.3.3 Berechnungsverfahren

Im Rahmen der Zuverlässigkeitsanalyse des Entscheidungsunterstützungssystems PROMAIDES wird auf die Monte Carlo-Analyse als Level III-Verfahren zurückgegriffen (CUR 141, 1990). Sie zeichnet sich durch ihre Robustheit sowie die Möglichkeit auch komplexe Versagensmechanismen ohne Vereinfachungen abbilden zu können aus.

Zur Berechnung diskreter Stützstellen der Einwirkungs-Versagensfunktion ist die Monte Carlo-Analyse mehrfach durchzuführen (BACHMANN ET AL., 2009). Pro Monte Carlo-Analyse wird ein diskreter Punkt der Einwirkungs-Versagensfunktion berechnet, wobei der auf das Bauwerk einwirkende Wasserstand h_i [m] als deterministische Größe modelliert wird. Das Ergebnis der Monte Carlo-Analyse ist die zu diesem Wasserstand zugehörige bedingte Versagenswahrscheinlichkeit $P(V|h_i) [-]$ (vgl. Abb. 3.22).

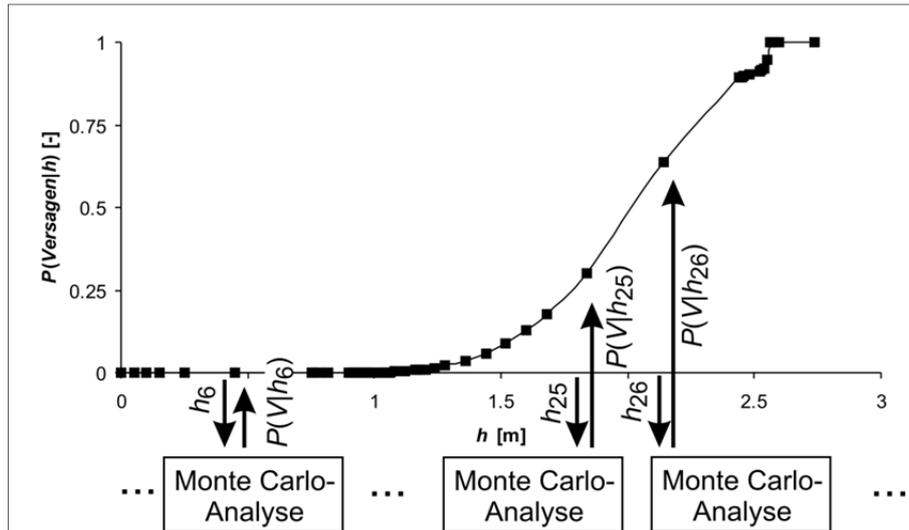


Abb. 3.22: Berechnung diskreter Punkte (Quadrate) der Einwirkungs-Versagensfunktion mit der Monte Carlo-Analyse

Des Weiteren ist die Vorgabe von diskreten Werten der Einwirkungs-Versagensfunktion für ein Bauwerk über eine Dialog-Komponente berücksichtigt. Durch Experten geschätzte Versagenswahrscheinlichkeiten für Bauwerke, für welche keine modellbasierte probabilistische Analyse zur Verfügung steht, können so an das System übergeben werden.

Die Verfahren der Zuverlässigkeitsanalyse und die im Entscheidungsunterstützungssystem PROMAIDES angewendeten Ansätze fasst Abb. 3.23 zusammen.

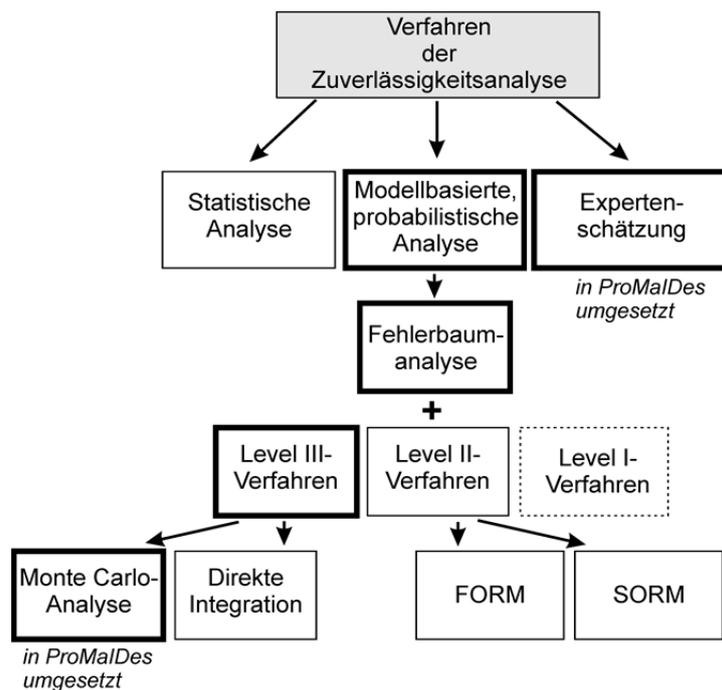


Abb. 3.23: Verfahren der Zuverlässigkeitsanalyse

3.4 Schrifttum

ALLSOP, W. ET AL. (2007): Failure Mechanisms for Flood Defence Structures. FLOODsite Report T04-06-01.
 BERNITT, L., LYNETT, P. (2010): Breaching of Sea Dikes, Proceedings of 32nd Conference on Coastal Engineering, ICCE 2010, Shanghai, China, 2010.
 BERNITT, L., MADSEN, H.T. (2008). Temporal Development of a Sea Dike Breach, Proceedings of 31th International Conference on Coastal Engineering, ICCE 2008, Hamburg, ASCE, 3237-3249.
 BACHMANN, D.; HUBER, N. P.; SCHÜTTRUMPF, H. (2009): Fragility Curve Calculation for Technical Flood Protection Measures by the Monte Carlo Analysis. In: Flood Risk Management: Research and Practice / Samuels et al. London (GB): Taylor & Francis Group, - ISBN 978-0-415-48507-4.

- BACHMANN, D. (2012): Beitrag zur Entwicklung eines Entscheidungsunterstützungssystems zur Bewertung und Planung von Hochwasserschutzmaßnahmen. Dissertation. Aachen: Institut für Wasserbau und Wasserwirtschaft, RWTH Aachen; (eingereicht); [Letzter Zugriff am: 13.01.2012].
- BRAAKER, H. & OLLROGE, D. (1980): Der Sturmflutschutz im Hafen Hamburg nach der Sturmflut vom 3. Januar 1976 – III: Konstruktion und Ausführungsbeispiele des privaten Hochwasserschutzes. In: Jahrbuch der Hafenbautechnischen Gesellschaft; 37. Band. Berlin u.a.: Springer, S. 267-321 – ISBN 3-540-10042-3.
- BSU HAMBURG (O.J.): Hochwasserschutzttore in der Öffentlichen Hamburger Deichlinie.
- BWK (2005): Merkblatt: Mobile Hochwasserschutzsysteme – Grundlagen für Planung und Einsatz. ISBN 3-936015-19-8.
- CASCIATI, F. & FARAVELLI, L. (1991): Fragility Analysis of Complex Structural Systems, West Sussex (GB): John Wiley & Sons Inc. - ISBN 0-86380-114-5.
- CUR 141 (1990): Probabilistic Design of Flood Defences, Gouda (NL): Stichting Civieltechnisch Centrum Uitvoering Research en Regelgeving - ISBN 90-376-0009-3.
- DAFSTB (2003): Erläuterungen zu DIN 1045-01. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton (DAfStb), Heft 525. Berlin: Beuth Verlag GmbH, 1. Auflage.
- DAWSON, R.; HALL, J.; SAYERS, P.; BATES, P. D.; ROSU, C. (2005): Sampling-based flood risk analysis for fluvial dike systems. In: Stochastic Environmental Research and Risk Assessment, Vol. 19, pp. 388-402. - ISSN 1436-3240.
- DIN 1054 (2008): Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton. Berlin: Beuth Verlag GmbH.
- DIN 1054 (2010): Baugrund – Sicherheitsnachweise im Erd- und Grundbau. Berlin: Beuth Verlag GmbH.
- DIN 4017 (2006): Baugrund – Berechnung des Grundbruchwiderstands von Flachgründungen. Berlin: Beuth Verlag GmbH.
- DIN 4054 (1977): Verkehrswasserbau – Begriffe. Berlin: Beuth Verlag GmbH.
- DIN 19712 (1997): Hochwasserschutzanlagen an Fließgewässern (Entwurf). Berlin: Beuth Verlag GmbH.
- DIN 25424 (1981): Fehlerbaumanalyse, Berlin: Beuth Verlag GmbH.
- DWA (2011): Merkblatt DWA-M 507-1. Deiche an Fließgewässern, Teil 1: Planung, Bau und Betrieb. Deutsche Vereinigung für Wasserwirtschaft, Abwasser und Abfall e.V., Hennef, 2011.
- EAU (2004): Empfehlungen des Arbeitsausschusses „Uferneinbauten“ Häfen und Wasserstraßen EAU 2004 (2004). Ernst & Sohn-Verlag, 10. Auflage - ISBN: 978-3433028520.
- FLEISCHER, H. ET AL. (2006): Materialermüdung an einer Schiffsschleuse aus Stahlbeton. Bautechnik 83, Heft 6, S. 402-409. Berlin: Ernst & Sohn, 2006.
- HALL, J.; DAWSON, R.; SAYERS, P.; ROSU, C.; CHATTERTON, J. U.; DEAKIN, R. (2004): A methodology for national-scale flood risk assessment. In: Water & Maritime Engineering, Vol. 156, No. WM3, pp. 235-247. - ISSN 1472-4561.
- HAMBURG (2007): Richtlinie Berechnungsgrundsätze für Hochwasserschutzwände, Flutschutzanlagen und Uferbauwerke im Bereich der Tideelbe der Freien und Hansestadt Hamburg (2007). <http://www.fphws.de/downloads/formulare/RichtlinieBerechnungsgrundsätze.pdf>; [Letzter Zugriff am 30.06.2011].
- HARTFORD, D. N. N. & BAECHE, G. B. (2004): Risk and Uncertainty in Dam Safety, London (UK): Thomas Telford Ltd. - ISBN 0 72773270 6.
- HÖLLER, M. (2011): Versagensmechanismen für Schleusen und Sperrwerke sowie Deichscharten und -stümpfen infolge menschlichen Versagens. Bachelorarbeit, Institut für Wasserbau und Wasserwirtschaft, RWTH Aachen.
- HORLACHER, H.-B. ET AL. (2005): Forschungsbericht 2005/09 – Analyse der Deichbrüche an Elbe und Mulde während des Hochwassers 2002 im Bereich Sachsen. Dresden: Technische Universität Dresden.
- IPET (2006A): Attachment A – Plots Showing Damage to New Orleans East Back Levee. Volume V The Performance – Levees and Floodwalls – Technical Appendix (preliminary report). Interagency Performance Evaluation Task Force (IPET).
- IPET (2006B): Attachment B – Plots Showing Damage to Chalmette Levee. Volume V The Performance – Levees and Floodwalls – Technical Appendix (preliminary report). Interagency Performance Evaluation Task Force (IPET).
- KLOPRIES, E. (2012): Analyse historischer Hochwasserereignisse an der europäischen und US-amerikanischen Küste in Hinblick auf Deichbruchweiten, Seminararbeit. Lehrstuhl und Institut für Wasserbau und Wasserwirtschaft RWTH Aachen, Aachen: September 2012.
- KRAMER, J., LIESE, R., LÜDERS, K. (1962): Die Sturmflut vom 16./17. Februar 1962 im niedersächsischen Küstengebiet, in: Die Küste, Jg. 10 (1962), H. 1.
- KRAMER, J. (1968): Sturmflut 1962 – Sturmfluten und Küstenschutz zwischen Ems und Weser.
- KRAMER, H. (2011): Niedersachsen Ports GmbH & Co. KG, Niederlassung Emden; Auskunft per Email am 24. Juni 2011
- KRASTEL, S. (2011): Submarine Hangrutschungen: Eine (unterschätzte) Gefahr?. Kiel: Leibniz-Institut für Meereswissenschaften an der Universität Kiel; <http://www.ifm-geomar.de/index.php?id=6099>; [Letzter Zugriff am 19.05.2011].
- KÖNGETER, J. (2002): Mobiler Hochwasserschutz – Generallösung oder Kinderspiel. In: Vorsorgender Hochwasserschutz – 14. Wasserbauseminar an der Universität Essen – ISSN 0947-0921.
- KOLB, A., OTREMBIA, E., BRÜNGER, W. (1962): Sturmflut 16. Februar 1962, in: Hamburger Geographische Studien, 1962, Heft 16.
- KORTENHAUS, A.; BUIJS, F.; MARKAU, H.-J.; REESER, S.; GEISENHAINER, P.; SCHANZE, J.; BAKONYI, P.; JIMÉNEZ, J.; BORG, M. (2006): DESCRIPTION OF FLOOD DEFENCE STRUCTURES FOR PILOT SITES; FLOODSITE; [HTTP://FLOODSITE.NET/HTML/PARTNER_AREA/SEARCH_RESULTS3B.ASP?DOCID=40](http://floodsite.net/html/partner_area/search_results3b.asp?docid=40) [LETZTER ZUGRIFF AM 30.06.2011].
- KFKI (2002): Empfehlungen für Küstenschutzwerke. Ausschuss für Küstenschutzwerke der Deutschen Gesellschaft für Erd- und Grundbau e.V. und der Hafenbautechnischen Gesellschaft e.V.: EAK 2002. In: Die Küste 2002, Heft 65, Herausgeber: Kuratorium für Forschung im Küsteningenieurwesen (KFKI), Heide-Verlag – ISBN: 3-8042-1056-2.
- KFKI (2007): Die Küste – EurOtop, Heft 73, Herausgeber: Kuratorium für Forschung im Küsteningenieurwesen (KFKI), 2007, Heide-Verlag – ISBN: 978-3-8042-1064-6.
- NACHTNEBEL, H. P., SEHER, W., HINTERLEITNER, G. (2011): Hochwasserschutz mit Mobilelementen – Studie; hrsg. vom Bundesministerium für Land- und Forstwirtschaft, Umwelt und Wasserwirtschaft Wien; <http://www.nationalpark.or.at/filemanager/download/6610/> [letzter Zugriff am 26.06.2011].

- NLWKN (2011): Faltblatt zum Sturmflutwarndienst; zu finden unter: http://www.nlwkn.niedersachsen.de/live/live.php?navigation_id=7966&article_id=44307&_psmand=26 [letzter Zugriff am 30.06.2011].
- MERZ, B. (2006): Hochwasserrisiken - Grenzen und Möglichkeiten der Risikoabschätzung, Stuttgart: Schweizerbart'sche Verlagsbuchhandlung - ISBN 3-510-65220-7.
- MINISTERIUM FÜR ERNÄHRUNG, LANDWIRTSCHAFT UND FORSTEN (1962): Die Sturmflut vom 16./17. Februar 1962 an der Schleswig-Holsteinischen Westküste, in: Die Küste, Jg. 10 (1962), H. 1.
- MORRIS, M. W. ET AL. (2009): Failure modes and mechanisms for flood defence structures. Flood Risk Management: Research and Practice – Samuels et al. (eds). Taylor & Francis Group, London, ISBN 978-0-415-48507-4.
- MÜLLER, G. & WOLTERS, G. (2004): Wellendruckschlagbelastungen auf historische Küstenbauwerke. In: Die Küste 2004, Heft 68, Herausgeber: Kuratorium für Forschung im Küsteningenieurwesen (KFKI), Heide-Verlag – ISBN: 3-8042-1059-7.
- OHLIG, J. (1969): Ostfriesland im Schutze des Deiches. Hrsg. Niederemsische Deichacht und ihre Rechtsnachfolgerin Deichacht Krummhörn.
- OUMERACI, H. (2001): Kapitel 12: Küsteningenieurwesen. In: Taschenbuch der Wasserwirtschaft. Hrsg.: K. Lecher, H.-P. Lühr, U. Zanke. Berlin: Parey Verlag, 2001, S. 657-743. ISBN 3-8263-8493-8.
- OUMERACI, H. ET AL (2001): Probabilistic Design Tools For Vertical Breakwaters. Verlag: A.A. Balkema Publishers - ISBN: 90-5809-249-6.
- PIANC (1986): Final Report of the International Commission for the Study of Locks. Permanent International Association of Navigation Congresses. Bruxelles, 1986.
- PIANC (2009): Innovations in navigation lock design. PIANC Report N° 106. Brüssel, 2009.
- ROELSE, P., BAKKER, W.T. (1986): Statistical Investigation On Dike Failure. Proceedings of 20th Conference on Coastal Engineering, ICCE 1986, Taipei, Taiwan.
- SELLMEIJER, J.B. (1988): On the mechanism of piping under impervious structure. Dissertation. Delft: Technische Universität Delft.
- SOWA, W. (2010): Hochwasserschutz – Vermeidung von Schäden durch mobile Schutzsysteme – Eine techno-ökonomische Analyse. Hamburg: Diplomica Verlag– ISBN 978-3-8366-8412.
- TAW (1998): Fundamentals in Water Defences (English translation of the Dutch Guidelines 'Grondslagen voor Waterkeren'). Technical Advisory Committee on Water Defences The Netherlands.
- TAW (2002): Technical Report on Sand Boils (Piping). Technical Advisory Committee on Flood Defences. Delft: Draft English version, August 2002.
- VAN DER MEER, J. W.; TER HORST, W. L. A.; VAN VELZEN, E. H. (2009): Calculation of fragility curves for flood defence assets. In: Flood Risk Management: Research and Practice / Samuels et al. London (GB): Taylor & Francis Group, - ISBN 978-0-415-48507-4.
- VRIJLING, J.K. & VAN GELDER, P. (2004): Probabilistische Methoden zur Bemessung von Deichen und Küstenschutzbauten in den Niederlanden, In: Proceedings 2. Dresdner Probabilistik-Symposium: Sicherheit und Risiko im Bauwesen, S. 57-72. Hrsg.: Institut für Massivbau, Dresden. ISBN 3-86005-447-3.
- WOHLENBERG, E. (1963): Der Deichbruch des Ülvesbüller Kooges in der Februar-Sturmflut 1962 – Versalzung - Übersandung - Rekultivierung, in: Die Küste, 1963, H.11.
- ZITSCHER, F.-F. (1978): Schadensursachen an Küstenschutzanlagen herkömmlicher Art während der Sturmflut vom 3.1.1976 an der schleswig-holsteinischen Westküste, Band 47 von Mitteilungen des Franzius-Instituts für Wasserbau und Küsteningenieurwesen der Technischen Universität Hannover.
- ZITSCHER, F.-F., SCHERENBERG, R., CAROW, U. (1979): Die Sturmflut vom 3. und 21. Januar 1976 an den Küsten Schleswig-Holsteins, in: Die Küste, 1979, H.33.

4. Überflutung und hydrodynamische Analyse

4.1 Einführung

Ziel der hydrodynamischen Analyse ist es, die Ausprägung eines Wasserstandsereignisses an der Küste in hydraulische Größen im Hinterland zu transformieren, wobei morphologische Gegebenheiten des Untersuchungsgebiets berücksichtigt werden. Diese Transformation basiert in der Regel auf hydrodynamischen und empirischen Gesetzmäßigkeiten, umgesetzt in einem numerischen Verfahren. Die hydraulischen Größen im Hinterland sind neben der Überflutungsausbreitung:

- die Fließgeschwindigkeit v [m/s],
- der Wasserstand h_w [m],
- die Dauer, die ein Wasserstand eine bestimmte Marke unter- oder überschreitet d_w [s],
- die Ankunftszeit t_{Ankunft} [s],
- das Wasservolumen $V_{w,\text{end}}$ [m³],
- etc.

Maximal- bzw. Minimalwerte der genannten hydraulischen Größen stellen, insbesondere im Hinblick auf eine Analyse der Konsequenzen, zusätzliche Ergebnisgrößen der hydrodynamischen Analyse dar.

Im nachfolgenden Abschnitt werden die Grundlagen der hydrodynamischen Analyse beschrieben und unterschiedlich detaillierte Ansätze zur Berechnung der hydraulischen Größen im Hinterland vorgestellt. Die Beschreibung basiert auf Bachmann (2012).

4.2 Grundlagen der hydrodynamischen Analyse

Grundsätzlich basieren die Verfahren der hydrodynamischen Analyse auf der Lösung der inkompressiblen Kontinuitätsgleichung zur Berücksichtigung der Massenerhaltung sowie den NAVIER-STOKES Gleichungen zur Abbildung der Impulserhaltung (BATES ET AL., 2005). Somit steht zur Lösung der vier unbekanntenen Größen – dem Druck p [N/m³] und den Fließgeschwindigkeiten v der drei räumlichen Dimensionen – ein Gleichungssystem mit vier partiellen Differentialgleichungen zur Verfügung. Weitere hydraulische Größen können daraus abgeleitet werden. Das Gleichungssystem lautet im dreidimensionalen Fall in Vektorschreibweise:

$$\nabla v = Q_{\text{Quelle}} \quad (4.1)$$

$$\frac{\partial v}{\partial t} + (v \cdot \nabla)v = \frac{1}{\rho} \left(F - \nabla p + \eta \nabla^2 v \right). \quad (4.2)$$

$$(1) \quad (2) \quad (3) \quad (4) \quad (5)$$

Weiterhin gelten in der Kontinuitätsgleichung (4.1) Q_{Quelle} [m³/s] als Quell- oder Senkenterm und in der Navier-Stokes Gleichung (4.2) ρ [kg/m³] als Dichte, η [Ns/m²] als dynamische Viskosität des Fluids sowie F [N/m³] als Vektor der Massenkräfte. Die Terme in Gleichung (4.2) werden wie folgt bezeichnet: (1) ist die lokale Beschleunigung, (2) die konvektive Beschleunigung, (3) sind die Massenkräfte, (4) die Druckkräfte und (5) die Reibungskräfte.

Das Problem ist nicht geschlossen analytisch lösbar und auch numerisch nur unter hohem Ressourceneinsatz, d. h. langer Rechenzeit- und großem Datenbedarf, berechenbar. Nach festgelegten Annahmen werden deshalb Vereinfachungen in Bezug auf die räumliche Dimensionalität (3-D, 2-D, 1-D) und die berücksichtigten physikalischen Prozesse getroffen (vgl. Abb. 4.1). Das Maß der Vereinfachung wird mit dem Detaillierungsgrad bezeichnet. Die mathematische Herleitung möglicher vereinfachter Verfahren zur Lösung des Problems soll nicht Gegenstand dieses Berichtes sein. Nähere Informationen dazu werden beispielsweise in SINGH (1996), FORKEL (2003) oder KAMRATH (2009) gegeben. Jede Vereinfachung bringt Grenzen der Abbildungsmöglichkeiten mit sich. Beispielsweise können mit einem eindimensionalen Modell des Flusses keine Fließgeschwindigkeiten senkrecht zur Fließrichtung berechnet und somit keine Wirbel modelliert werden. Die Auswahl eines hydrodynamischen Verfahrens hängt daher grundsätzlich von der Abwägung zwischen Detaillierungsgrad und Ressourcenaufwand ab. Hierbei gilt es die Frage zu klären, welche physikalischen Prozesse bzw. räumlichen Dimensionen berücksichtigt werden müssen, um die gegebene Problemstellung und deren sowohl räumliche als auch zeitliche Skala hinreichend genau im Modell abbilden zu können.

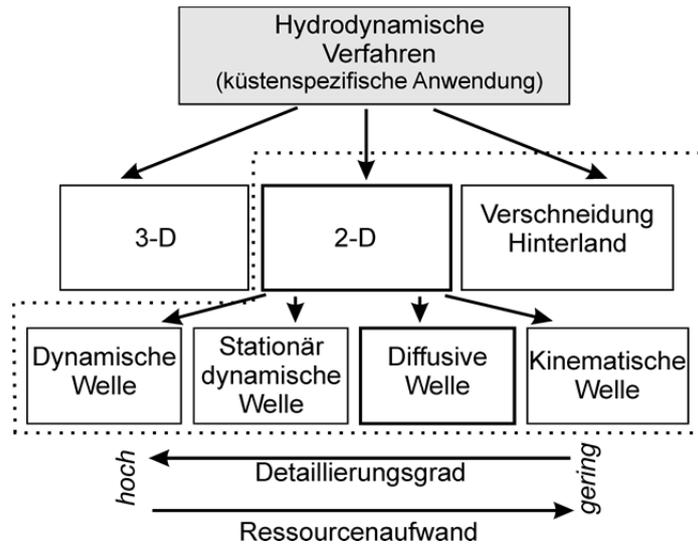


Abb. 4.1: Verfahren der hydrodynamischen Analyse angewendet im Küstenbereich

Im Rahmen einer Hochwasserrisikoanalyse im Küstenbereich finden folgende Verfahren der hydrodynamischen Analyse Anwendung:

- Zweidimensionale Verfahren, die das Hinterland zweidimensional abbilden,
- Verfahren, welche auf der Verschneidung von Wasserständen mit der Geländemorphologie in Kombination mit räumlichen Interpolationsverfahren basieren.

Der Detaillierungsgrad der Verfahren, welche auf einer Verschneidung basieren, ist gering (CHATTERJEE ET AL., 2008). Die instationäre Abbildung ist daher auf den Überflutungsflächen des Hinterlandes nicht möglich. Retentions- und Speichereffekte können im Modell nicht abgebildet werden. Neben einer Reduktion der räumlichen Dimensionalität kann eine Vernachlässigung physikalischer Prozesse in den relevanten Strömungsgleichungen zu einer Verminderung des Ressourcenaufwands führen. Dies wird am Beispiel der eindimensionalen Flachwassergleichung nach SAINT-VENANT zur Beschreibung des Impulses nachfolgend demonstriert. Die Herleitung im zweidimensionalen Fall ist analog. Die eindimensionale SAINT-VENANT Gleichung wird mit Hilfe der Fließgeschwindigkeit v [m/s] in Hauptfließrichtung x [m] wie folgt definiert:

$$\frac{\partial v}{\partial t} + v \frac{\partial v}{\partial x} = g \cdot \left(- \left(\frac{\partial z_{\text{Sohle}}}{\partial x} + \frac{\partial h_w}{\partial x} \right) + S_f \right) \tag{4.3}$$

(1) (2) (3) (4) (5)

Die Terme in Gleichung (4.3) sind die lokale Beschleunigung (1), die konvektive Beschleunigung (2), die Gravitationskraft (3), ausgedrückt durch den Gradienten der Sohlage z_{Sohle} [m], die Druckkraft (4), ausgedrückt durch den Gradienten des Wasserstandes h_w [m], und die Reibungskräfte S_f [-] (5). Durch Vernachlässigung bestimmter Terme wird die so genannte Familie der Wellengleichungen für Flachwasserwellen abgeleitet (SINGH, 1996) wie es Tab. 4.1 zeigt. Werden beispielsweise die Beschleunigungsterme (1) und (2) vernachlässigt, wird von der diffusiven Wellengleichung gesprochen.

Tab. 4.1: Berücksichtigte Terme bei unterschiedlichen Wellengleichungen für Flachwasserwellen (Singh, 1996)

Wellengleichung	Lokale Beschleunigung (1)	Konvektive Beschleunigung (2)	Druck (4)	Gravitation (3)	Reibung (5)
Dynamisch	√	√	√	√	√
Stationär	-	√	√	√	√
dynamisch	-	-	√	√	√
Diffusiv	-	-	√	√	√
Kinematisch	-	-	-	√	√

Vorteil der Approximation des Impulses durch die diffusive Wellengleichung ist die Reduktion der numerisch zu lösenden Größen pro Stützstellen von zwei (Fließgeschwindigkeit v und Wasserstand h_w) auf eine Größe (Wasserstand h_w). Demgegenüber steht wiederum eine Reduktion des Detaillierungsgrades durch die Anwendung der diffusiven Wellengleichung: Ungenauigkeiten können bei großen Änderungen der Fließgeschwindigkeit in x -Richtung in Term (2) auftreten, wie es beispielsweise bei plötzlichen, starken Ungleichförmigkeiten der Fall ist. Des Weiteren sind hochgradig instationäre Strömungen (1), ausgelöst beispielsweise durch einen Dambruch, nur

bedingt abbildbar. Die Lösung der Wellengleichung, unabhängig ihres Typs, erfolgt weiterhin mit der eindimensionalen Kontinuitätsgleichung zur Massenerhaltung. Ausgedrückt durch den Abfluss Q [m^3/s] lautet sie:

$$\frac{\partial A_{\text{Fließ}}}{\partial t} = Q_{\text{Quelle}} - \frac{\partial Q}{\partial x}, \quad (4.4)$$

wobei $A_{\text{Fließ}}$ [m^2] als Fließfläche senkrecht zur Fließrichtung definiert ist. Durch die darin enthaltene Veränderung der Fließfläche A über die Zeit t [s] bleibt auch bei der Anwendung der kinematischen oder der diffusiven Wellengleichung ein instationärer Charakter erhalten. Des Weiteren kann der Reibungsterm in Gleichung (4.3) S_f [-] – dort mit (5) bezeichnet – durch die empirische Fließformel nach Manning-Strickler ausgedrückt werden (KAMRATH, 2009):

$$S_f = \left(\frac{n \cdot Q}{A_{\text{Fließ}} \cdot r_{\text{hyd}}^{\frac{2}{3}}} \right)^2. \quad (4.5)$$

Hierbei ist n [$\text{s}/\text{m}^{1/3}$] als Manning-Wert und r_{hyd} [m] als hydraulischer Radius, der Quotient aus Fließfläche $A_{\text{Fließ}}$ und benetztem Umfang l_u [m], definiert. Durch Einsetzen der Gleichung (4.5) in Gleichung (4.3) kann der Durchfluss Q ausgedrückt werden durch:

$$S_f = \frac{1}{g} \cdot \left(\frac{\partial v}{\partial t} + v \frac{\partial v}{\partial x} \right) + \left(\frac{\partial h_w}{\partial x} + \frac{\partial z_{\text{Sohle}}}{\partial x} \right) \Leftrightarrow \quad (4.6)$$

$$Q = A_{\text{Fließ}} \cdot r_{\text{hyd}}^{\frac{2}{3}} \cdot \frac{1}{n} \cdot \sqrt{\frac{1}{g} \cdot \left(\frac{\partial v}{\partial t} + v \frac{\partial v}{\partial x} \right) + \left(\frac{\partial z_{\text{Sohle}}}{\partial x} + \frac{\partial h_w}{\partial x} \right)}.$$

(1) (2) (3) (4)

4.3 Schrifttum

- BACHMANN, D. (2012): Beitrag zur Entwicklung eines Entscheidungsunterstützungssystems zur Bewertung und Planung von Hochwasserschutzmaßnahmen. Dissertation. Aachen: Institut für Wasserbau und Wasserwirtschaft, RWTH Aachen; (eingereicht); [Letzter Zugriff am: 13.01.2012].
- BATES, P. D.; HORRIT, M. S.; HUNTER, N. M. M. D.; COBBY, D. (2005): Numerical Modelling of Floodplain Flow. In: Computational Fluid Dynamics: Application in Environmental Hydraulics / Ed. P. D. Bates [et al.]. West Sussex (GB): Wiley & Sons, Inc., pp. 271 - 304.
- CHATTERJEE, C.; FÖRSTER, S.; BRONSTERT A. (2008): Comparison of hydrodynamic models of different complexities to model floods with emergency storage areas. In: Hydro-logical Processes, Vol. 22, pp. 4695-4709. - ISSN 1099-1085.
- FORKEL, C. (2003): Numerische Modelle für die Wasserbaupraxis: Grundlagen, Anwendung und Qualitätsaspekte. Habilitationsschrift. Aachen: Mitteilungen des Instituts für Wasserbau und Wasserwirtschaft, RWTH Aachen; - ISBN 3-8322-3082-1.
- HINDMARSH, A. C. & SERBAN, R. (2006): User Documentation for CVODES v2.5.0; http://mosfet.isu.edu/classes/engr364/fall_08_lectures/sundials-2.3.0/doc/cvodes/cvs_guide.pdf; [Letzter Zugriff am: 16.09.2010].
- KAMRATH, P. (2009): Über die gekoppelte 1D- und 2D-Modellierung von Fließgewässern und Überflutungsflächen. Dissertation. Aachen: Institut für Wasserbau und Wasserwirtschaft, RWTH Aachen; http://darwin.bth.rwth-aachen.de/opus3/volltexte/2009/2969/pdf/Kamrath_Paul.pdf; [Letzter Zugriff am: 14.09.2010].
- SCHUMANN, A. (2009): Integrative Nutzung des technischen Hochwasserrückhalts in Poldern und Talsperren am Beispiel des Flussgebiets der Unstrut, Bochum: Institut Hydrologie und Wasserwirtschaft, Ruhr-Universität Bochum.
- SINGH, V. P. (1996): Kinematic Wave Modeling in Water Resources, Surface-Water Hydrology, New York: John Wiley & Sons - ISBN 0471109452.

5. Schadenspotentiale und Schäden im Bereich Landwirtschaft

5.1 Historischer Rückblick auf Schäden in der Landwirtschaft durch Überschwemmungsereignisse im letzten Jahrhundert

Nach VOIGT (1964) wurden durch die Sturmflut am 16./17.02.1962 in den Bundesländern Niedersachsen, Hamburg sowie Bremen 57.000 ha überflutet. Allein in Niedersachsen sind im Deichhinterland ~34.000 ha landwirtschaftliche Nutzfläche von den Überschwemmungen betroffen gewesen (NMELF, 1962). Dreieinhalb Wochen nach der Sturmflut war am 10.03.1962 von 530 km² Überschwemmungsfläche in Niedersachsen noch eine Fläche von 160 km² überflutet (HANNOVERSCHE LAND- UND FORSTWIRTSCHAFTLICHE ZEITUNG, 1962a).

Im LANDWIRTSCHAFTSBLATT WESER-EMS (1962a) wird berichtet, dass der Abzug des Wassers durch zerstörte Schöpfwerke und verschlammte Siele behindert wird. In den überfluteten Gebieten seien die Wintersaaten zerstört bzw. stark geschädigt.

Die HANNOVERSCHE LAND- UND FORSTWIRTSCHAFTLICHE ZEITUNG (1962b) berichtet von 46.000 dt nässegeschädigter Äpfel in den Lagern im Obstanbaugebiet des Alten Landes bei Hamburg infolge der Sturmflut 1962. Hinsichtlich der Abschätzung von Schäden in der Landwirtschaft durch Überflutungen werden unterschiedliche Angaben gemacht. Die HANNOVERSCHE LAND- UND FORSTWIRTSCHAFTLICHE ZEITUNG (1962b) zitiert Beobachtungen, nach denen die Überschwemmungen mit Nordseewasser in Holland in 1953 zu siebenjährigen Ertragsrückgängen geführt hätten. Allerdings wären die Salzgehalte des Überschwemmungswassers nach der Sturmflut 1962 in weiten Bereichen nur minimal, so dass von einer geringeren Schädigung ausgegangen werden könnte. Im LANDWIRTSCHAFTSBLATT WESER-EMS (1962b) wird dargestellt, dass bei länger als 3 Tage währendem Salzwasserüberstau Wintersaaten verdorben, bei kürzer andauerndem Überstau dagegen keine Schädigungen zu erwarten seien. Insgesamt seien auf Salz belasteten Ackerflächen mit dreijährigen Ertragsrückgängen zu rechnen. Auf Grünland seien bei winterlichem Überstau mit salzhaltigem Wasser keine größeren Schäden zu erwarten (HANNOVERSCHE LAND- UND FORSTWIRTSCHAFTLICHE ZEITUNG, 1962c). Auch hinsichtlich länger andauernder Überschwemmungen mit Süßwasser scheint das Grünland eine relativ hohe Regenerationsfähigkeit aufzuweisen: Während nach der Überflutung der Geeste-Niederung (Bereich Bremerhaven-Kührstedt) durch Hochwasser und Deichbruch im Winter 1953/54 eine Fläche von ~4.000 ha für einen Zeitraum von 8-10 Wochen von einer Eisdecke überdeckt war und die Grasnarbe des betroffenen Grünlandes vernichtet erschien, hatte sich die Grasnarbe im Sommer '54 annähernd wieder erholt. Ein weiteres Beispiel stellen die in 1956 über 4-7 Wochen andauernden sommerlichen Überschwemmungen in den Flussniederungen der Aller-Weser-Leine-Region dar, die mit der "völligen Vernichtung des oberirdischen Gräserbestandes" einhergingen. Vier Wochen nach Abfließen des Wassers zeigte sich der Gräserbestand als weitestgehend wieder regeneriert (HANNOVERSCHE LAND- UND FORSTWIRTSCHAFTLICHE ZEITUNG, 1962c). In der HANNOVERSCHE LAND- UND FORSTWIRTSCHAFTLICHE ZEITUNG (1962c) wird darauf hingewiesen, dass das Ausmaß der Schädigungen infolge eines Überstaus mit Süßwasser besonders vom Eintrittszeitpunkt beeinflusst wird: Schwerste Schäden sind generell bei sommerlichen Überflutungen während der aktivsten Vegetationsperiode zu verzeichnen, da sich während dieser Zeit die Pflanzen im vollen Wachstum befinden und das Wurzelsystem den höchsten Sauerstoffbedarf zeigt. Dagegen sind bei winterlichen Überflutungen zur Zeit der Wachstumsruhe - auch bei mehrwöchigem Überstau - keine nennenswerten Schäden zu erwarten. Das Ausmaß der Schädigung landwirtschaftlicher Flächen durch Sedimentationsvorgänge infolge der Sturmflut 1962 wird von VOIGT (1964) lediglich als gering bewertet und sei nur von begrenzt lokaler Bedeutung.

5.2 Art der Schäden bei Pflanzen und Böden durch den Überstau mit Salzwasser

5.2.1 Schädigung der Pflanzen

Schon bei Süßwasser können auf landwirtschaftlich genutzten Flächen (Acker- sowie Grünland) an den angebauten Kulturen durch einströmende oder überflutende Wässer Primärschäden auftreten, die das Pflanzenwachstum unmittelbar negativ beeinflussen (KLAGHOFER, 2003):

- Bei höheren Fließgeschwindigkeiten können Feldfrüchte geknickt, abgebrochen oder herausgerissen werden.
- Durch Sedimentation von Schwebstoffen oder Ablage von Geschiebe werden Früchte sowie Gräser überdeckt.
- Schwebstoffe können höhere Konzentrationen an Schwermetallen, Pestiziden und organischen Verbindungen aufweisen, die zur Kontamination von Pflanzen sowie Böden führen können.
- Durch Wasserüberstau wird infolge des Sauerstoffmangels das Pflanzenwachstum geschädigt.
- Als Sekundärschäden seien weitere Beispiele genannt (MINHORLAM, 2010):

- Schädigung durch verminderte Qualitäten der Ernteprodukte,
- eingeschränkte Verwertbarkeit des Erntegutes auf Grund von Verschmutzungen oder Kontamination entsprechend den Lebens- bzw. Futtermittelverordnungen,
- eingeschränkte Befahrbarkeit und Bearbeitbarkeit von nach Überschwemmung durchnässten Flächen und ggf. daraus resultierende Folgeschäden durch Verzögerungen oder Wegfall von Ernte, Düngung, Pflanzenschutz- und anderer Pflegemaßnahmen,
- eingeschränkte Beweidungsmöglichkeiten von nach Überschwemmung durchnässten Flächen.

5.2.1.1 Schadsymptome bei Pflanzen durch Versalzung

Neben den durch Süßwasser an Pflanzen hervorgerufenen Primärschäden treten durch den Überstau mit Salzwasser zusätzliche Schädigungen an Pflanzen hinzu. Salzsäden an Pflanzen können nach ZENG *et al* (2002) und FINCK (1975) sich äußern in

- Keim- und Auflaufschäden,
- Wachstumsverschlechterungen mit Schadsymptomen (Welketracht, Chlorosen, Nekrosen),
- Beschädigung der Meristeme in wachsenden Sprossen,
- Reduktion der Ertragskomponenten (Ertragsdepressionen),
- Beeinträchtigung der Qualität der Ernteprodukte,
- reduzierte Resistenz gegenüber Schadorganismen.

5.2.1.2 Ursachen von Salzsäden bei Pflanzen

Im Einzelnen beruhen nach FINCK (1975) und ROBINSON *et al* (1997) die genannten Schadsymptome auf

- Plasmolyse (Schrumpfung des Protoplasten),
- Behinderung des Zellwachstums und der Zellteilung,
- Störung der Stomaschließzellen (Erhöhung der Transpiration),
- Störung des Stoffwechsels durch Ionen-Imbalancen (antagonistische Behinderung der Aufnahme und des Transportes von Nährionen, besonders durch Na⁺),
- Anhäufung freier z.T. toxischer Aminosäuren, Ammoniak sowie toxischer Diamine,
- verringerte Mobilisation von Zucker und Stärke während der Keimung.

Die Ursachen liegen nach FINCK (1975) und KESKIN (2005) einerseits in der allgemeinen osmotischen Salzwirkung und andererseits in der spezifischen toxischen Ionenwirkung. Der osmotische Effekt bewirkt einen physiologischen Wassermangel. Erhöhte Salzgehalte in der Bodenlösung erschweren den Pflanzenwuchs, da sie das osmotische Potential des Bodenwassers erhöhen und so die Wasseraufnahme erschweren (SCHEFFER/SCHACHTSCHABEL, 1989). Nach FINCK (1975) strömt das Wasser im Extremfall entlang eines Saugspannungsgradienten aus der (salzärmeren) Pflanze in die (salzreichere) Rhizosphäre zurück. Der Turgor sinkt, der permanente Welkepunkt wird überschritten, die Pflanze stirbt ab (Plasmolyse, Schädigung der Eiweißstruktur). Dagegen beruht die spezifische toxische Ionenwirkung darauf, dass für jedes (Nähr)Element unterschiedliche Grenzwerte existieren für

- den Bereich akuten (bzw. latenten) Mangels,
- den optimalen Versorgungsbereich,
- den Zustand des Luxuskonsums sowie für
- den Bereich der akuten (bzw. latenten) Toxizität.

Das Überschreiten der kulturarten- und stadienspezifischen Grenzwerte führt im Bereich der Toxizität zu Schadsymptomen, die vom jeweiligen Element (z.B. Na, B, Cl) abhängig sind.

Eine spezifische Salzttoxizität liegt vor, wenn Wachstumsdepressionen stärker ausfallen als es die osmotischen Verhältnisse in der Bodenlösung erwarten lassen würden (SCHLEIFF, 1977). Allgemein äußern sich Salzsäden durch Überschüsse und/oder Mangel einzelner Ionen. Als Beispiele seien die Ionenkonkurrenzen zwischen Na⁺ und K⁺ sowie Ca²⁺ genannt, bei denen durch eine verstärkte Na-Aufnahme K- bzw. Ca-Mangel induziert wird. Ein weiteres Beispiel wäre das Erreichen toxischer Na⁺-, Cl⁻, B³⁺-Konzentrationen in der Pflanze durch Salzüberschuss in der Bodenlösung.

Zu beachten ist, dass die Salztoleranz von Pflanzen nichts Statisches darstellt. So führt z.B. eine optimale Versorgung mit Kalium zu einer Erhöhung der Salztoleranz gegenüber Natrium (SCHLEIFF, 1974a, 1974b). Zudem kann die Salztoleranz in Abhängigkeit vom Vegetationsstadium stark schwanken.

5.2.1.3 Merkmale der Salztoleranz bei Pflanzen

Im Gegensatz zu den Glykophyten zuzuordnenden Kulturpflanzen zeichnen sich Halophyten (= Salzpflanzen wie Queller, Anedelgräser, Strand-Aster etc.) durch die Fähigkeit zur aktiven Salzregulation sowie durch passive Salztoleranz aus. Nach KOYRO (1998) wachsen Glykophyten bei NaCl-Konzentrationen im Wasser von 0-0.7%. Die Halophyten können dagegen NaCl-Gehalte von bis zu 6.5% im Wasser tolerieren.

Der Schutz erfolgt nach MUNNS *et al* (2002), LÄUCHLI & LÜTTGE (2002), PESSARAKLI (1999) sowie STAPLES & TOENNIENSEN (1984) durch

- selektive Ionenaufnahme (Ausschluss oder auch Verhinderung des Eindringens unerwünschter Ionen in wachsendes sowie physiologisch aktives Gewebe z.B. durch veränderte Zusammensetzung der Zellmembran im Fettsäuremuster),
- Reduktion der Transpiration durch Stomataregulation,
- Ausscheidung (über Blatt mittels Absatz-, Blasenhaare, Absatzdrüsen und über die Wurzel),
- Abwurf von Pflanzenteilen,
- Sukkulenz (Verdünnung durch erhöhte Wasseraufnahme),
- Abschluss des Vegetationszyklus vor Erreichen letaler Salzkonzentrationen,
- Ablagerung in Zellkompartimenten wie z.B. in Vakuolen,
- Ionenpumpmechanismen, die den aktiven Transport entlang von z.B. pH-Gradienten ermöglichen,
- Synthese von organischen Osmotika wie Aminosäuren, Zucker und Zuckeralkoholen als Gegengewicht zu gespeicherten Salzen zur Aufrechterhaltung des osmotischen Gleichgewichtes.

Mit Hilfe der Züchtung wird versucht, die polygen vererbte Salztoleranz von Nutzpflanzen zu erhöhen (DADSHANI, 2006).

5.2.2 Schädigung der Böden durch Salzwasser

Neben der möglichen Schädigung von Ackerflächen durch Bodenabtrag (Erosion) bei höheren Fließgeschwindigkeiten von Wasser im Allgemeinen sind weitere Schäden an Böden zu nennen, die besonders auf den Überstau mit salzhaltigem Wasser zurückzuführen sind.

Natriumreiche Überflutungswässer wie das Meerwasser mit einem Natriumanteil am Gesamtsalzgehalt von ~30 % (Tab. 5.2, Seite 40) führen bei tonreichen Böden zu einer erhöhten Na-Sättigung der Austauschschicht (Tonminerale) und damit zu einem Strukturzerfall mit erhöhter Verschlammungsneigung und Tonverlagerung (SCHEFFER/SCHACHTSCHABEL, 2010). Verschlammte Böden weisen eine für den Pflanzenwuchs ungünstige Struktur und erhöhte Lagerungsdichte auf (Sauerstoffmangel). Ein verschlammter Oberboden zeigt eine höhere Erosionsanfälligkeit und kann nach oberflächennaher Austrocknung durch Krustenbildung insbesondere während der Keimung zu stark erhöhten Ausfällen führen. Zusätzlich wird die Wasserinfiltration durch Verschlammung behindert. Tonverlagerung kann zudem zu Einlagerungsverdichtungen im Bodenprofil führen und die Durchwurzelbarkeit sowie Wasserinfiltration (Stauwasser) beeinträchtigen.

Auf nicht kalkfreien Böden wie z.B. der Kalkmarsch kann die Zufuhr von natriumreichen Überflutungswässern infolge der Bildung von Soda ($\text{Na}_2[\text{CO}_3] \cdot 10\text{H}_2\text{O}$) eine starke Alkalisierung bewirken. In alkalisierten Böden führen pH-Werte ≥ 8 durch Festlegung von Nährelementen zu einer Einschränkung der Nährstoffverfügbarkeit für Pflanzen. Hier sind besonders die Nährelemente P, Fe, Mn, Cu und Zn betroffen (FINCK, 2007).

VAN DER MOLEN (1957), der die Auswirkungen von Überschwemmungen auf landwirtschaftlich genutzte Flächen in den Niederlanden zum Gegenstand seiner Betrachtungen gemacht hat und insbesondere die Effekte der Gipsdüngung auf strukturgeschädigte Böden nach dem Überstau mit Meerwasser untersucht hat, sieht primär in dem Strukturzerfall tonreicher Böden durch Na-Aufsättigung die Ursache für die zum Teil langjährigen Ertragsverluste ehemals überschwemmter Flächen.

5.3 Kriterien für das Ausmaß der Schädigung landwirtschaftlicher Kulturen durch den Überstau mit Salzwasser

5.3.1 Salzgehalte, Salzfrachten, Salzeindringtiefen, Überstaudauer

Ein entscheidender Faktor für das Ausmaß von Salzschiäden an landwirtschaftlichen Kulturen stellt der Salzgehalt dar. Es gilt zu unterscheiden zwischen den Salzgehalten

- im Meerwasser,
- im Überflutungswasser sowie
- in der Bodenlösung.

5.3.1.1 Salzgehalte im Meerwasser und Zusammensetzung des Salzes

Die Salzgehalte im Meerwasser sind u.a. von der geographischen Lage der Region, der Probenentnahmetiefe und der Jahreszeit sowie der Temperatur abhängig. Weiterhin werden die Salzgehalte von den Flussmündungsbereichen stark beeinflusst. Anhaltswerte zu den Salzgehalten im Meerwasser sind Tab. 5.1 zu entnehmen.

Tab. 5.1: Salzgehalte im Meerwasser *

Region	Salzgehalte (%)
Nordsee (allgemein)	3,5
nördliche Nordsee	3,2 - 3,5
Skagerrak**	3
Flussmündungen im Bereich der Nordsee	1,5 - 2,5
Ostsee (allgemein)	Ø 0,8
Finnischer Meerbusen und nördliche Bottensee	0,1
Ostsee in Ost-West-Richtung	0,3 - 1,8 (nach Westen zunehmend)
Kieler Bucht	1,5

*<http://de.wikipedia.org/wiki/Salinit%C3%A4t>

** http://www.bsh.de/de/Meeresdaten/Beobachtungen/Meeresphysikalische_Daten/Grundgroessen.jsp#_Seitenanfang

Abb. 5.1 zeigt die saisonale Salzgehaltsverteilung in den oberflächennahen Bereichen der Nord- sowie Ostsee für den Winter in den Monaten Januar bis März. Die Angaben erfolgen als dimensionslose Größe in PSU (= Practical Salinity Units) bzw. g Salz/kg Meerwasser und basieren auf Datensätzen, die die verfügbaren Salzgehaltsmessungen aus den Jahren 1900 bis 1996 umfassen.

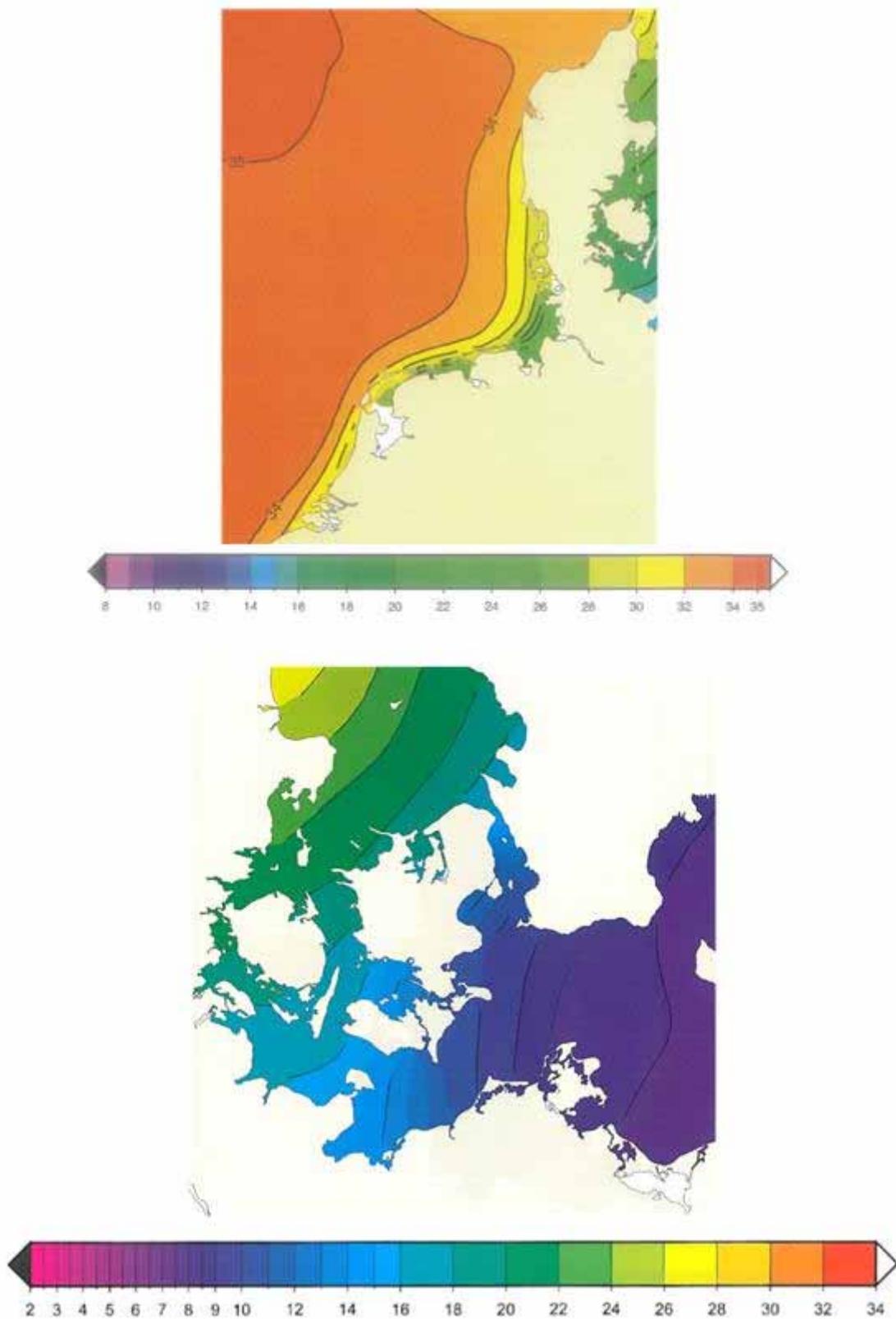


Abb. 5.1: Mittlerer oberflächennaher Salzgehalt (g/kg) in der Nordsee (oben) und Ostsee (unten) im Januar bis März (BSH, 2008 und 2009)

Neben den Salzgehalten beeinflusst die Zusammensetzung des Salzes das Gefährdungspotential für Pflanze und Boden. Hier sind primär die pflanzenschädlichen Natrium- und Chloridanteile zu nennen. Die Zusammensetzung schwankt besonders in Abhängigkeit von der Nähe zu Flussmündungsbereichen (Tab. 5.2). Die absoluten Masseanteile sind

Tab. 5.3 zu entnehmen.

Tab. 5.2: Zusammensetzung des Meersalzes (BERGMANN, 2005)

Ionen	Elbe bei Hamburg (%)	Nordatlantik (%)
Chlorid	27,5	53,9
Sulfat	31,5	7,6
Kalium	1,9	1,1
Natrium	14,2	30,0
Calcium	20,7	3,3
Magnesium	3,4	3,6

Tab. 5.3: Zusammensetzung des Meersalzes (bei 3.5 % Gesamtsalzgehalt im Meerwasser) *

Ionen	Prozentanteil (%)	Masseanteil (g)
Chlorid	55	19,25
Natrium	30,61	10,7
Sulfat	7,7	2,7
Magnesium	3,7	1,3
Calcium	1,2	0,42
Kalium	1,1	0,39
Restbestandteile	0,7	0,25

* <http://de.wikipedia.org/wiki/Meerwasser>

5.3.1.2 Salzgehalte im Überflutungswasser

Die Salzgehalte im Überflutungswasser entsprechen nicht unbedingt den originären Salzgehalten des Meerwassers. In Abhängigkeit von der geographischen Lage des Überflutungsereignisses beeinflussen besonders Flussströme die Salzgehalte im Überflutungswasser. Nach der Februar-Sturmflut in 1962 wurden in den Überflutungswässern Salzgehalte zwischen 0,4 ‰ NaCl im Bereich der Elbe in der Region Stade-Jork-Hamburg sowie im Bereich der Weser bei Bremen und 25 ‰ NaCl im Bereich Ostfriesland bei Norden und Carolinensiel gemessen (VOIGT, 1964; Tab. 5.4).

Tab. 5.4: Salzgehalte im Überflutungswasser nach der Sturmflut 1962 (VOIGT, 1964)

Region	Salzgehalt (‰ NaCl)
Stade, Jork, Hamburg (Elbe)	0,4
Bremen (Weser)	0,4
Brake (Weser)	1,2
Drochtersen (Elbe)	5,8
Oberndorf (Oste)	10
Cuxhaven	10
Balje (Elbe)	12
Augustgroden (östlicher Jadebusen)	13,5
Norden, Carolinensiel (Ostfriesland)	25

Zu beobachten ist weiterhin, dass in marinen Regionen relativ hohe Na- bzw. niedrige Ca-Gehalte und in fluviatilen Bereichen relativ niedrige Na- bzw. hohe Ca-Gehalte festzustellen sind (VOIGT, 1964).

5.3.1.3 Salzgehalte im Bodenwasser

Folgende Faktoren beeinflussen besonders den Salzgehalt in der Bodenlösung:

- Salzgehalt im Überstauwasser,
- Überstaudauer und Abflussgeschwindigkeit (Zustand der Drainagen und Vorfluter, Funktion der Schöpfwerke),
- Wasserdurchlässigkeit des Oberbodens in Abhängigkeit von der Bodenart, der Nutzung (Acker-Grünland), dem Bearbeitungszustand (Winterfurche, bestellt, ungepflügt) sowie von Verdichtungen (Pflugsohle, Stauhazone),
- Wassersättigung des Bodens vor dem Überflutungsereignis (Eindringwiderstand),
- kapillarer Aufstieg von Süßwasser (Verdünnung) und kapillarer Aufstieg von salzhaltigem Wasser (erneute Versalzung des Oberbodenprofils),
- Höhe und Verteilung der Niederschläge (Auswaschung, Aussüßung).

Nach der Sturmflut am 16./17.02.1962 wurden zu Beginn der Frühjahrsbestellung in 5 bis 20 cm Bodentiefe Gehalte von 0,3 bis 25,4 g NaCl/l in der Bodenlösung gemessen (Tab. 5.5).

Tab. 5.5: Salzgehalte in der Bodenlösung nach der Sturmflut 1962 (HANNOVERSCHE LAND- UND FORSTWIRTSCHAFTLICHE ZEITUNG, 1962d)

Region	NaCl-Gehalt (g/l)
Insel Neuwerk	5,7 – 25,4
Arensch-Berensch (Cuxhaven)	4,8 – 7,7
Spieka-Neufeld (Cuxhaven/Bremerhaven)	1,2
Freiburger Außendeich (Elbe)	1,4 – 11,3
Oberndorf (Oste)	1,1 – 10,6
Bentwisch-Bruch (Oste)	1,6 – 7,8
Basbeck (Hemmoor, Oste)	1,1 – 4,1
Bützfleth (Stade, Elbe)	0,3 – 1,1
Winsen (Hamburg-Harburg)	0,5 – 1,3
Ritterhude (Osterholz-Scharmbeck, Weser)	0,6 – 1,7
Bremen-Borgfeld (Weser)	0,5 – 0,7
Rade-Aschwarden (Weser)	0,6 – 1,1

Das Ausmaß des Nutzungseinflusses auf die Höhe und Verteilung der Salzgehalte im Profil spiegelt sich in den Werten der Tab. 5.6 wider.

Tab. 5.6: Salzgehalte in der Bodenlösung in Abhängigkeit von Nutzungsart und Überflutungsdauer (Messwerte vom 13.03.62* bzw. 26.02.62** ; LANDWIRTSCHAFTSBLATT WESER-EMS, 1962c)

Ort / Dauer der Überflutung	Nutzung	Salzgehalt (NaCl g/l) in den Tiefen 0-5 / 5-10 / 10-15 / 15-20 cm
Hampolder * / 9 Tage	Acker (Winterfurche)	15,5 / 12,8 / 11,1 / 11,3
	Grünland	11,9 / 4,6 / 3,0 / 3,2
Westernesserpolder * / 2 Tage	Acker (Winterfurche)	12,1 / 11,5 / 11,0 / 10,0
	Grünland	6,1 / 3,4 / 1,9 / 1,7

		Salzgehalt (NaCl g/l) in den Tiefen 0-10 / 10-20 / 20-40 / 40-60 cm
Augustgroden ** / 2 Tage	Acker (Winterweizen)	20,7 / 17,9 / 12,2 / 4,8
	Grünland	14 / 13,9 / 4,3 / 2,1

* Hampolder und Westernesserpolder: bei Neßmersiel

** Augustgroden: östlicher Jadebusen

Während bei Grünlandnutzung die höheren Salzkonzentrationen nur auf die obersten Schichten beschränkt sind, erstrecken sich die erhöhten Salzkonzentrationen infolge der Pflugarbeit bei Ackernutzung über das gesamte Profil. Ebenso auffällig sind die bei Ackernutzung höheren Werte verglichen mit den Werten bei Grünlandnutzung.

5.3.1.4 Salzfrachten

Aussagen zu den durch die Sturmflut '62 auf die landwirtschaftlichen Flächen aufgetragenen Salzmengen liefert VOIGT (1964). Anhand der Salzgehalte im Wasser, des Wasservolumens im Boden und der Mächtigkeit der mit Salz angereicherten Schichten wurden folgende Salzfrachten ermittelt (Tab. 5.7):

Tab. 5.7: Salzfrachten nach Überflutung (VOIGT, 1964)

Salzgehalt Überflutungswasser / Überstaudauer / Standort	Salzfrachten	
	10 Tage nach der Sturmflut	7 Monate nach der Sturmflut
25 ‰ Salzgehalt / 2-14 Tage / Seemarsch	7-30 t/ha	4-15 t/ha
10 ‰ Salzgehalt / 1-6 Tage / Seemarsch	3-4 t/ha	0.5-1 t/ha
10.3 ‰ Salzgehalt / 1 Tag / Knickbrackmarsch	2 t/ha	1 t/ha

Tab. 5.7 zeigt zudem, dass ~7 Monate nach der Sturmflut die Salzmengen sich in den Probenahmetiefen um ~50 % infolge von Niederschlägen verringert haben. Die im LANDWIRTSCHAFTSBLATT WESER-EMS (1962d) genannten Salzbelastungen auf Polderflächen in Ostfriesland bewegen sich in Abhängigkeit von der Überflutungsdauer in einem Bereich von 5 bis 15 t/ha bezogen auf 20 cm Bodentiefe.

5.3.1.5 Salzeindringtiefen

Die Salzeindringtiefen sind neben der Wasservorsättigung sowie den Grundwasserständen in den Böden primär von der Durchlässigkeit des Substrates sowie von der Überstaudauer abhängig. Bei gleicher Überflutungsdauer und gleichem Salzgehalt des Überflutungswassers wird die Salzanreicherung im Boden durch eine Zunahme der Durchlässigkeit gefördert. Die Salzanreicherung nimmt dabei mit steigender Überflutungsdauer zu. Bei "gut durchlässigem" Grünland und einer Überflutungsdauer von 12 Tagen wurden Eindringtiefen von ~70 cm beobachtet (VOIGT, 1964).

Zu beachten ist, dass nach Abfließen des Überflutungswassers das in das Bodenprofil eingetragene Salz mit dem Niederschlagswasser aus dem Oberboden in den Untergrund ausgewaschen bzw. entsprechend des Transpirationsanspruches der Pflanzen und Atmosphäre kapillar aufsteigt und wieder im Oberboden angereichert wird, so dass es in den Sommermonaten durch geringe Niederschläge und erhöhte Verdunstungsraten zu einer erneuten Salzzakkumulation im Oberboden kommen kann.

Somit ergeben sich in Abhängigkeit von der Niederschlagsverteilung, dem Temperaturverlauf, der angebauten Kulturart, der Kapillarität des Bodensubstrates und dem Flurabstand des Grundwassers sowie den Entwässerungsbedingungen der betroffenen Flächen im Zeitablauf eines oder mehrerer Jahre unterschiedlich stark ausgeprägte Oszillationskurven hinsichtlich der Salzbewegung im Bodenprofil.

5.3.1.6 Überstaudauer

Die Dauer des Überstaus wird besonders von der Topographie, den Entwässerungsbedingungen sowie von der Durchlässigkeit des Bodensubstrates beeinflusst. Das LANDWIRTSCHAFTSBLATT WESER-EMS (1962c, 1962e) berichtet nach der Sturmflut 1962 von Überflutungszeiträumen, die sich in verschiedenen Poldern über 1 bis 14 Tage erstreckten (Tab. 5.8).

Tab. 5.8: Überflutungsdauer in niedersächsischen Poldern nach der Sturmflut 1962 (LANDWIRTSCHAFTSBLATT WESER-EMS; 1962c, 1962e)

Region	Überstaudauer (Tage)
Wilhelminenhoferpolder	1
Augustgroden	2
Westernessmerpolder	2 - 5
Westerburerpolder	5
Neu St. Joostergroden	6
Hampolder	9
Lütetsburgerpolder	10
Kuchenbäckerpolder	14
Elisabethgroden	9 - 16

In den bisherigen Überlegungen wurde ausschließlich der negative Effekt des Salzgehaltes auf die Entwicklung landwirtschaftlicher Kulturen berücksichtigt. Ein weiterer wichtiger ertragswirksamer Aspekt ist neben dem Salzgehalt der Sauerstoffmangel infolge des Überstaus mit Wasser allgemein. Dieser Effekt wurde in SÄCHSISCHE LANDESANSTALT FÜR LANDWIRTSCHAFT (2005) im Rahmen von Expertenbefragungen abgeschätzt (Tab. 5.9). Bei einem 4 bis 7 Tage andauernden Überstau mit Süßwasser in den Monaten November bis Februar wurden Ertragsausfälle für Wintergetreide in Höhe von 10 % und für Raps in Höhe von 100 % genannt.

Tab. 5.9: Ertragsausfälle bei Überstau mit Süßwasser für die Monate November – Februar (SLFL, 2005)

Überstaudauer	1 – 3 Tage	4 – 7 Tage	8 – 11 Tage
Ertragsausfall Wintergetreide (%)	5	10	20
Ertragsausfall Raps (%)	50	100	100

5.3.2 Elektrische Leitfähigkeit im Wasser und in der Bodenlösung

Die elektrische Leitfähigkeit (= EC; Formelzeichen σ) wird international als Maß für den Versalzungsgrad (= Salinität) herangezogen und in Siemens pro Meter (= S/m) angegeben. Sie lässt sich näherungsweise direkt aus dem Salzgehalt im Wasser ableiten.

Als internationaler Näherungswert gilt bei 25 °C (LECHER, K. *et al*, 2001):

$$\sigma \text{ [mS/cm]} * 0,64 = \text{Salzgehalt [g/l]} \text{ oder } [\text{‰}] \quad (5.1)$$

Dieser Näherungswert unterstellt eine bestimmte Mischung verschiedener Salze. Jedes einzelne Salz besitzt einen anderen Umrechnungsfaktor, der von Temperatur, Dissoziationsgrad und Wanderungsgeschwindigkeit im elektrischen Feld sowie elektrochemischer Wertigkeit und Ionenaktivität abhängig ist (WIDMOSER, 1992). KRETSCHMAR (1989) hat für Wässer in Schleswig-Holstein einen Näherungswert von 0.79 ermittelt.

Für Meerwasser mit einem Salzgehalt von ~35 ‰ kann eine elektrische Leitfähigkeit in Höhe von ~55 mS/cm bei 25°C angenommen werden. Mit sinkender Temperatur fällt der Wert für die elektrische Leitfähigkeit auf ~48 mS/cm bei 20°C.

Für die Pflanze ist jedoch nicht der Salzgehalt im Überflutungswasser, sondern der Salzgehalt in der Bodenlösung entscheidend. Der Salzgehalt in der Bodenlösung ist das Ergebnis der Interaktion zwischen dem Salzgehalt des Überflutungswassers und den Wasser-, Ton- und Humusgehalten (Kationen- und Anionenaustauscherkapazität) des Bodens. Zudem findet nach dem Überflutungsereignis eine Zufuhr über Niederschläge und kapillaren Aufstieg wie auch eine Abfuhr über Evapotranspiration und vertikalen sowie lateralen Abfluss statt (Oberflächen-, Zwischen- und Basisabfluss; LBEG, 2008).

In der Technik der Bewässerungslandwirtschaft arider Gebiete werden daher Differenzierungen vorgenommen (FAO, 1985):

- EC_w für die Bestimmung der elektrischen Leitfähigkeit im Bewässerungswasser,

- EC_e für die Bestimmung der elektrischen Leitfähigkeit im Bodensättigungsextrakt¹,
- EC_{sw} für die Bestimmung der elektrischen Leitfähigkeit in der Bodenlösung im Bereich der Wurzelzone.

Unter der Voraussetzung, dass 15-20 % der für die Bewässerung eingesetzten Wassermenge aus der Wurzelzone abgeführt wird und 80-85 % für die Evapotranspiration zur Verfügung steht, kann unter Verwendung entsprechender Konzentrationsfaktoren aus dem Versalzungsgrad des Bewässerungswassers näherungsweise auf den Versalzungsgrad in der Bodenlösung geschlossen werden (FAO, 1985):

$$EC_{sw} = 3 * EC_w \quad (5.2)$$

$$EC_e = 1.5 * EC_w \quad (5.3)$$

$$EC_{sw} = 2 * EC_e \quad (5.4)$$

Danach wird sich im Bodensättigungsextrakt eine EC_e einstellen, die das 1.5-fache der EC_w des Bewässerungswassers erreicht. Die Bodenlösung EC_{sw} im Bereich der Wurzelzone wird sogar das Dreifache der EC_w des Bewässerungswassers bzw. das Doppelte der EC_e des Bodensättigungsextraktes annehmen.

In Abhängigkeit vom Ausmaß des oberirdischen Direktabflusses über die Entwässerungssysteme und der Höhe des Anteils der aus dem Wurzelraum ausgewaschenen Wassermenge am Überflutungswasser kann der Konzentrationsfaktor allerdings auch (erheblich) kleiner ausfallen. Kleinere Konzentrationsfaktoren hätten z.B. entsprechend geringere EC_e -Werte und somit geringere Ertragsausfälle zur Folge (Kapitel 5.3.5; Seite 47).

Erhöht sich z.B. der Anteil der aus dem Wurzelraum ausgewaschenen Wassermenge am zugeführten Bewässerungswasser von ~20 % auf 50 %, so verringert sich der Konzentrationsfaktor von 1.5 auf 0.8.

$$EC_e = 0.8 * EC_w \quad (5.5)$$

Bei grob vereinfachender Anwendung vorgenannter Faktoren (5.2) bis (5.4) auf ein Überstau-Szenario mit Meerwasser, das einen Salzgehalt von 35 ‰ aufweist, würden sich folgende Werte ergeben:

- EC_w (Meerwasser) = 55 mS/cm
- EC_e (Bodensättigungsextrakt) = 83 mS/cm
- EC_{sw} (Wurzelraum) = 166 mS/cm

Die genannten Gesetzmäßigkeiten gelten allerdings nur für den Bereich des langjährigen Einsatzes von Bewässerungstechnik in der Landwirtschaft arider Gebiete und wären auf die deutschen Küstenregionen mit ihren humiden Klimaverhältnissen nicht ohne Weiteres übertragbar.

Die Werte in Tab. 5.10 gelten unter der Annahme, dass die Nordsee einen Salzgehalt von 35 ‰ (Abb. 5.2) bzw. die Ostsee einen Salzgehalt von 15 ‰ aufweist und für humide Verhältnisse eher ein Konzentrationsfaktor von 0.8 als 1.5 angenommen werden kann. Damit ergeben sich gemäß (5.1) und (5.3) für den Bodensättigungsextrakt EC_e elektrische Leitfähigkeiten in Höhe von 44 mS/cm (Nordsee) bzw. 18 mS/cm (Ostsee).

Tab. 5.10: Elektrische Leitfähigkeiten bei unterschiedlichen Konzentrationsfaktoren

Konzentrationsfaktoren	Leitfähigkeiten (mS/cm)	Nordsee mit 35 ‰ Salzgehalt	Ostsee mit 15 ‰ Salzgehalt
	EC_w	55	23
1.5	EC_e	83	36
0.8	EC_e	44	18

5.3.3 Natrium-Adsorptionswert (SAR)

Die Natrium-Adsorption-Ratio (SAR) ist ein dimensionsloses Maß für die Gefährdung von Pflanzen durch eine hohe Na-Sättigung an den Austauschern (v.a. Tonminerale) im Boden. Über die Ermittlung des SAR wird der Natrium-Anteil im Bewässerungswasser bzw. in der Bodenlösung des Bodensättigungsextraktes im Verhältnis zu den Ca- und Mg-Ionen berücksichtigt, welcher eng mit der Na-Sättigung in den Böden korreliert. Zunehmende Na-Sättigung führt zu steigenden Gefügeproblemen und verringerten Infiltrationsraten besonders in feinkörnigen, schlecht entwässerbaren Böden (Verschlammung, Verkrustung, Luftabschluss, Sauerstoffarmut, Dichtlagerung,

¹ Der Bodensättigungsextrakt wird hergestellt, indem bei ständigem Kneten so viel Wasser zugegeben wird bis die Oberfläche der Paste glänzt. Anschließend wird die Bodenlösung abzentrifugiert. Bei feinkörnigen Böden entspricht der Wassergehalt der Paste näherungsweise dem Zweifachen der Feldkapazität des betreffenden Bodens (Scheffer/Schachtschabel, 1989).

erschwertes Pflanzenwachstum). Der SAR-Wert dient zudem der Klassifizierung von Bewässerungswasser (WITHERS *et al* (1978), ACHTNICH (1980), LECHER *et al* (2001)). Mit steigendem SAR nimmt die Gefahr der direkten Pflanzenschädigung infolge des Erreichens Kulturarten spezifischer toxischer Natrium-Konzentrationen wie z.B. bei besonders Natrium empfindlichen Pflanzen wie Steinobst zu (RICHARDS, 1954).

$$SAR = \frac{Na^+}{\sqrt{\frac{Ca^{2+} + Mg^{2+}}{2}}} \quad ; \quad \text{Ionenkonzentration in [mval/l] bzw. [meq/l]} \quad (5.6)$$

$$SAR = \frac{Na^+}{\sqrt{Ca^{2+} + Mg^{2+}}} \quad ; \quad \text{Ionenkonzentration in [mmol/l]} \quad (5.7)$$

Zusammen mit der Angabe zur elektrischen Leitfähigkeit des Bewässerungswassers EC_w erlaubt der SAR-Wert eine Aussage hinsichtlich der Qualität des Bewässerungswassers und zur möglichen Schadenswirkung auf den jeweiligen Boden und damit auf den Pflanzenbestand (Abb. 5.2).

Bei gleicher elektrischer Leitfähigkeit des Bewässerungswassers EC_w führt ein steigender SAR zu einer zunehmenden Hemmung der Infiltrationsrate. Dagegen führt eine zunehmende elektrische Leitfähigkeit des Bewässerungswassers EC_w bei gleichem SAR zu einer Abnahme der Infiltrationsprobleme (FAO, 1985).

Meerwasser würde einen SAR von ~ 58 sowie eine EC_w von ~ 50 mS/cm bzw. $50.000 \mu\text{S/cm}$ aufweisen (s.a. Kapitel 5.3.1.1, Seite 38 sowie Kapitel 5.3.2, Seite 43). Ein Überstau landwirtschaftlich genutzter Flächen mit Meerwasser hätte besonders auf tonreichen Standorten entsprechend negative Konsequenzen hinsichtlich des Bodengefüges. Zudem wären sämtliche Standorte von der direkten Pflanzenschädigung durch Natrium betroffen.

Die Abb. 5.3 ergänzt die oben gemachte Aussage um den Aspekt, dass bei gleichem SAR mit ansteigendem Gesamtsalzgehalt der Pflanzenbestand zunehmend geschädigt wird. In dem Diagramm wird eine Klassifizierung des Bewässerungswassers in Abhängigkeit vom SAR und Gesamtsalzgehalt (= elektrischer Leitfähigkeit) in Güteklassen vorgenommen

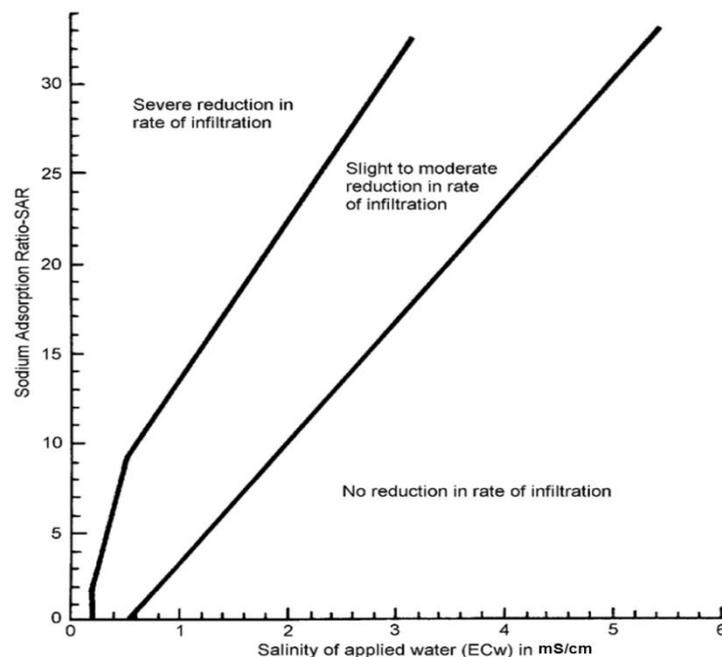


Abb. 5.2: Einfluss der elektrischen Leitfähigkeit EC_w und der SAR auf die Infiltration (FAO, 1985)

Die Schädigung durch Natrium wird mit den Klassen S1 (gering) bis S4 (sehr stark), die Schädigung durch den Gesamtsalzgehalt mit den Klassen C1 (gering) bis C4 (sehr stark) beschrieben (US Salinity Laboratory; RICHARDS, 1954). In den einzelnen Güteklassen werden zudem Aussagen zu den Bodenarten gemacht, die für eine Bewässerung mit Wasser der jeweiligen Güteklasse geeignet bzw. ungeeignet sind. Hierbei werden Kriterien wie Wasserdurchlässigkeit und Kationenaustauschkapazität berücksichtigt. Weiterhin werden für einzelne Güteklassen Empfehlungen zu möglichen Meliorationsmaßnahmen gegeben (z.B. Zugabe von Gips).

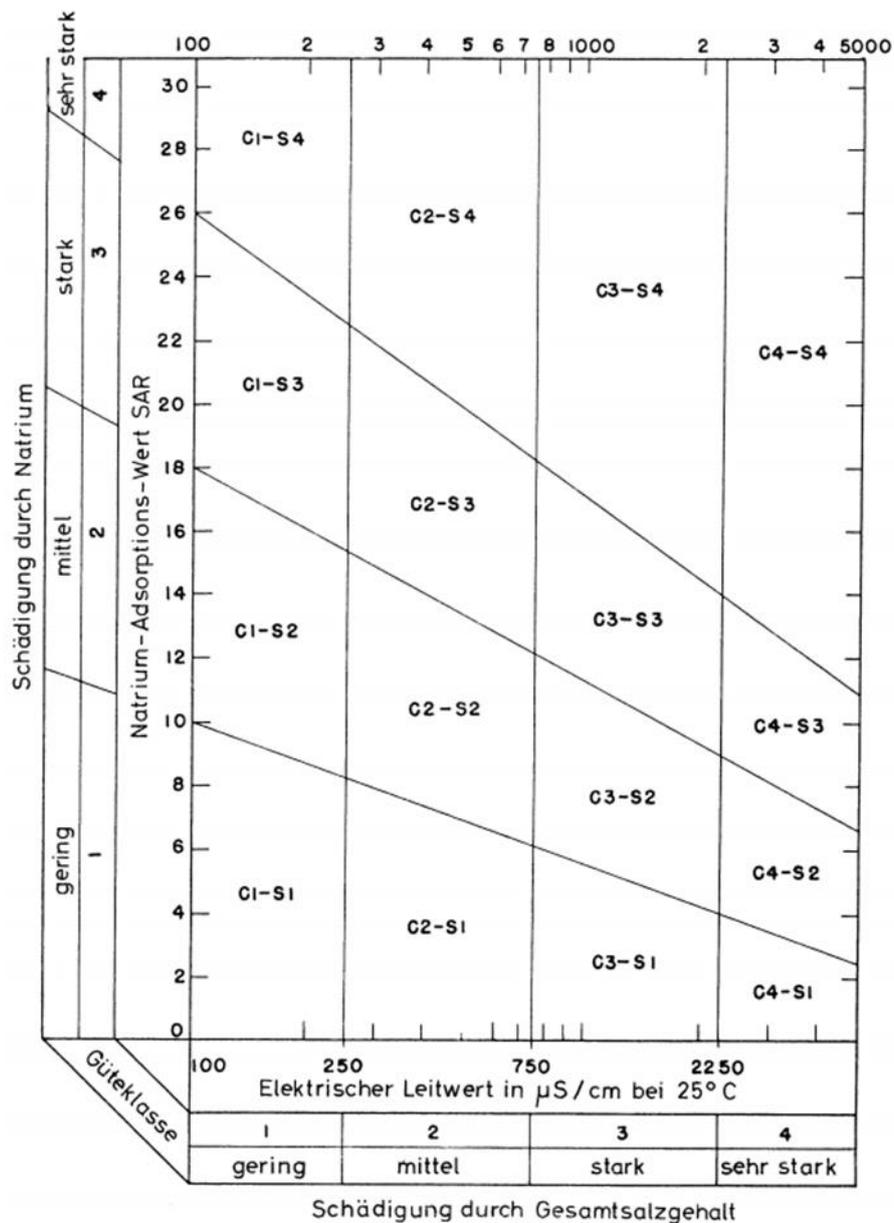


Abb. 5.3: Diagramm zur Klassifizierung von Bewässerungswasser auf Grund der elektrischen Leitfähigkeit ECw (Gesamtsalzgehalt) und der SAR (ACHTNICH, 1980)

5.3.4 Magnesiumzustand

Höhere Konzentrationen des essentiellen Nährelementes Magnesium im Bewässerungswasser können Wachstumsstörungen und Ertragseinbußen bei Kulturpflanzen bewirken, wenn der prozentuale Mg-Anteil an der Calcium/Magnesium-Gesamtkonzentration 50-Gew.-% überschreitet. Der Berechnung liegen Gleichung (5.8) nach DIN 19684-10:2009-01 bzw. Gleichung (5.9) nach ACHTNIICH (1980) zugrunde. Diese Maßzahl stellt somit ein weiteres Kriterium für die Bewertung von Bewässerungswasser dar. Für Meerwasser würde sich danach ein Wert von ~84 % ergeben.

$$\omega_{Mg} = \frac{0.5c_{Mg}}{0.5c_{Mg} + 0.5c_{Ca}} * 100 \quad ; \quad c = \text{Stoffmengenkonzentration der Kationen in [mmol/l]} \quad (5.8)$$

$$\omega_{Mg} = \frac{Mg^{2+}}{Ca^{2+} + Mg^{2+}} * 100 \quad ; \quad \text{Ionenkonzentrationen in [mval/l]} \quad (5.9)$$

5.3.5 Kulturartenspezifische Salztoleranz von Feldfrüchten

In Abb. 5.4 ist für aride Verhältnisse (Konzentrationsfaktor 1.5) die relative Ertragswirksamkeit in Abhängigkeit vom Salzgehalt im Beregnungswasser (EC_w) bzw. im Bodensättigungsextrakt (EC_e) bei unterschiedlich stark ausgeprägter Salztoleranz verschiedener Pflanzen dargestellt. Die Darstellung zeigt, dass salzempfindliche Kulturen wie Gartenbohnen, Zwiebeln und Äpfel schon bei einer EC_w von ~ 3 mS/cm Ertragsrückgänge von $\sim 50\%$ aufweisen, während bei salztoleranten Kulturen wie Gerste, Spargel und Zuckerrüben erst bei einer EC_w von ~ 14 mS/cm ein Ertragsrückgang von 50% zu beobachten ist (FAO, 1985).

Ein Überstau mit Nord- bzw. Ostseewasser mit einer EC_w von ~ 55 mS/cm bzw. ~ 23 mS/cm hätte entsprechend drastische Auswirkungen auf die Erträge landwirtschaftlicher Kulturen.

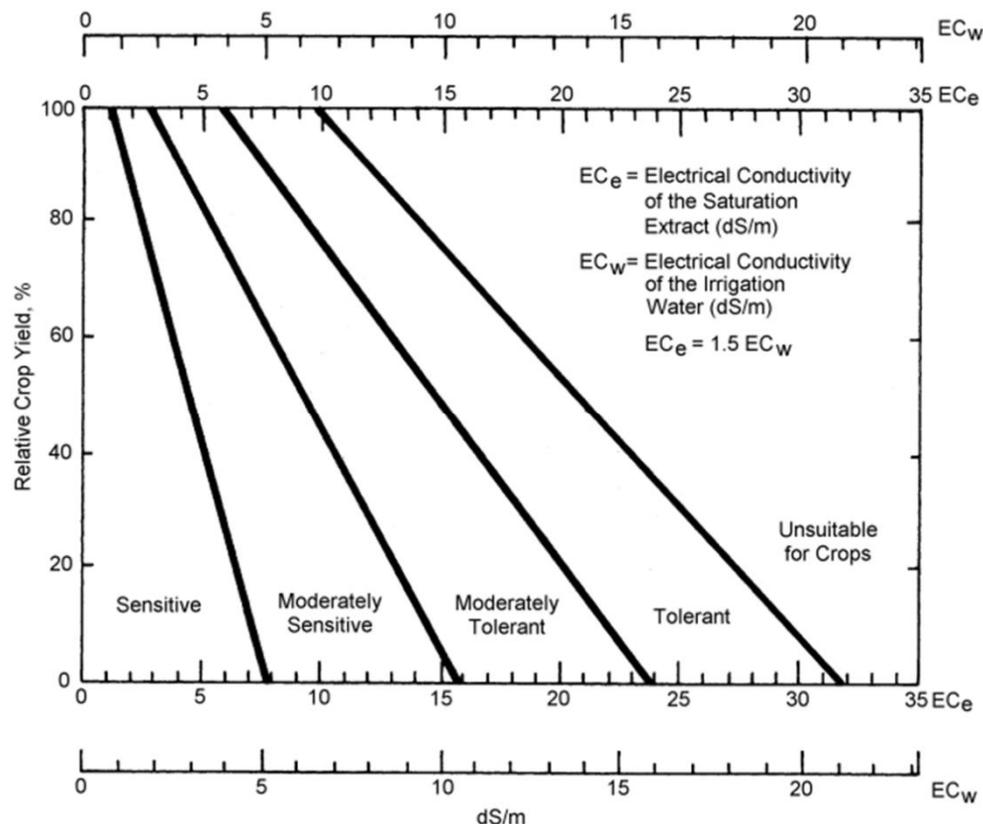


Abb. 5.4: Salzgehalte und Ertragswirksamkeit in Abhängigkeit von der Salztoleranz der Pflanzen (FAO, 1985)

In Tab. 5.11 ist der Kulturarten spezifische Non-Effect-Level bezogen auf die elektrische Leitfähigkeit des Bodensättigungsextraktes EC_e sowie das Ausmaß des Ertragsabfalles nach Überschreiten des Non-Effect-Levels dargestellt (aride Verhältnisse, Konzentrationsfaktor 1.5). Während Gerste und Roggen erst ab einer EC_e von 8 bzw. 11.4 mS/cm mit Ertragsrückgängen reagieren, zeigen Kartoffeln und Mais schon bei EC_e -Werten von 1.7 bzw. 1.8 mS/cm Ertragsabfälle.

Zusätzlich zum Non-Effect-Level ist das Ausmaß des Ertragsabfalles bei Überschreiten des Schwellenwertes aufgeführt: Während z.B. Gerste nach Überschreiten des Schwellenwertes bei jeder weiteren Zunahme des EC_e um 1 mS/cm mit einem Ertragsabfall in Höhe von 5 % reagiert, zeigt Roggen eine sehr viel stärkere Sensitivität, indem bei Roggen mit Zunahme des EC_e um 1 mS/cm ein Ertragsrückgang in Höhe von 10.8 % zu verzeichnen ist (MAAS, 1993; TANJ, 1996; HILLEL, 2000; FAO, 2002).

Tab. 5.11: Schwellenwerte und Ertragswirksamkeit (MAAS, 1993; TANJ, 1996; HILLEL, 2000; FAO, 2002)

Kulturen	Relative Salztoleranz diverser Kulturen	
	Ertragswirksamer Schwellenwert (ECe in mS/cm)	Ertragsabfall ab Schwellenwert (in % per mS/cm)
Mais	1,8	7,4
Raps	11	13
Roggen	11,4	10,8
Weizen	6	7,1
Zuckerrübe	7	5,9
Wiesenrotklee	1,5	12
Wiesenfuchsschwanz	1,5	9,6
Weißklee	1,5	12
Kartoffel	1,7	12
Gerste	8	5
Deutsches Weidelgras	5,6	7,6

Der Abb. 5.5 können weitere Differenzierungen in der Ertragswirksamkeit steigender Salzkonzentrationen bei diversen landwirtschaftlichen Kulturen entnommen werden (bezogen auf ECe).

Werden die in Abb. 5.5 dargestellten kulturartenspezifischen Salztoleranzen im Zusammenhang mit den ECe-Werten betrachtet, die in Tab. 5.10 (Seite 44) für den Überstau mit Nord- bzw. Ostseewasser angenommen wurden (44 bzw. 18 mS/cm bei einem Konzentrationsfaktor von 0,8), so resultiert daraus im Falle der Nordsee-Region für alle genannten Kulturen ein Ertragsausfall von 100 %.

Im Bereich der Ostsee ergeben sich bei einer ECe von 18 mS/cm mit Ausnahme der anbaurelevanten Früchte wie Gerste (~50 % Ausfall), Zuckerrübe (~70 % Ausfall) sowie Weizen (~80 % Ausfall) und Deutsches Weidelgras (~90 % Ausfall) ebenfalls Ertragsausfälle von 100 %.

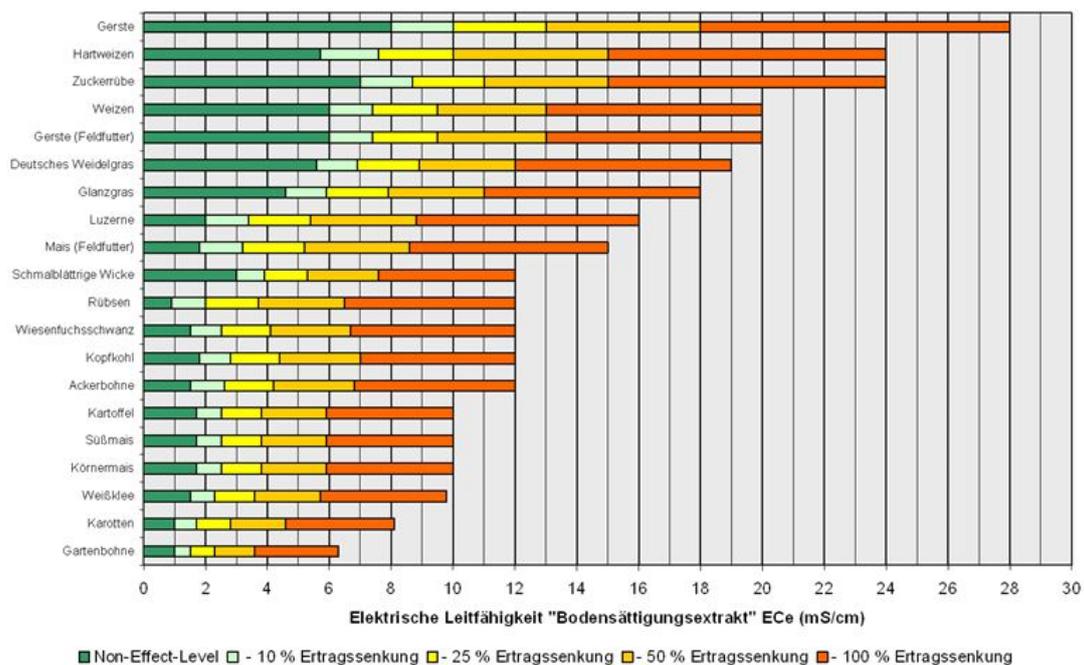


Abb. 5.5: Salztoleranz landwirtschaftlicher Kulturen und Ertragswirksamkeit (FAO, 1985)

Zu beachten ist, dass die Salztoleranz in Abhängigkeit vom Entwicklungsstadium der jeweiligen Kultur während einer Vegetationsperiode starken Schwankungen unterliegen kann (Tab. 5.12).

Tab. 5.12: Relative Salztoleranz während des Auflaufens (HILLEL, 2000; FAO, 1985)

Kultur	50 % Ausfall beim Auflaufen (ECe in mS/cm)
Gartenbohne	8
Zuckerrübe *	6 - 12.5
Luzerne	8.2 – 13.4
Kopfkohl	13
Weizen **	14 - 16
Gerste **	16 - 24
Körnermais	21 - 24

* In den Stadien der Keimung und des Auflaufens sehr sensibel. ECe sollte 3 mS/cm nicht überschreiten (HILLEL, 2000; FAO, 1985)

** In den Stadien der Keimung und des Auflaufens sehr sensibel. ECe sollte 4-5 mS/cm nicht überschreiten (FAO, 1985)

5.3.6 Austauschhäufigkeit des Bodenprofils

Die Standortfaktoren Boden und Klima beeinflussen in starkem Maße die Ertragswirksamkeit einer Überflutung mit Salzwasser auf landwirtschaftliche Kulturen. Der Zeitraum bis zur Wiederherstellung der ursprünglichen Ertragsfähigkeit betroffener Standorte hängt außer vom Sorptionsvermögen des Bodens gegenüber Salzen wie hauptsächlich Natrium (Kationenaustauscherkapazität) besonders von der Menge und Verlagerungsgeschwindigkeit des Sickerwassers ab.

Es bietet es sich an, analog der in der DIN 19732 (1997) dargestellten Methode zur Bestimmung des standörtlichen Verlagerungspotentials von nichtsorbtierbaren Stoffen bei Salzwasserüberstau in einer groben Annäherung ähnlich zu verfahren. Während die DIN 19732 z.B. zur Ermittlung der Auswaschungsgefährdung von nichtsorbtierbarem Nitrat im Rahmen des Trinkwasserschutzes Verwendung findet, gilt es zu beachten, dass im Falle des Salzwasserüberstaus besonders das sorbtierbare Natrium-Kation im Fokus steht. Das Ausmaß der Na⁺-Sorbtion eines Bodens ist primär von den Tongehalten sowie von der Art der Tonminerale abhängig (KUNTZE *et al.*, 1988; SCHEFFER/SCHACHTSCHABEL, 2010). Mit zunehmenden Tongehalten sowie mit zunehmendem Anteil von Dreischicht-Tonmineralen (Illite, Glaukonite, Smectite, Vermiculite) gegenüber Zweischicht-Tonmineralen (Kaolinite, Halloysite) steigt das Na-Sorptionsvermögen eines Bodens an. Neben den Tongehalten beeinflusst der Gehalt der Böden an organischer Substanz die Fähigkeit zur Kationenadsorption, allerdings ist die Fähigkeit der organischen Substanz zur Kationenadsorption stark pH-abhängig. Mit abnehmenden pH-Werten und zunehmendem Anteil von Protonen in der Bodenlösung sinkt die Kationenaustauschkapazität.

Im Gegensatz zu den tonarmen und sauren Sand-/Moorstandorten der Geest sind die Böden der tonreichen und weniger sauren (z.T. alkalischen) Marschen durch ein hohes Na-Sorptionsvermögen gekennzeichnet. Somit ist die Anwendung der Methode zur Abschätzung der Entsalzungsdauer für Marschböden mit einem höheren Fehler versehen als dieses bei den sandigen Geestböden der Fall ist.

Die Austauschhäufigkeit η_s beschreibt, wie häufig das Sickerwasser SR innerhalb eines Jahres den Wasservorrat des durchwurzelten Bodens FKW_e austauscht (Gleichung (5.6)).

$$\eta_s = \frac{SR}{FKW_e} \quad \begin{array}{l} \eta_s: \quad \text{Austauschhäufigkeit [1/a]} \\ SR: \quad \text{Sickerwasserrate [mm/a]} \end{array} \quad (5.10)$$

FKW_e: Feldkapazität im effektiven Wurzelraum [mm]

Die Feldkapazität FK stellt den Gehalt an Bodenwasser in Volumen-Prozent dar, den ein Boden maximal gegen die Schwerkraft speichern kann. Diese Bindung erfolgt in Poren mit einem Äquivalentdurchmesser von $\leq 50 \mu\text{m}$ oder bei einer Saugspannung von $pF \geq 1.8$ (AD-HOC ARBEITSGRUPPE BODEN, 2005). Üblicherweise erreicht ein Boden seine Feldkapazität 2-3 Tage nach erfolgter voller Wasseraufsättigung (DIN 19732, 1997). Mit dem effektiven Wurzelraum W_e wird die rechnerisch bestimmte Mächtigkeit einer von Bodenart und Trockenrohddichte abhängigen Bodenzone beschrieben, die vom Wurzelsystem der Pflanzen ausgeschöpft werden kann (AD-HOC ARBEITSGRUPPE BODEN, 2005). Die W_e ist nicht identisch mit der Durchwurzelungstiefe. Die Methoden zur

Ermittlung der Sickerwasserrate und Feldkapazität sowie deren Kennwerte für verschiedene Standortbedingungen sind in LBEG (2011) beschrieben.

Tab. 5.13: Bewertung der Austauschhäufigkeit (DIN 19732, 1997)

Austauschhäufigkeit (1/a)	< 0.7	0.7 – 1.0	> 1.0 – 1.5	> 1.5 – 2.5	> 2.5
Bewertung	sehr gering	gering	mittel	groß	sehr groß
Klasse	1	2	3	4	5

Die Austauschhäufigkeit steigt mit zunehmender Sickerwasserrate und mit sinkender Feldkapazität im Wurzelraum. Die Bewertung der Austauschhäufigkeit ist Tab. 5.13 zu entnehmen.

Nach Aussage des LBEG (schriftliche Mitteilung Dr. Schäfer vom 07.06.2012) kann davon ausgegangen werden, dass bei einer Austauschhäufigkeit von 200 % der Wurzelraum innerhalb eines Jahres entsalzen ist. Beträgt die Austauschhäufigkeit eines Standortes dagegen lediglich 100 % würden zwei Jahre für eine vollständige Entsalzung erforderlich sein.

5.3.7 Gesamtdarstellung der Einflussgrößen auf Ertragsverluste durch Salzwasserüberstau

Die folgende Zusammenfassung stellt die möglichen Faktoren dar, die auf die Höhe von Ertragsausfällen einen maßgeblichen Einfluss ausüben können:

- Salzgehalt des Wassers und der Bodenlösung (Gesamtsalzgehalt, Natrium-, Chloridgehalte, elektrische Leitfähigkeit, SAR-Wert, Magnesiumzustand)
- Höhe und Verteilung der Niederschläge (Auswaschungsgeschwindigkeit)
- Temperaturverlauf besonders während der Vegetationsperiode (Evapotranspiration, kapillare Nachlieferung salzhaltigen Wassers)
- Zustand/Leistung der Entwässerungssysteme (Gruppen, Dräne, Vorfluter, Schöpfwerke). Bsp. Drainung: "Nur direkt über dem Drainkanal (9 ‰ NaCl) war der Raps zur Blüte gekommen. Daneben (30 ‰ NaCl) kamen nur Halophyten durch." (Wohlenberg, 1964)
- Verdünnung über Flussläufe (s.a. Sturmflut '62 im Bereich Elbe, Oste, Weser)
- Zeitpunkt und Dauer des Überstaus (Vegetationsstadium der Kulturen)
- Vorsättigung des Bodens (Eindringwiderstand, Verdünnung)
- Kationenaustauscherkapazität des Boden (Bodenart, pH-Wert, Ionen-Belegung, Na-Sättigung) → Aggregatstabilität, Austauschervermögen
- Versorgungsgrad des Bodens mit Hauptnährelementen (z.B. Kalium) und Kalkversorgung (pH)
- Ernährungszustand der Kultur (bes. Ca, K, N), z.B. erhöhen hohe K-Gehalte in der Pflanze deren Salztoleranz (Schleiff, 1974a und 1974b)
- Bearbeitungszustand des Bodens vor Überflutung (unbearbeitet, Pflugbrache, bestellt)
- Strukturstabilität des Bodens vor Überstau (stabiles Krümelgefüge, Kohärentgefüge, Einzelkorngefüge)
- Tiefe des Grundwasserspiegels (Abfuhr salzhaltigen Wassers, Aufstieg Süßwasser)
- Kapillarität des Bodens (Wiederaufstieg salzhaltigen Wassers, Aufstieg Süßwasser)
- Dränfähigkeit des Bodens (Geest > Marsch, Geest > Moor, Sand > Ton; Auswaschung)
- Vorhandensein/Tiefenlage von Verdichtungshorizonten oder auch Torflagen → z.B. Knickmarschen, Podsole, Pseudogleye, Moore
- Salztoleranz* der Kultur (Gerste > Zuckerrübe > Raps > Dt. Weidelgras > Weizen/Roggen > Hafer > Mais > Kohl > Wiesenschwingel > Kartoffel > Erbse > Ackerbohne > Klee > Gartenbohne) *ungefähre Angaben bei 50 % Ertragsrückgang (Withers et al, 1978)
- Salztoleranz der Sorte (Züchtung; Dadshani, 2006)

5.4 Untersuchungen zum Einfluss des Überstaus von Meerwasser auf landwirtschaftlich genutzte Standorte

Anhand zweier Ereignisse aus der näheren Vergangenheit wird im Folgenden der Einfluss des Salzwasserüberstaus auf landwirtschaftlich genutzte Flächen näher beleuchtet: Die Überschwemmung des

Ülvesbüller Kooges (Eiderstedt/Schleswig-Holstein) während der Sturmflut im Februar 1962 sowie die Überschwemmung der Kehdinger Marsch (Freiburg/Niedersachsen) während der Januarflut von 1976.

5.4.1 Die Überschwemmung des Ülvesbüller Kooges im Februar 1962

Während der Sturmflut am 16./17. Februar 1962 wurde der südwestlich von Husum gelegene Ülvesbüller Koog überschwemmt, auf dessen Marschböden seit den 1930-er Jahren neben der Grünlandnutzung eine ackerbauliche Nutzung über den Anbau von Raps, Gerste sowie Weizen betrieben wurde. WOHLBERG (1963) führte damals nach der Sturmflut 1962 Untersuchungen u.a. zur Entsalzungsgeschwindigkeit landwirtschaftlich genutzter Flächen durch. Lt. WOHLBERG (1963) standen die Flächen des Kooges 5 bis 21 Tage unter Wasser. Der Überstau der Untersuchungsflächen dauerte 5 Tage an. Der NaCl-Gehalt im Überstauwasser betrug $\sim 25\text{‰}$ ($\sim 30\text{‰}$ Gesamtsalzgehalt). Die NaCl-Gehalte im Bodenwasser wiesen große Schwankungsbreiten auf und betragen am 13.03.1962: 3-15,5‰ (in 5 cm Tiefe), 1-13‰ (in 20 cm Tiefe), 0,5-8‰ (in 50 cm Tiefe) sowie 0,6-5,5‰ in 100 cm Tiefe).

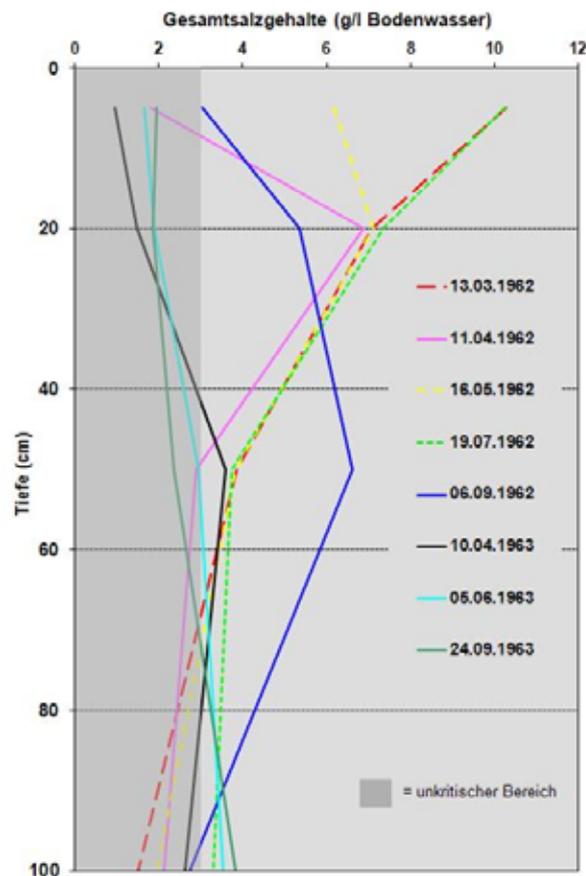


Abb. 5.6: Verläufe der Salzkonzentrationen in den Bodenprofilen im Ülvesbüller Koog 1962/63

Lt. WOHLBERG (1963) erfolgte im Frühjahr 1962 auf den Überschwemmungsflächen nach dem Umbruch des Winterweizens der Anbau von Hafer sowie Sommerraps mit „zufriedenstellender Ernte“. Der angebaute Kohl sowie die Rüben lieferten z.T. „Totalverluste“.

Die Niederschläge im Winter '62/'63 führten im Frühjahr '63 zu - nach niederländischen und israelischen Untersuchungen - unkritischen Salzgehalten von $< 3 \text{ g/l}$ (WOHLBERG, 1963 sowie HANNOVERSCHE LAND- UND FORSTWIRTSCHAFTLICHE ZEITUNG, 1962d und GOLISCH, 1962), so dass der Anbau von Zuckerrüben, Sommerungen sowie Raps, Roggen und Gerste in '63 ohne Einschränkungen als möglich angesehen wurde.

Die von WOHLBERG (1963) über 3 Profile und jeweils 6 Stationen tabellarisch erfassten ~ 550 Untersuchungswerte zu den Gesamtsalzgehalten (g/l Bodenwasser) sind in Abb. 5.6 zusammenfassend als Mittelwerte dargestellt und lassen grundsätzliche, tendenzielle Aussagen zu. Die Darstellung gibt den zeitlichen Verlauf der Salzkonzentration bis zu 100 cm Tiefe vom 13. März 1962 bis zum 24. September 1963 wieder.

Folgende Punkte des Konzentrationsverlaufes sind hervorzuheben:

- Abfall der Konzentration im oberen Krumbereich vom 13.03.62 zum 11.04.62, gefolgt von einem erneuten Anstieg zum 16.05.62 sowie zum 19.07.62: Niederschläge führten zunächst zu einer oberflächennahen Salzauswaschung. Die nachfolgende Erwärmung und verstärkte Evapotranspiration bewirkten anschließend einen kapillaren Wiederaufstieg des salzhaltigen Bodenwassers.
- Abfall der Konzentration im oberen Krumbereich vom 19.07.62 zum 06.09.62 bei gleichzeitigem Anstieg der Konzentration im Bereich > 40 cm uGOK im gleichen Zeitraum: Niederschläge führten zu einer oberflächennahen Salzauswaschung bei zeitparalleler Salzanreicherung in tieferen Profilschnitten.
- Mit Einsetzen der Herbst- und Winterniederschläge 1962/63 und der stark eingeschränkten Evapotranspiration verringerten sich die Salzkonzentrationen über das gesamte Profil schließlich bis in den unkritischen Bereich von ~3 g/l (Kurvenverlauf von 10.04.1963). Die zunehmende Erwärmung sowie die ansteigende Evapotranspiration im Frühjahr/Sommer 1963 führte nicht zu einem Wiederanstieg der Salzkonzentration bis in den Wurzelraum. Ein kapillarer Aufstieg bis in den Wurzelraum fand nicht statt. Das Salz wurde innerhalb eines Jahres aufgrund der humiden Bedingungen in ausreichende Tiefen verlagert. Zudem erfolgte über ausreichende Niederschläge ein entsprechender Verdünnungseffekt.

5.4.2 Die Überschwemmung der Kehdinger Marsch im Januar 1976

Das ehemalige Bodentechnologische Institut Bremen des Niedersächsischen Landesamtes für Bodenforschung (heute: Landesamt für Bergbau, Energie und Geologie in Hannover; LBEG) führte in den 1970-er Jahren Untersuchungen zur Möglichkeit der ackerbaulichen Nutzung eingedeichter und entwässerter Marschen in Nordkehdingen durch (NLfB, 1980). Während der Januarflut 1976 wurden die Untersuchungsflächen vom Meerwasser überflutet, so dass die Untersuchungen zusätzlich um Fragen zur Entsalzungsgeschwindigkeit ergänzt wurden.

Tab. 5.14 zeigt die Ertragsrückgänge auf den Versuchspartellen in 1976 im Vergleich zu den Vor- bzw. Folgejahren. In 1977 ist wieder das Ausgangsniveau bei den Erträgen erreicht. Im unteren Teil der Tabelle sind zudem die Salzgehalte dargestellt, deren Rückgänge mit den Ertragsanstiegen korrespondieren. Zu beachten ist der Wiederanstieg der Salzgehalte in den Sommermonaten, der auf die Evapotranspiration und den kapillaren Wiederaufstieg zurückzuführen ist.

Tab. 5.14: Erträge und Salzgehalte nach Überschwemmung in Kehdingen 1976 (NLfB;1980)

Trockenmasse-Erträge (dt/ha)					
Jahr	1975	1976*	1977	1978	1979
Frucht	WW	SW	SG	Raps	WW
Parzelle 1	38,6	14,2	30,5	93,4**	85,6**
Parzelle 2	30,8	14,8	32,3	31,9	12,5
Parzelle 3	32,8	18,2	30,3	33,8	11,2
NaCl-Gehalte in der Bodenlösung in 20 cm Tiefe (g/l)					
Winter	2	0,2	0,2	0,2	0,1
Sommer	7	2,6	0,4	0,4	0,2

* Salzsäden nach Überflutung am 03.01.1976; ** Feldgras statt Raps bzw. WW

WW = Winterweizen; SW = Sommerweizen; SG = Sommergerste

5.4.3 Schlussfolgerungen

Die Erfahrungen aus den Überschwemmungen von Marschstandorten im Ülvesbüller Koog sowie in Nordkehdingen in den Jahren 1962 bzw. 1976 unterstützen die Annahme, dass unter den gegebenen klimatischen und standörtlichen Bedingungen der Anbau von landwirtschaftlichen Kulturpflanzen ein Jahr nach dem Überstauereignis annähernd ohne Ertragsverluste möglich erscheint.

5.5 Vorgehensweise zur Ermittlung potentieller Schäden auf landwirtschaftlichen Flächen

5.5.1 Material

In der folgenden Übersicht sind die zur Verfügung gestellten Unterlagen und Materialien aufgeführt.

5.5.1.1 Niedersachsen

Landwirtschaft:

- Digitale Feldblockgeometrien des landwirtschaftlichen Flächenkatasters Niedersachsen 2010 (shp-Format; Landesamt für Geoinformation und Landentwicklung Niedersachsen, Servicezentrum Landentwicklung und Agrarförderung).
- Digitale Kulturdaten mit den Flächenanteilen der jeweiligen Früchte in den Feldblöcken aus 2010 (shp-Format; Niedersächsischer Landesbetrieb für Wasserwirtschaft, Küsten- und Naturschutz, NLWKN).
- Digitale, anonymisierte Schlagskizzen aus dem GAP-Antragsverfahren 2010 ohne Registriernummer mit Kulturcodes und Flächengröße (shp-Format; NLWKN).

Bodenkunde:

- Digitale Bodenkundliche Übersichtskarte Niedersachsen 1:50.000 (BÜK50, shp-Format; Niedersächsisches Landesamt für Bergbau, Energie und Geologie, LBEG).
- Digitale Karte zur Nitratauswaschungsgefährdung, Austauschhäufigkeit sowie zum Zeitraum der Salzauswaschung auf Basis BÜK50 (shp-Format; LBEG).
- Topographien:
- TK 100 für das Projektgebiet Norden/Wangerooze

5.5.1.2 Schleswig-Holstein

Landwirtschaft:

- Digitale Feldblockgeometrien des landwirtschaftlichen Flächenkatasters Schleswig-Holstein und Hamburg des Jahres 2011 (shp-Format; Ministerium für Landwirtschaft, Umwelt und ländliche Räume des Landes Schleswig-Holstein).
- InVekoS-Kulturcodes aus 2011 (xls-Format; Ministerium für Energiewende, Landwirtschaft, Umwelt und ländliche Räume des Landes Schleswig-Holstein).
- Anonymisierte, schlagbezogene Nutzungsdaten des GAP-Sammelantrages aus 2011 (csv-Format; Ministerium für Landwirtschaft, Umwelt und ländliche Räume des Landes Schleswig-Holstein).
- Bodenkunde:
- Pellworm und Büsum: Ausschnitt aus der Bodenkarte 1:25.000 des Landes Schleswig-Holstein. Digitale Version mit Stand von Februar 2008. Herausgeber: Landesamt für Landwirtschaft, Umwelt und ländliche Räume des Landes Schleswig-Holstein.
- Oldenburger Graben: Ausschnitt aus der Bodengesellschaftenkarte 1:200.000 des Landes Schleswig-Holstein (unveröffentlicht). Digitale Version mit Stand von November 2009. Herausgeber: Landesamt für Landwirtschaft, Umwelt und ländliche Räume des Landes Schleswig-Holstein.
- Digitale Bodenbewertungskarten für Bodenfunktionen auf Grundlage der Bodenschätzung bereitgestellt durch das Landesamt für Landwirtschaft, Umwelt und ländliche Räume des Landes Schleswig-Holstein (LLUR-SH, Flintbek) für die Landwirtschaftskammer Niedersachsen, Bezirksstelle Bremervörde, für das Projekt Hochwasserrisikomanagement für den Küstenraum (Aktenzeichen: LLUR 623 - 6511.113.2012.11).

Topographien:

- TK 25 für die Projektgebiete Büsum, Pellworm und Oldenburger Graben

5.5.2 Methode

Über die Feldblöcke² des landwirtschaftlichen Flächenkatasters wurden die tatsächlich landwirtschaftlich genutzten Flächen in den jeweiligen Projektgebieten lokalisiert. Hinsichtlich der Fruchtartenverteilung (z.B. Winterweizen, Winterraps, Weiden etc.) standen für Schleswig-Holstein lediglich Angaben zu den Kulturartenanteilen in den einzelnen Feldblöcken zur Verfügung. Bei mehreren Fruchtarten innerhalb eines Feldblockes (= Regelfall) war eine geographische Zuordnung der Kulturen innerhalb eines Feldblockes daher nicht möglich. Es wurden in den schleswig-holsteinischen Gebieten für die einzelnen Kulturen die Schadenspotentiale ermittelt und auf Feldblockebene die nach Grünland und Ackernutzung flächengewichteten Durchschnittswerte berechnet.

Im Gegensatz zu Schleswig-Holstein lagen für Niedersachsen die sogenannten Schlagskizzen zu den Feldblöcken aus dem GAP-Antragsverfahren vor, die jeder Empfänger von Direktzahlungen seinem Antrag auf Prämienzahlungen beizufügen hat. In den Schlagskizzen sind für das jeweilige Anbaujahr die landwirtschaftliche Kultur sowie die Flächengröße hinterlegt. Zudem sind die Schlagskizzen geographisch verortet. Somit sind die jeweiligen Kulturen auch innerhalb eines Feldblockes lokalisierbar. Dieser Umstand ermöglicht für den niedersächsischen Betrachtungsraum eine detailliertere Darstellung auf Schlagebene. Da die Schlagskizzen von den Antragstellern (Landwirten) digitalisiert werden, ergeben sich in Einzelfällen gewisse Ungenauigkeiten hinsichtlich ihrer geographischen Lage.

Anhand der bodenkundlichen Informationen in den Bodenkarten zu Bodentypen, zu Bodenartenschichtungen im Profil sowie zum Ausgangssubstrat wurden Standortklassen annähernd vergleichbarer Ertragsbedingungen definiert (Ertragsklassen "hoch" bzw. "niedrig"). Grobe Angaben in den Bodenkarten oder lediglich kleine Flächenanteile führten zu einer entsprechend undifferenzierten Klassenbildung (s. Oldenburger Graben). Das Ergebnis dieser Klassenbildung ist der folgenden Darstellung zu entnehmen:

Projektgebiet Norden/Wangerooge mit den Standortklassen:

- Marsch (Kalk-, Klei-, Knick-, Organo-, Rohmarschen) / Ertragsklasse "hoch",
- Marsch/Moor (Erd-Niedermoore mit marinen Sedimenten in der Profilabfolge, Niedermoore mit Knickmarschauflage, Klei- und Knickmarschen unterlagert von Niedermoor bzw. von Hochmoor) / Ertragsklasse "hoch",
- Geest bzw. Sande (Podsole, Braunerden, Pseudogleye, Gleye, Plaggenesche, Treposole aus Niedermoor über Gley bzw. aus Hochmoor über Gley) / Ertragsklasse "niedrig",
- Geest/Moor (Erd-Hochmoore, Erd-Niedermoore, Gleye mit Erd-Niedermoorauflage, Gley-Podsole mit Erd-Hochmoorauflage, Podsol-Gleye mit Erd-Hochmoorauflage, Hochmoore mit Deckkulturbodenauflage) / Ertragsklasse "niedrig".

Projektgebiet Büsum mit den Standortklassen:

- Kalkmarsch / Ertragsklasse "hoch",
- Kleimarsch / Ertragsklasse "hoch",
- Dwog-, Knickmarsch / Ertragsklasse "hoch",
- Organomarsch, Organomarsch über Niedermoor / Ertragsklasse "hoch",
- Rohmarsch / Ertragsklasse "hoch",
- Hoch-, Niedermoor / Ertragsklasse "niedrig",
- Pseudogley, Braunerde, Podsol / Ertragsklasse "niedrig",
- Gley / Ertragsklasse "niedrig".

Projektgebiet Pellworm mit den Standortklassen:

- Kalkmarsch / Ertragsklasse "hoch",
- Klei- und Dwogmarsch / Ertragsklasse "hoch",
- Knick- und Dwogmarsch / Ertragsklasse "hoch".

² Der Feldblock wurde als Teil des digitalen landwirtschaftlichen Flächenkatasters als neues System zur Flächenidentifizierung in mehreren Bundesländern Deutschlands im Zuge der EU-Agrarreform 2005/2006 eingeführt. Er umfasst eine oder mehrere landwirtschaftlich genutzte Schläge.

Projektgebiet Oldenburger Graben mit den Standortklassen:

- Parabraunerden, Pseudogleye, Gleye aus Lehm, Sand, Schluff, Ton / Ertragsklasse "hoch",
- Parabraunerden, Braunerden, Bänderparabraunerden aus Sand, Lehm / Ertragsklasse "niedrig",
- Gleye aus Sand / Ertragsklasse "niedrig",
- Niedermoore aus Niedermoor bzw. Niedermoore aus Niedermoor über Sand, Lehm, Schluff, Ton / Ertragsklasse "niedrig".

Über die Verschneidung der Fruchtartenverteilung mit den Standortklassen im GIS erfolgte die Ermittlung der Anbauverhältnisse in den jeweiligen Standortklassen. Da die Grenzen der landwirtschaftlichen Nutzungseinheiten wie Schlagskizzen (Niedersachsen) oder Feldblöcke (Schleswig-Holstein) im Regelfall nicht mit den bodentypologischen Grenzen deckungsgleich sind (z.B. wenn ein Feldblock mehrere Bodentypen enthält), wurde der landwirtschaftlichen Nutzungseinheit über GIS-Methoden der Bodentyp zugeordnet, der den größten Flächenanteil im Feldblock bzw. in der Schlagskizze aufgewiesen hat.

Anschließend wurde unter Annahme definierter Szenarien (Kapitel 5.7, Seite 70 ff) anhand der Anbauverhältnisse in den jeweiligen Standortklassen eine monetäre Bewertung angenommener Ertragsausfälle durchgeführt.

5.6 Beschreibung der Gebietskulissen

Im Folgenden erfolgt eine kurze Darstellung der Projektgebiete hinsichtlich der landwirtschaftlichen Bodennutzung und der standörtlichen Bedingungen. Die standörtlichen Unterschiede äußern sich u.a. in regional differenzierte Entsalzungsgeschwindigkeiten, die vorwiegend von den vorherrschenden Bodenarten und Sickerwasserraten beeinflusst werden (Kapitel 5.3.6). Die Sickerwasserraten wiederum werden maßgeblich vom Verhältnis der Niederschläge zur Verdunstung beeinflusst (= klimatische Wasserbilanz, KWB).

Für die Schadensermittlung wurde in Abhängigkeit von der Qualität der Datenlage eine stark generalisierende Zuordnung der Standorte und Bodentypen in die Ertragsklassen "hoch" oder "niedrig" durchgeführt. So wurden z.B. den eher tonigen Marschstandorten in den Projektgebieten Norden/Wangerooe, Pellworm und Büsum sowie den Parabraunerden aus Lehmen und Tonen im Jungmoränengebiet des Oldenburger Grabens die Ertragsklasse "hoch" zugewiesen. Während u.a. die eher sandigen Podsole und Braunerden sowie die organischen Böden der Ertragsklasse "niedrig" zugeordnet wurden. Auf eine weitere Differenzierung wurde in Anbetracht der Datenlage verzichtet. Zudem wurden gewisse Ungenauigkeiten hinsichtlich der Zuordnung bewusst in Kauf genommen. Denn tatsächlich weisen z.B. Dwog- oder Knickmarschen nicht das gleiche Ertragspotential wie Kalk- oder Kleimarschen auf. Auch liegt die Ertragsfähigkeit einer Parabraunerde aus Lehm im Oldenburger Graben nicht auf dem gleichen Niveau wie das Ertragspotential einer Kalkmarsch im Projektgebiet Büsum.

5.6.1 Projektgebiet Norden/Wangerooe

Das Projektgebiet Norden setzt sich aus den Betrachtungsräumen Norden (Festlandanteil) und der Ostfriesischen Insel Wangerooe zusammen.

5.6.1.1 Norden

Das Projektgebiet Norden (Abb. 5.7) umfasst ~37.750 ha landwirtschaftlich genutzte Fläche, die zu annähernd 70 % von Marschstandorten geprägt ist (Tab. 5.15). Bei den Marschböden dominieren die Kalk-, Klei- und Knickmarschen (Standortklasse Marsch, Ertragsklasse "hoch") aus marinen-brackischen Sedimenten mit wechselnden Ton- und Schluffanteilen, die zu kleineren Anteilen von Niedermooren unterlagert sein können (Standortklasse Marsch/Moor, Ertragsklasse "hoch"). Die verbleibenden ~30 % der landwirtschaftlich genutzten Fläche sind den leichteren, wasserzügigeren Geeststandorten zuzurechnen, die sich vorwiegend aus Grundwasser beeinflussten Gley-Podsolen aus fluviatilen Sanden mit z.T. anthropogener Überprägung (Plaggenesche) zusammensetzen (Standortklasse Geest, Ertragsklasse "niedrig"). Neben dem Podsol mit seinen Subtypen aus fluviatilen Sanden, Flugsanden und Geschiebedecksanden sind ebenfalls Gleye und Pseudogleye mit ihren Subtypen vertreten (Standortklasse Geest, Ertragsklasse "niedrig").

Bei den Stauwasser beeinflussten Böden sind oftmals Flugsandlagen von Geschiebelehm oder Lauenburger Tonen unterlagert. Zudem finden sich Tiefumbruchböden (Trepsole), die durch die tiefgreifende maschinelle Bodenbearbeitung des Tiefpflügens von vorwiegend Niedermooren über Gleyen aus Sanden entstanden sind (Standortklasse Geest, Ertragsklasse "niedrig") und nach der Melioration und Entwässerung eine erhöhte Wasserdurchlässigkeit aufweisen als die ursprünglichen Moorstandorte.

Geringe Flächenumfänge nehmen die rein organischen Standorte (Erd-Niedermoore, Erd-Hochmoore) sowie die Grundwasser beeinflussten, mineralischen Standorte mit Torfauflagen ein (Standortklasse Geest/Moor, Ertragsklasse "niedrig"). Abb. 5.7 zeigt die Verbreitung der vier Standortklassen im Projektgebiet Norden. Die

Verschneidung der Standortklassen mit den Schlagskizzen zur Nutzung über ein GIS führt zu den Anbauverhältnissen 2010 in den jeweiligen Standortklassen (Tab. 5.16).

Tab. 5.15: Standortklassen und Bodentypen im Projektgebiet Norden

Standortklassen(Ertragsklassen)	Bodentypen	Fläche LF (ha)
Marsch ("hoch")	Kalkmarsch	16.188
	Kleimarsch	5.448
	Knickmarsch	1.275
	Organomarsch	755
	Rohmarsch	151
Marsch/Moor ("hoch")	Knickmarsch unterlagert von Niedermoor	1.356
	Niedermoor mit Knickmarschauflage	347
	Kleimarsch unterlagert von Niedermoor	54
	Erd-Niedermoor mit marinen Sedimenten	48
	Kleimarsch unterlagert von Hochmoor	48
Geest ("niedrig")	Gley-Podsol	2.931
	Gley-Podsol mit Plaggenuflage	1.375
	Plaggenesch unterlagert von Podsol-Gley	839
	Pseudogley-Podsol	828
	Plaggenesch unterlagert von Pseudogley	730
	Podsol	691
	Tiefumbruchboden	620
	Pseudogley-Podsol mit Plaggenuflage	539
	Plaggenesch unterlagert von Pseudogley-Braunerde	460
	Gley	453
	Pseudogley-Gley	337
	Pseudogley	245
	Podsol-Gley	191
	Plaggenesch	127
	Plaggenesch unterlagert von Podsol	116
	Podsol-Pseudogley	99
	Plaggenesch unterlagert von Braunerde	87
	Gley-Pseudogley	79
	Plaggenesch unterlagert von Gley	75
	Gley-Regosol	18
Geest/Moor ("niedrig")	Podsol-Gley mit Erd-Hochmoorauflage	404
	Erd-Niedermoor / Erd-Hochmoor	275/242
	Gley-Podsol mit Erd-Hochmoorauflage	137
	Hochmoor mit Deckkulturbodenauflage	129
	Gley mit Erd-Niedermoorauflage	36
	Gesamtfläche (LF):	37.732

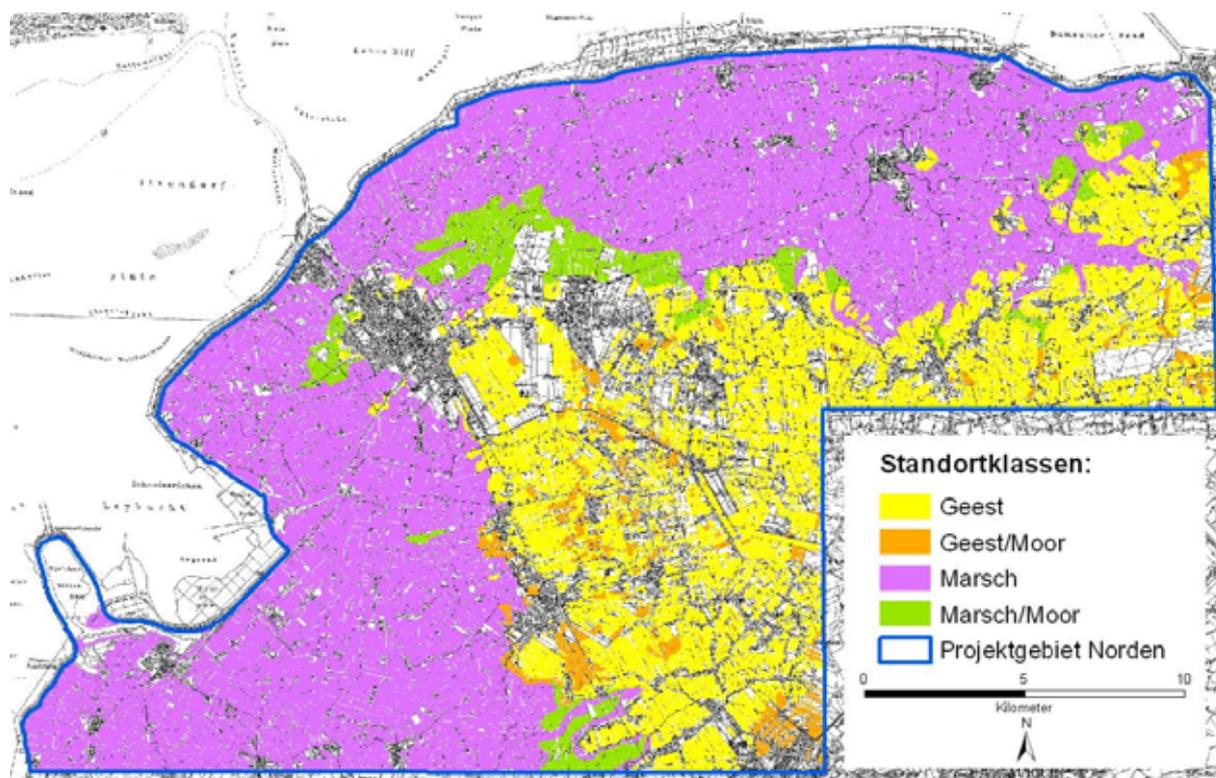


Abb. 5.7: Verbreitung der Standortklassen im Projektgebiet Norden

Die Darstellung in Tab. 5.16 zeigt tendenziell die Vorzüglichkeit der Standortklassen für bestimmte Früchte. Während z.B. der Silomaisanteil an der Ackernutzung im Geestbereich ~61-66% beträgt, erreicht dieser in der Marsch lediglich 10%. Analog fällt der Wintergetreideanteil an der Ackernutzung im Geestbereich auf ~23-28%, während dieser in der Marsch auf 66% ansteigt. Auch ist der Grünlandanteil an der landwirtschaftlichen Nutzfläche im Geestbereich mit ~50-53% höher als auf den Marschstandorten mit 39%. Nur die mit Niedermooren unterlagerten Marschstandorte weisen mit 62% einen höheren Grünlandanteil auf. Dabei handelt es sich in der Regel um absolutes Grünland, das eine Ackernutzung unter dem Gesichtspunkt einer ordnungsgemäßen Landwirtschaft nicht zulässt.

Tab. 5.16: Anbauverhältnisse im Projektgebiet Norden

Standortklassen	Grünland-anteil	Acker-anteil	Anbauverhältnis Acker (2010) SM = Silomais; FG = Feldgras
Projektgebiet Norden gesamt (~37.750 ha LF)	43%	57%	Wintergetreide (53%) - SM (26%) - Winterraps (8%) - FG (6%) - Sommergetreide (3%)
Marsch (~23.800 ha LF)	39%	61%	Wintergetreide (66%) - Winterraps (12%) - SM (10%) - Sommergetreide (3%) - FG (6%)
Marsch/Moor (~1.850 ha LF)	62%	38%	Wintergetreide (42%) - FG (28%) - SM (25%) - Winterraps (3%) - Sommergetreide (2%)
Geest (~10.800 ha LF)	50%	50%	SM (66%) - Wintergetreide (23%) - Sommergetreide (6%) - FG (3%)
Geest/Moor (~1.280 ha LF)	53%	47%	SM (61%) - Wintergetreide (28%) - Sommergetreide (4%) - FG (4%)

Wie in Kapitel 5.3.6 dargestellt, lässt sich über die Berechnung der Austauschhäufigkeit des Bodens die Zeitdauer für die Entsalzung näherungsweise abschätzen. Unter der Annahme, dass die Entsalzung nach zweimaliger

Durchwaschung des Wurzelraumes mit dem Sickerwasser als abgeschlossen gilt, ergibt sich für das Projektgebiet Norden die Darstellung in Abb. 5.8.

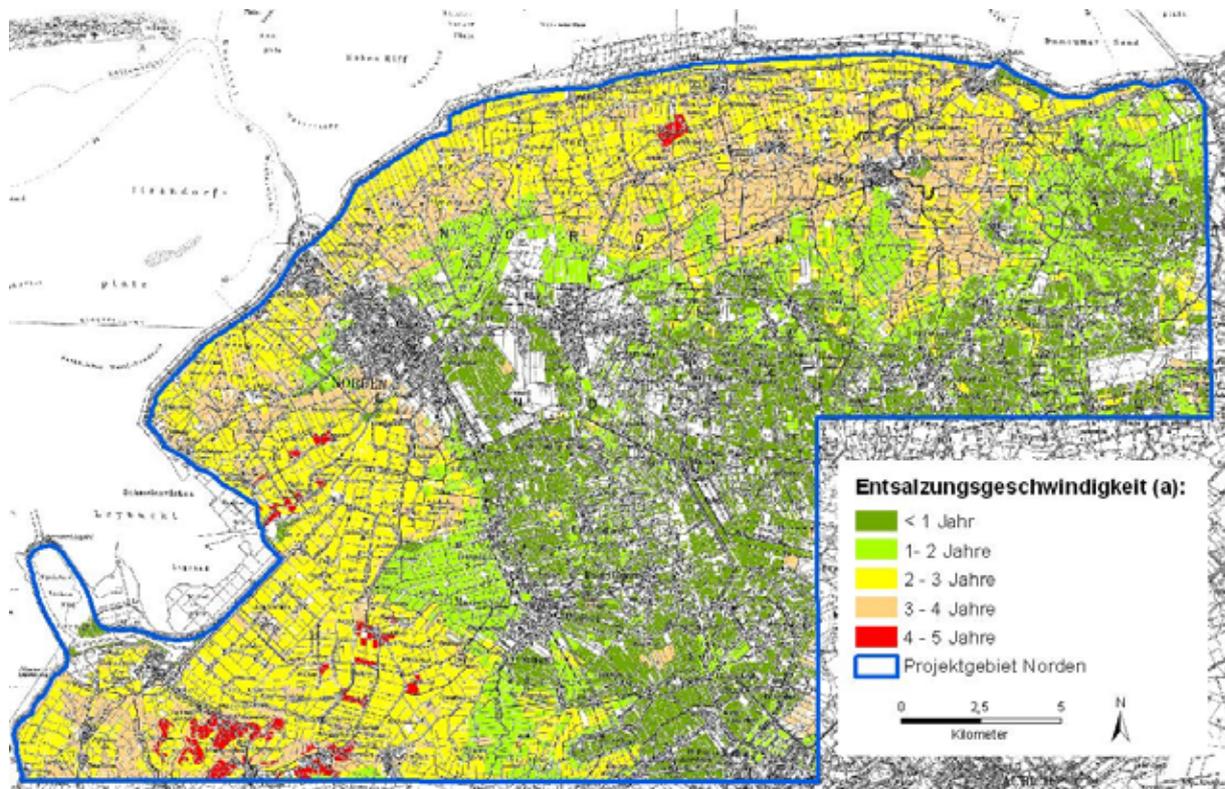


Abb. 5.8: Entsalzungsgeschwindigkeit im Projektgebiet Norden

Abb. 5.8 zeigt, dass im Bereich der Marschen (Standortklasse Marsch sowie Marsch/Moor) mit einer Entsalzungsgeschwindigkeit von 2 bis 4 Jahren (z.T. 1-2 bzw. 4-5 Jahre) zu rechnen ist. Für die Geeststandorte (Standortklassen Geest sowie Geest/Moor) sind dagegen Zeiträume von weniger als ein Jahr anzunehmen (z.T. 1-2 bzw. 3-4 Jahre).

Die KWB für den Festlandbereich des Projektgebietes Norden ist in Abb. 5.9 exemplarisch anhand der Klimadaten der Wetterstation Emden (1961-2011; DWD) dargestellt und weist tendenziell lediglich für die Monate April und Mai ein negatives Saldo von -3 bzw. -8 mm auf.

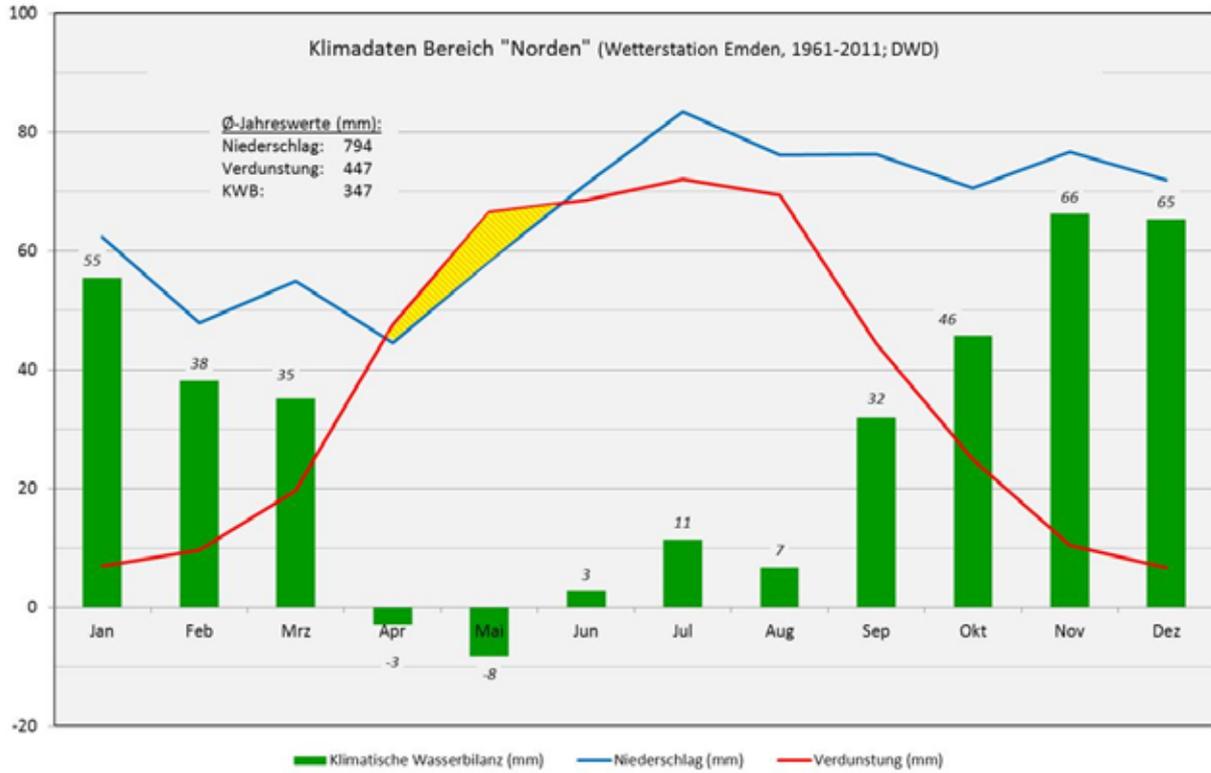


Abb. 5.9: Klimatische Wasserbilanz „Norden“

Wangerooge

Die landwirtschaftlich genutzten Flächen auf Wangerooge sind den Standortklassen Sande (Ertragsklasse "niedrig") und Marsch (Ertragsklasse "hoch") zuzurechnen (Abb. 5.10). Während die tonigen bis sandigen marinen Sedimente zur Ausbildung von Kleimarschen führten, entstanden aus den Flug- und Dünenanden Grundwasser beeinflusste Böden wie Gleye oder Ah-C-Böden wie die Regosole. Insgesamt umfassen die nur als Grünland genutzten Flächen auf den Kleimarsch-Standorten ~62 ha sowie auf den Gley- und Regosol-Standorten ~26 ha.

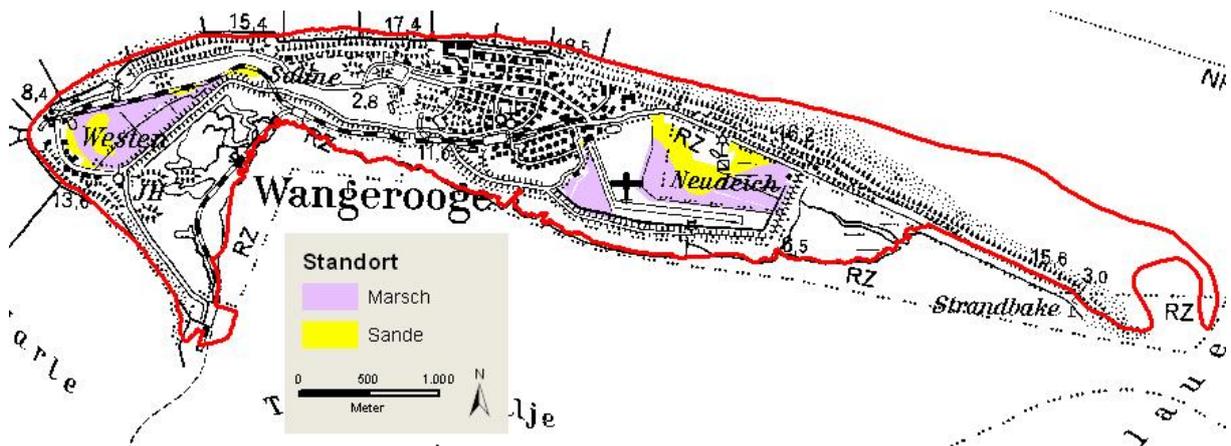


Abb. 5.10: Verbreitung der Standortklassen auf Wangerooge

Die Entsalzungsgeschwindigkeit beträgt im Bereich der Marschstandorte ~0.5 bis 1 Jahr. Im Bereich der Sandstandorte belüftet sich der Zeitraum für die Entsalzung annäherungsweise auf ein halbes Jahr.

Für die KWB im Bereich Wangerooge wurden stellvertretend die Klimadaten der Wetterstation Norderney herangezogen (1961-2011; DWD). Sie weisen hinsichtlich der KWB durchgehend positive Werte auf.

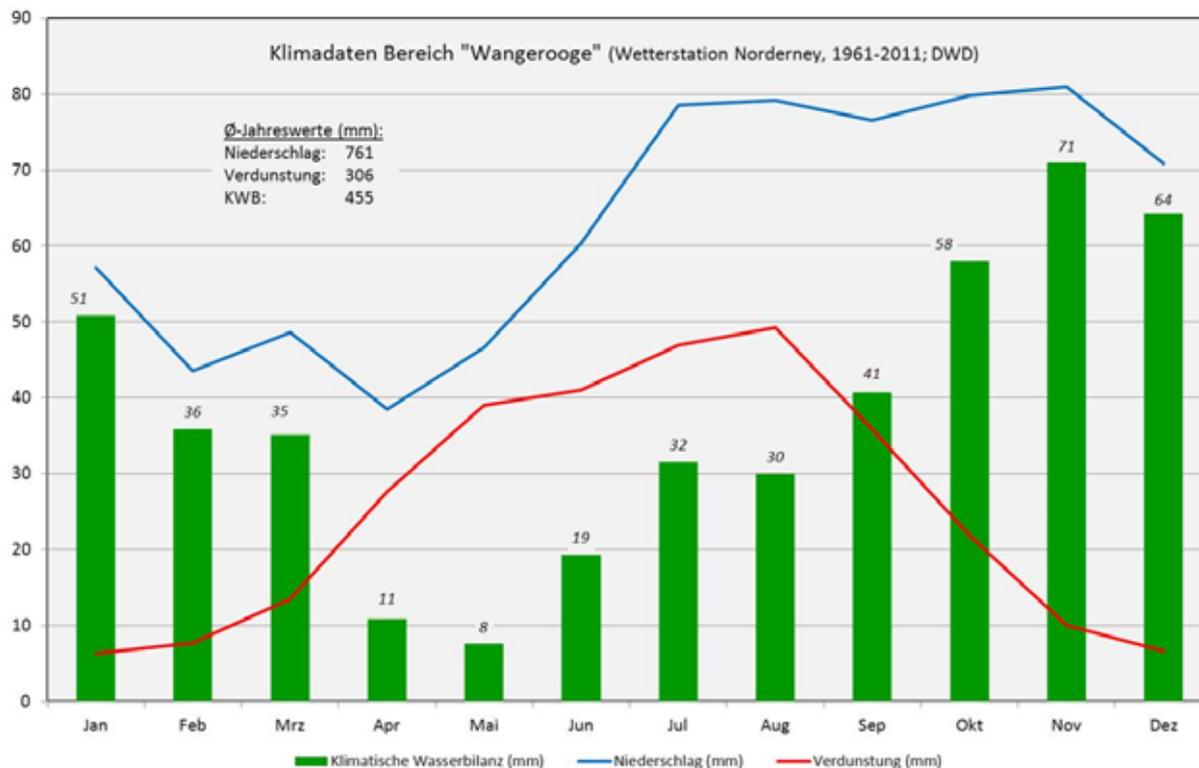


Abb. 5.13: Klimatische Wasserbilanz „Wangerooge“

5.6.2 Projektgebiet Büsum

Das Projektgebiet Büsum umfasst ~28.600 ha landwirtschaftlich genutzte Fläche, die bodentypologisch vorwiegend den Kalkmarschen aus sandig-schluffigen, marinen Sedimenten, Kleimarschen aus schluffig-tonigen, marinen Sedimenten sowie Dwog- und Knickmarschen aus schluffig-tonigen, brackischen Ablagerungen zuzuordnen sind.

Tab. 5.17: Bodentypen im Projektgebiet Büsum

Bodentypen / Ertragsklassen	Fläche LF (ha)
Kalkmarsch / "hoch"	20.289
Kleimarsch / "hoch"	4.212
Dwog-, Knickmarsch / "hoch"	2.631
Organomarsch, Organomarsch über Niedermoor / "hoch"	446
Rohmarsch / "hoch"	390
Pseudogley, Podsol, Braunerde / "niedrig"	316
Niedermoor (Hochmoor 6 ha) / "niedrig"	247
Gley / "niedrig"	73
Gesamtfläche (LF):	28.604

Daneben treten kleinere Flächenanteile mit Organo- und Rohmarschen aus brackischen und marinen Sedimenten sowie Braunerden, Podsole und Pseudogleye aus Geschiebedecksanden, Geschiebe- und Flug- sowie Sandersanden, z.T. unterlagert von Geschiebelehm (Pseudogleye) auf. Die Flächenanteile der jeweiligen Bodentypen sind der Tab. 5.17 zu entnehmen. Abb. 5.14 zeigt die Verbreitung der Bodentypen im Projektgebiet Büsum.

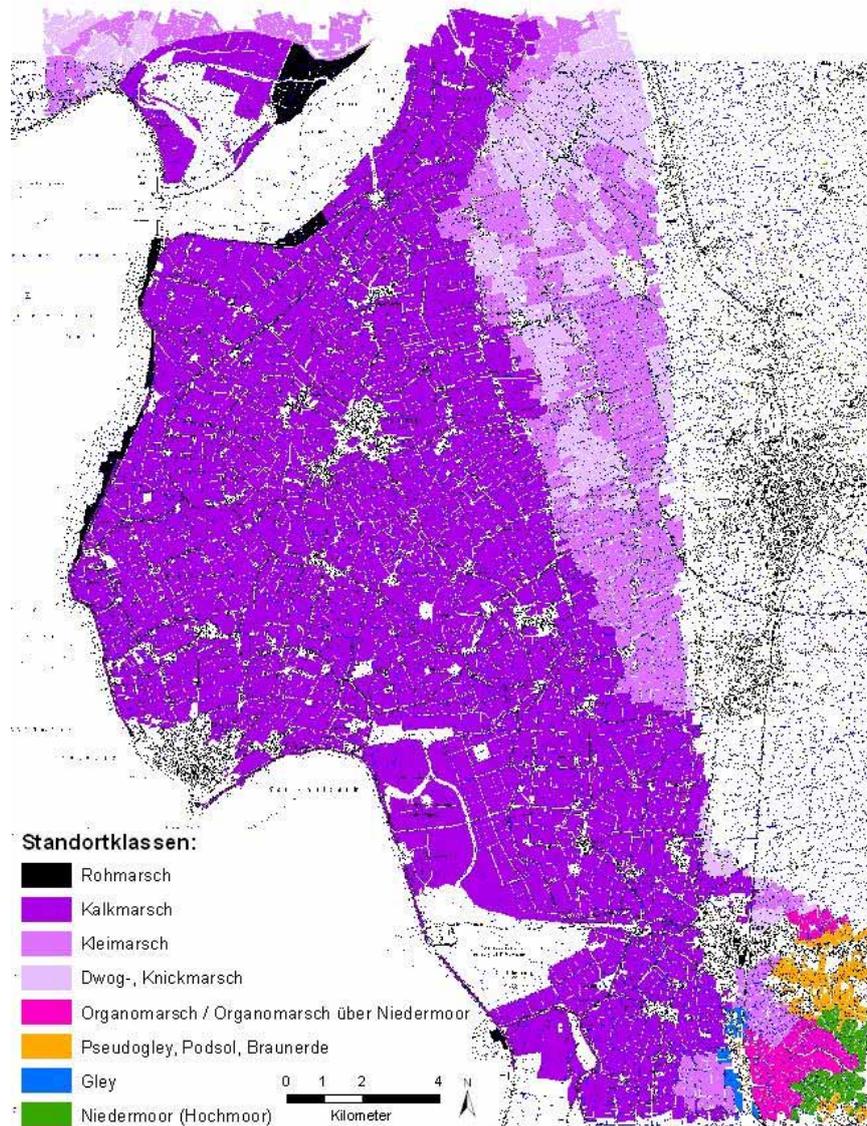


Abb. 5.14: Verbreitung der Bodentypen im Projektgebiet Buisum

Für die Schadensermittlung wurden die Standorte aus Hoch- und Niedermoor sowie die Pseudogleye, Braunerden, Podsole und Gleye der Ertragsklasse "niedrig" zugeordnet. Den übrigen Bodentypen wurde die Ertragsklasse "hoch" zugewiesen.

Die Darstellung in Tab. 5.18 zeigt die Vorzüglichkeit der Kalk-, Klei- und Knickmarschen für den Anbau von Wintergetreide. Dagegen steigt der Maisanteil an der Ackerfläche bei den Bodentypen Organomarsch und Pseudogley/Braunerde/Podsol auf bis zu 75% an.

Die Grünlandnutzung dominiert besonders auf den nicht ackerfähigen Standorten wie den Roh- und Organomarschen oder auch den Niedermooren. Eine wichtige Rolle nimmt im Gegensatz zu den anderen Projektgebieten der Obst- und Gemüseanbau (Kohl- und Kohlanbau) in der Flächennutzung ein. Dieser Betriebszweig ist flächenmäßig mit bis zu 11% beim Bodentyp Kalkmarsch vertreten.

Tab. 5.18: Anbauverhältnisse im Projektgebiet Büsum

Bodentypen	Grünland-anteil	Acker-anteil	Anbauverhältnis Acker (inklusive Gemüse, 2011)
Projektgebiet Büsum gesamt (~28.600 ha LF)	24%	75%	Wintergetreide (53%) - Obst/Gemüse (9%) - Raps (9%) - Kartoffeln (7%) - Sommergetreide (7%) - Mais (6%) - Rüben (3%) - Klee, Klee gras (3%) - Leguminosen (1%) - FG (2%)
Kalkmarsch (~20.300 ha LF)	20%	79%	Wintergetreide (51%) - Obst/Gemüse (11%) - Kartoffeln (9%) - Raps (9%) - Sommergetreide (8%) - Rüben (4%) - Mais (4%) - Klee, Klee gras (3%) - FG (1%) - Leguminosen (1%)
Kleimarsch (~4.200 ha LF)	22%	78%	Wintergetreide (64%) - Mais (10%) - Raps (9%) - Sommergetreide (6%) - FG (2%) - Leguminosen (2%) - Rüben (1%) - Klee, Klee gras (1%) - Kartoffeln (1%) - Obst/Gemüse (5%)
Dwog-, Knickmarsch (~2.600 ha LF)	28%	71%	Wintergetreide (63%) - Raps (13%) - Mais (9%) - Obst/Gemüse (5%) - FG (4%) - Sommergetreide (2%) - Leguminosen (2%) - Klee, Klee gras (2%)
Organomarsch, Organomarsch über Niedermoor (~450 ha LF)	83%	17%	FG (39%) - Mais (26%) - Wintergetreide (16%) - Klee, Klee gras (11%) - Raps (5%) - Sommergetreide (3%)
Rohmarsch (~400 ha LF)	100%	0%	nur Grünland
Hoch-, Niedermoor (~250 ha LF)	95%	5%	FG (85%) - Wintergetreide (15%)
Pseudogley, Braunerde, Podsol (~320 ha LF)	47%	53%	Mais (75%) - Wintergetreide (14%) - Rüben (6%) - Sommergetreide (4%) - FG (1%)
Gley (~70 ha LF)	57%	43%	Mais (62%) - Wintergetreide (17%) - FG (16%) - Sommergetreide (5%)

* FG: Feldgras

Die Entsalzungsgeschwindigkeit beträgt im Bereich der Marschen überwiegend 1-2 Jahre. Kleinere Flächenanteile in diesem Bereich weisen Zeiträume von 2-3 Jahren bzw. weniger als ein Jahr auf. Besonders in den südöstlich gelegenen Regionen mit Pseudogleyen, Podsolen und Braunerden beträgt die Entsalzungsgeschwindigkeit lediglich maximal ein Jahr.

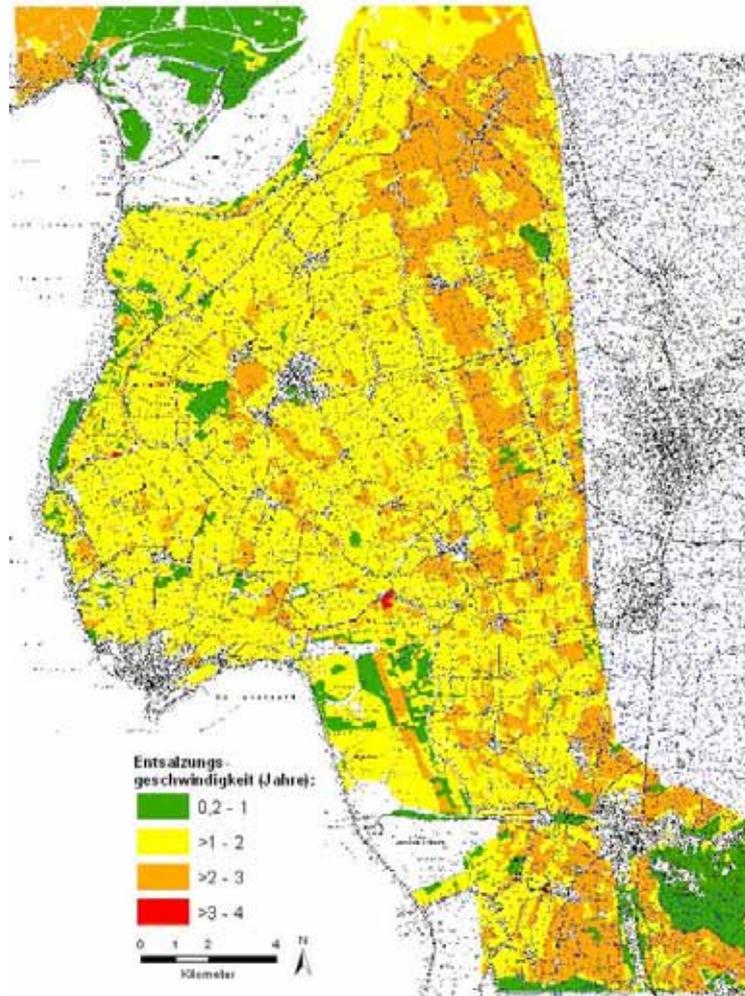


Abb. 5.15: Entsalzungsgeschwindigkeit im Projektgebiet Büsum

Abb. 5.16 zeigt, dass die KWB für Büsum analog zum Projektgebiet Norden lediglich in den Monaten April und Mai mit -7 bzw. -2 mm negative Werte mit niedrigen Beträgen aufweist (Wetterstation Elpersbüttel, 1991-2011; DWD).

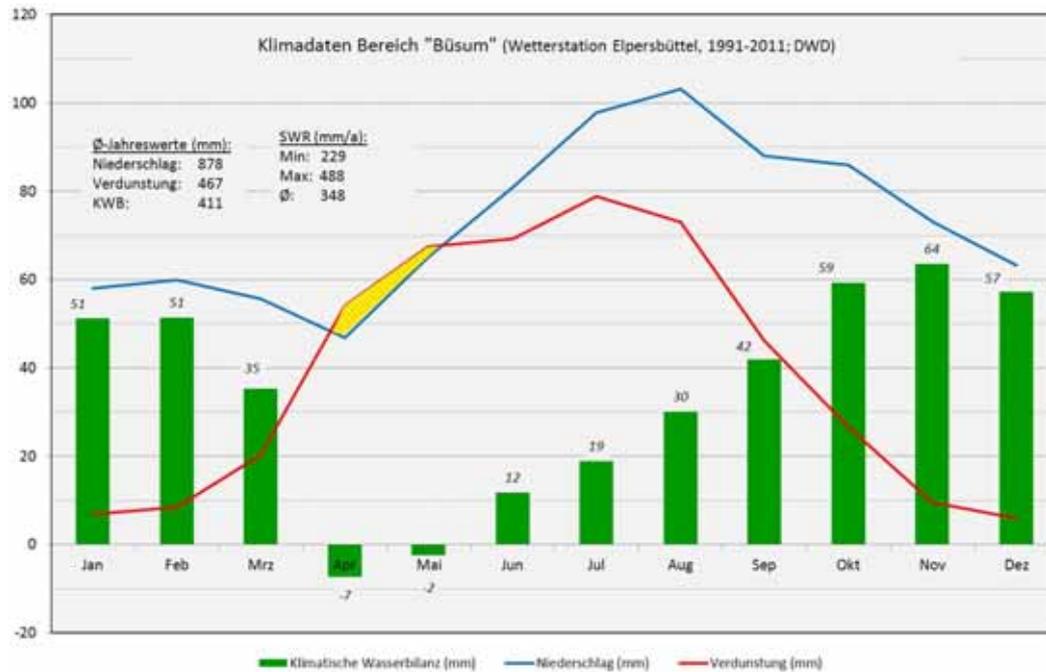


Abb. 5.16: Klimatische Wasserbilanz „Büsum“

5.6.3 Projektgebiet Pellworm

Das Projektgebiet Pellworm weist eine landwirtschaftlich genutzte Fläche von ~2.700 ha auf, die ohne Ausnahme den Marschen und damit der Ertragsklasse "hoch" für die Schadensermittlung zuzuordnen ist. Eine ertragliche Herabstufung der Knick- und Dwogmarschen wurde nicht vorgenommen.

Es dominieren die Klei-, Dwogmarschen aus schluffig-tonigen, marinen Sedimenten sowie die Knick-, Dwogmarschen aus tonigen, brackischen Ablagerungen. Kleinere Flächenanteile sind den Kalkmarschen aus schluffigen, marinen Sedimenten zuzuweisen (Tab. 5.19).

Tab. 5.19: Bodentypen im Projektgebiet Pellworm

Bodentypen / Ertragsklassen	Fläche LF (ha)
Klei-, Dwogmarsch / "hoch"	1.934
Knick-, Dwogmarsch / "hoch"	549
Kalkmarsch / "hoch"	220
Gesamtfläche (LF):	2.703

Der Abb. 5.17 ist die Verbreitung der Bodentypen im Projektgebiet Pellworm zu entnehmen.

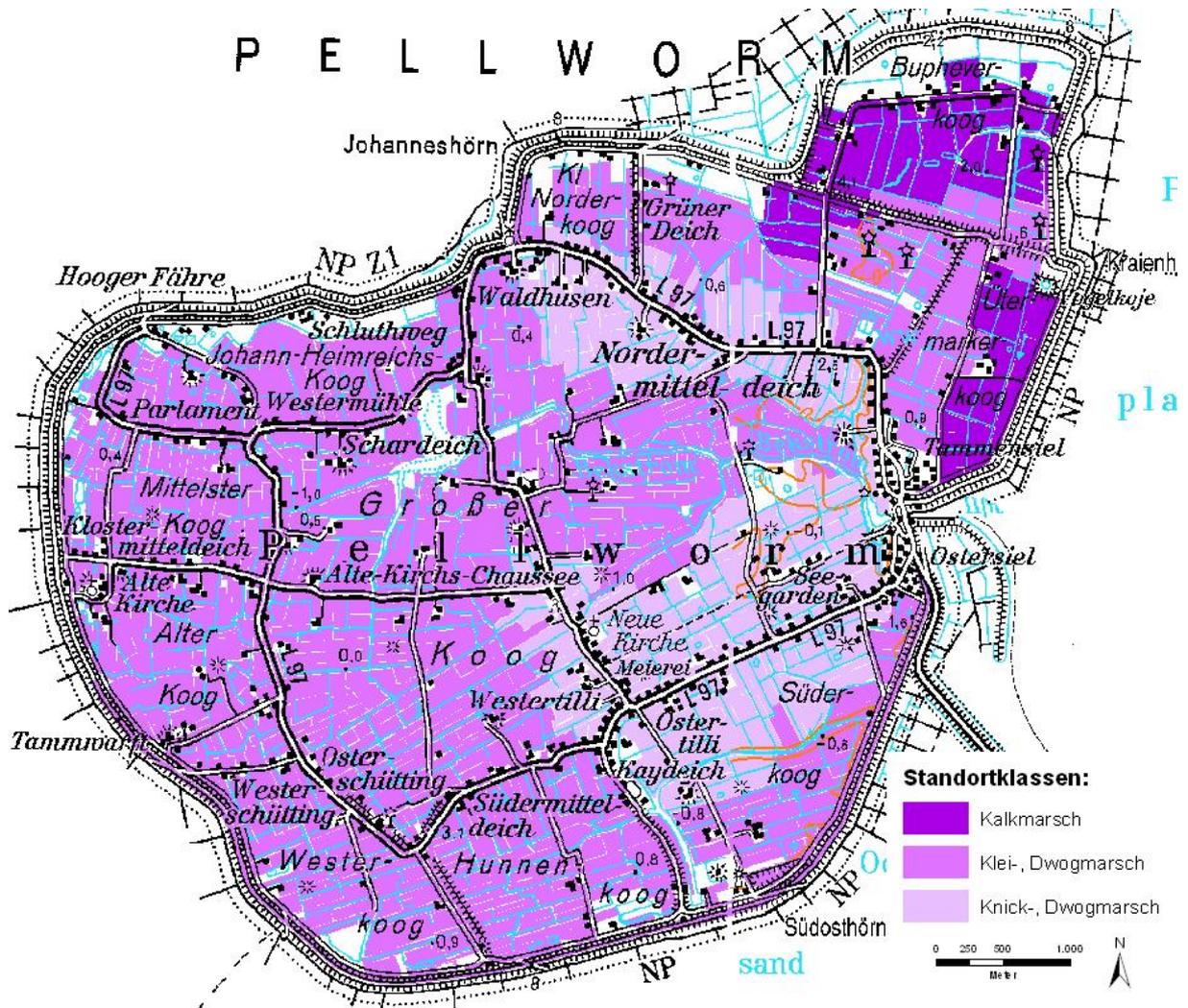


Abb. 5.17: Verbreitung der Bodentypen im Projektgebiet Pellworm

Tab. 5.20 zeigt die Vorzüglichkeit der Bodentypen für entsprechende Fruchtarten. Die wesentlich schlechteren Standorte wie die Dwog- und Knickmarschen weisen im Vergleich zu den erheblich besseren Standorten der Kalkmarsch einen höheren Grünlandanteil auf (55 zu 28%). Gleichzeitig liegt der Anteil des Getreideanbaus an der Ackerfläche im Bereich der Kalkmarsch mit ~70% über den entsprechenden Anteil im Bereich der Klei-, Knick- und Dwogmarschen (42-44% Getreideanbau). Zudem ist der Anteil an Feldgras- sowie Klee- und Klee grasbeständen im Bereich der Klei-, Knick- und Dwogmarschen mit 27-41% deutlich höher als auf den Kalkmarschstandorten (10%).

Tab. 5.20: Anbauverhältnisse im Projektgebiet Pellworm

Bodentypen	Grünland-anteil	Acker-anteil	Anbauverhältnis Acker (2011)
Projektgebiet Pellworm gesamt (~2.700 ha LF)	47%	53%	Wintergetreide (43%) - Mais (22%) - FG* (14%) - Klee, Klee gras (13%) - Sommergetreide (11%) - Raps (4%)
Kalkmarsch (~220 ha LF)	28%	72%	Wintergetreide (53%) - Sommergetreide (17%) - Silomais (16%) - Klee, Klee gras (10%) - Leguminosen (3%)
Klei-, Dwogmarsch (~1.930 ha LF)	48%	52%	Wintergetreide (32%) - Mais (25%) - FG (16%) - Klee, Klee gras (11%) - Sommergetreide (10%) - Raps (5%)
Knick-, Dwogmarsch (~550 ha LF)	55%	45%	Wintergetreide (29%) - Klee, Klee gras (25%) - FG (16%) - Sommergetreide (15%) - Mais (12%) - Leguminosen (2%)

*FG: Feldgras

Die Entsalzungsgeschwindigkeiten im Projektgebiet Pellworm liegen vorwiegend im Bereich von 2-3 Jahren. Kleinere Flächenanteile weisen Zeiträume von 1-2 bzw. 3-4 Jahren auf (Abb. 5.18). Hinsichtlich der KWB ist stellvertretend auf die Darstellung in Abb. 5.16 (Büsum) zu verweisen.

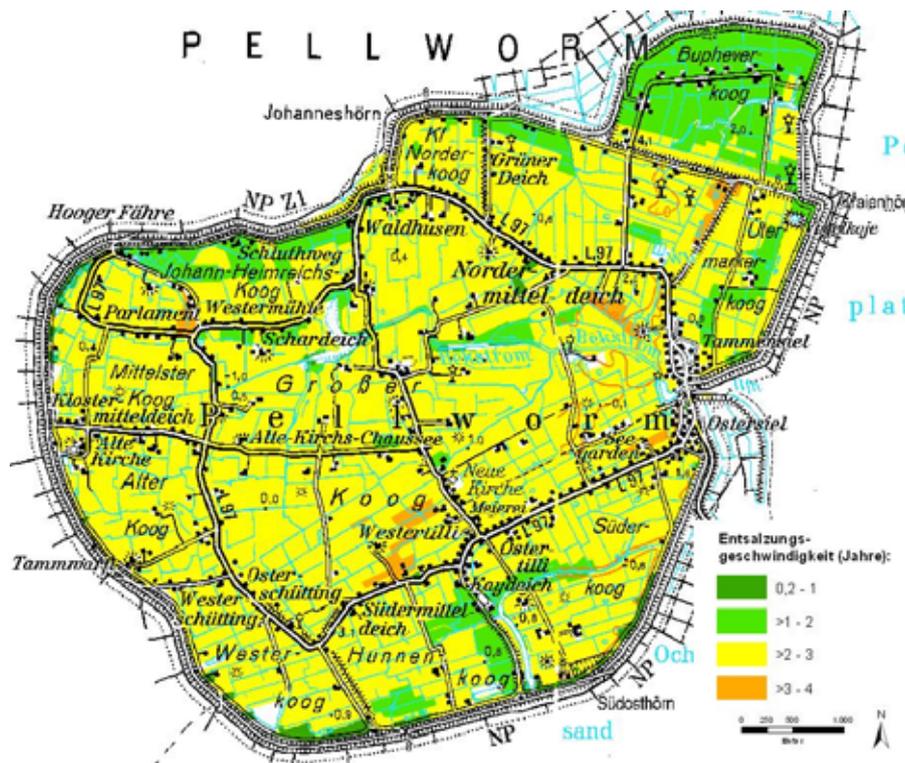


Abb. 5.18: Entsalzungsgeschwindigkeit im Projektgebiet Pellworm

5.6.4 Projektgebiet Oldenburger Graben

Während für die Gebiete Büsum und Pellworm die Bodenkarte 1:25.000 zur Verfügung stand, liegt den folgenden Darstellungen lediglich die stärker generalisierende Bodengesellschaftskarte im Maßstab 1:200.000 zu Grunde.

Im Gegensatz zu den schleswig-holsteinischen Betrachtungsräumen Pellworm und Büsum liegt das Projektgebiet Oldenburger Graben nicht im Naturraum der Marschen (= Küstenholozän), sondern im Naturraum Östliches Hügelland (= Jungmoränengebiet). Es umfasst eine landwirtschaftlich genutzte Fläche von ~8.100 ha, die mit ~4.900 ha bodentypologisch überwiegend den Parabraunerden, Pseudogleyen und Gleyen zuzuordnen ist, deren Substrate vorwiegend aus Geschiebelehmen hervorgehen, die großflächig von Geschiebemergel unterlagert werden.

Die kleineren Flächenanteile der Gleye und einiger Pseudogleye aus dieser Gruppe entwickelten sich aus Geschiebedecksanden über Schluffen und Beckentonen oder aus sandigen und lehmigen Fließerden über Geschiebelehmen (Tab. 5.21). Daneben sind kleinere Flächenanteile von Parabraunerden, Braunerden und Bänderparabraunerden in einem Umfang von ~307 ha anzutreffen, deren Ausgangssubstrate sich aus Geschiebesanden über Geschiebelehmen, Geschiebedecksanden über Schmelzwassersanden oder aus Geschiebelehmen und Geschiebesanden zusammensetzen. Neben den obengenannten mineralischen Standorten sind mit ~2.850 ha die organischen Böden (Niedermooere sowie Niedermooere über Mudden) bzw. die organisch geprägten Standorte (flachgründigere Niedermooere über mineralische Lagen wie Sande, Geschiebelehme, Beckentone und -schluffe) im Projektgebiet Oldenburger Graben großräumig vertreten. Die Verbreitung der Bodentypen im Projektgebiet Oldenburger Graben ist der Abb. 5.19 zu entnehmen.

Tab. 5.21: Bodentypen im Projektgebiet Oldenburger Graben

Bodentypen / Ertragsklasse	Fläche LF (ha)
Parabraunerde, Pseudogley, Gley (aus Lehm, Sand, Schluff, Ton) / "hoch"	4.908
Parabraunerde, Braunerde, Bänderparabraunerde (aus Sand, Lehm) / "niedrig"	307
Gley (aus Sand) / "niedrig"	56
tiefes Niedermoor und flaches Niedermoor über Sand, Lehm, Schluff, Ton / "niedrig"	2.849
Gesamtfläche (LF):	8.120

Für die Schadensermittlung wurden hinsichtlich der Standortgüte die Parabraunerden und Pseudogleye aus Lehm sowie die Pseudogleye und Gleye aus Sand, Lehm, Schluff und Ton (4.908 ha) der Ertragsklasse "hoch" zugeordnet. Die übrigen Bodentypen wurden der Ertragsklasse "niedrig" zugewiesen (Tab. 5.21). Die Datenlage verhinderte eine differenziertere Betrachtung. Eine gesonderte Darstellung der Sandstandorte war z.B. nicht möglich.

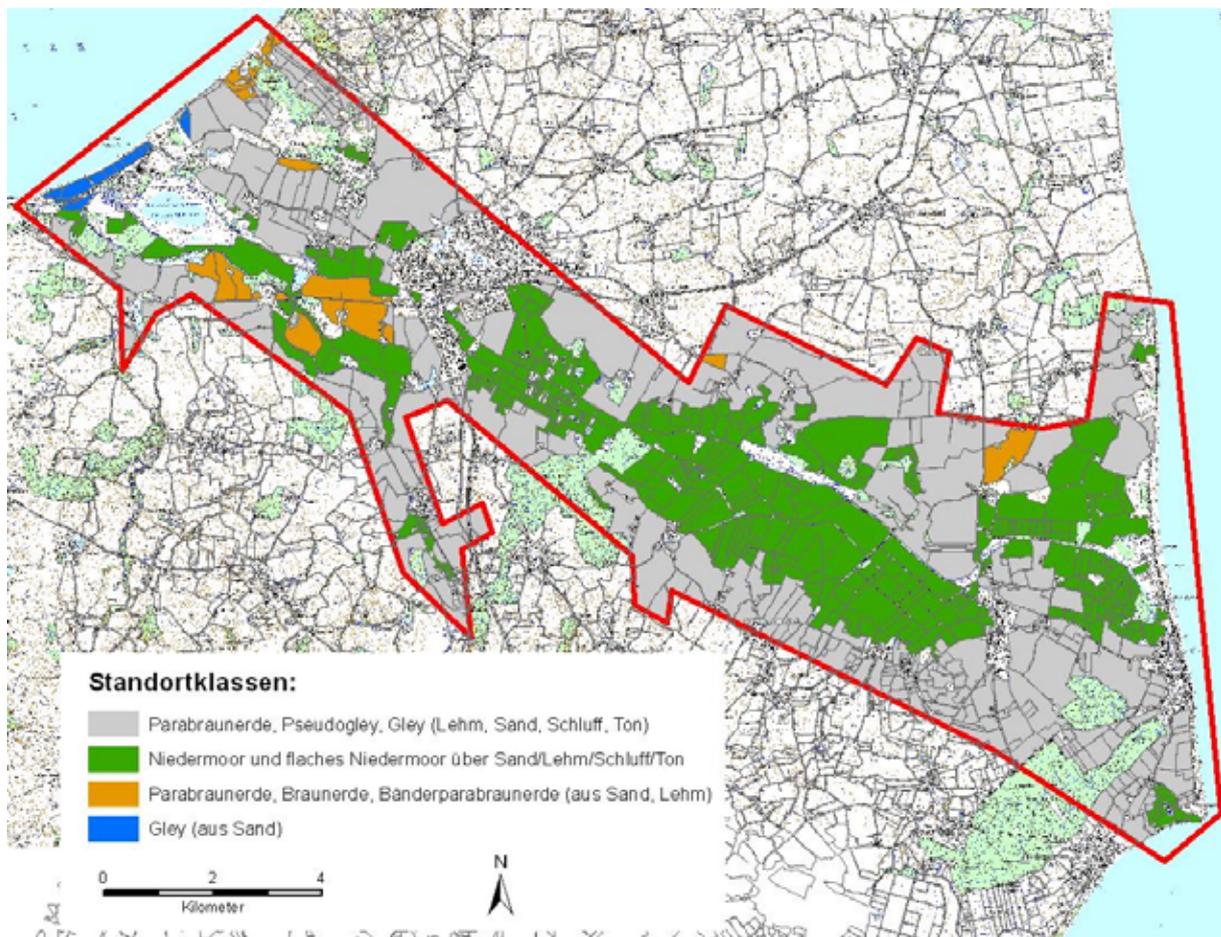


Abb. 5.19: Verbreitung der Standortklassen im Projektgebiet Oldenburger Graben

In Tab. 5.22 (Seite 68) ist die Vorzüglichkeit der Fruchtarten für die verschiedenen Bodentypen im Projektgebiet Oldenburger Graben dargestellt. Während auf den nicht bzw. stark eingeschränkt ackerfähigen Standorten wie den Grundwasser geprägten Gleyen und Niedermooren der Grünlandanteil an der LF ~60-100% beträgt, liegt der Grünlandanteil bei den terrestrischen Mineralstandorten (Parabraunerden, Pseudogleyen, Braunerden) lediglich bei 10-23%. Der Maisanbau auf den organisch geprägten Standorten (Niedermoore) übertrifft mit 33% den Maisanteil auf den nicht Grundwasser beeinflussten Standorten (10-15%). Analog dazu beläuft sich der Anteil des Wintergetreides an der Ackerfläche auf den terrestrischen Mineralstandorten auf 62-75%, verglichen mit 40% auf den organischen Standorten (Niedermoore).

Tab. 5.22: Anbauverhältnisse im Projektgebiet Oldenburger Graben

Bodentypen	Grünland-Ackeranteil		Anbauverhältnis Acker (2011)
Projektgebiet Oldenburger Graben gesamt (~8.120 ha LF)	25%	74%	Wintergetreide (60%) - Raps (20%) - Mais (13%) - Sommergetreide (3%) - Feldgras (2%)
Parabraunerde, Pseudogley, Gley (aus Lehm, Sand, Schluff, Ton; ~4.910 ha LF)	10%	89%	Wintergetreide (62%) - Raps (23%) - Mais (10%) - Sommergetreide (3%) - Feldgras (2%)
tiefes Niedermoor und flaches Niedermoor über Sand/Lehm/Schluff/Ton; ~2.850 ha LF)	61%	37%	Wintergetreide (40%) - Mais (33%) - Raps (9%) - Sommergetreide (10%) - Feldgras (7%)
Parabraunerde, Braunerde, Bänderpara- braunerde (aus Sand, Lehm; ~310 ha LF)	23%	70%	Wintergetreide (75%) - Raps (10%) - Mais (15%)
Gley (aus Sand; ~60 ha LF)	100%	0%	nur Grünland

Die Entsalzungsgeschwindigkeiten im Projektgebiet Oldenburger Graben liegen vorwiegend im Bereich von 3 bis 7,5 Jahren bzw. 2-3 Jahren. Kleinere Flächenanteile weisen Zeiträume von 1-2 Jahren bzw. weniger als ein Jahr auf (Abb. 5.20).

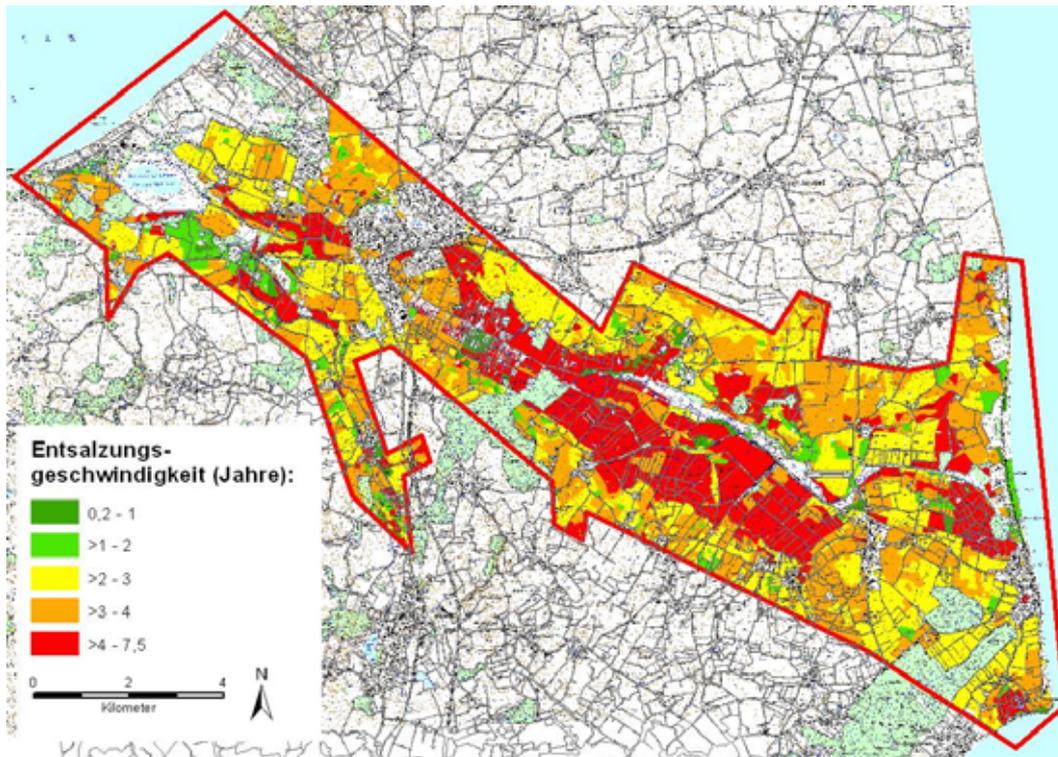


Abb. 5.20: Entsalzungsgeschwindigkeit im Projektgebiet Oldenburger Graben

Die im Vergleich zu den anderen Projektgebieten zum Teil erheblich geringeren Entsalzungsgeschwindigkeiten sind u.a. Ausdruck der klimatischen Verhältnisse. Im Gegensatz zu den anderen Projektgebieten erstreckt sich die negative KWB über einen erheblichen längeren Zeitraum und weist in den Monaten April bis August ein Defizit von -15 bis -34 mm auf (Abb. 5.21); Wetterstation Lübeck, 1961-2011; DWD). Dagegen sind in den Gebieten Norden und Büsum/Pellworm lediglich in den Monaten April und Mai Defizite von -2 bis -8 mm zu verzeichnen.

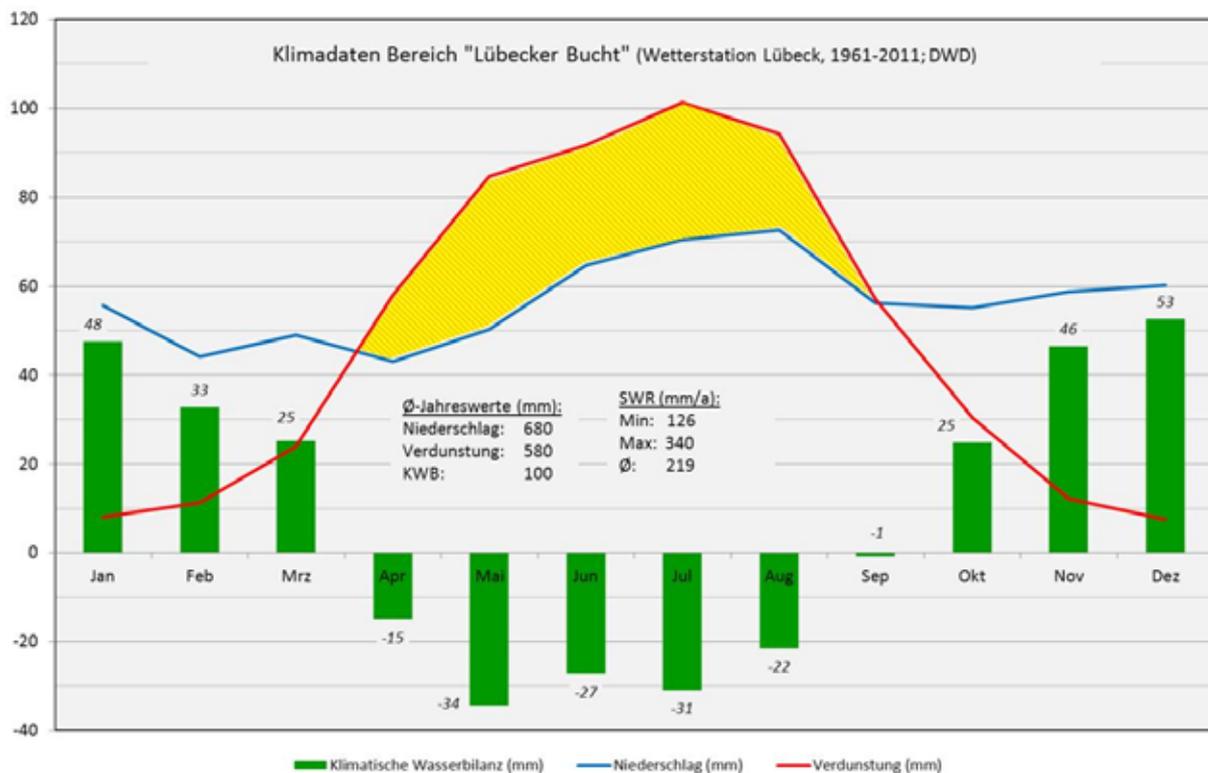


Abb. 5.21: Klimatische Wasserbilanz "Oldenburger Graben"

Allerdings wird im Gegensatz zu den anderen Projektgebieten die Salzbefrachtung im Bereich des Oldenburger Grabens aufgrund des geringeren Salzgehaltes des Ostsee-Wassers höchstwahrscheinlich geringer ausfallen, so dass von höheren Entsalzungsgeschwindigkeiten als in Abb. 5.20 dargestellt, ausgegangen werden kann.

5.7 Szenario-Annahmen für die Überflutung landwirtschaftlicher Flächen mit Salzwasser

Während Hochwasser-Ereignisse infolge der Überschwemmung mit Süßwasser sich während des gesamten Jahres ereignen und somit auch Bestände abreifender Kulturen betroffen sein können, ist die Überflutung mit Salzwasser während einer Sturmflut für die Monate November bis Februar anzunehmen. In diesem Zeitraum befinden sich die landwirtschaftlichen Kulturen in einem frühen Entwicklungsstadium (Wintergetreide, Wintererbsen) sowie überwiegend in der Winterruhe. Etliche Früchte wurden vorher geerntet (Raps, Sommer- und Wintergetreide, Ackergras, Mais, Kartoffeln, Zuckerrüben) und das Grünland erfuhr seine letzte Nutzung im Jahr durch Beweidung oder Schnitt. Weiterhin tragen während dieser Monate viele Ackerflächen Zwischenfrüchte wie Ackersenf, Ölrettich oder Wintererbsen lediglich zur Gründüngung oder liegen brach. Der überwiegende Teil der Kulturmaßnahmen und damit die betrieblichen Ausgaben sind noch nicht getätigt und stehen erst nach Februar an (z.B. Düngung und Pflanzenschutz sowie die Bestellung der Sommerkulturen). Im Allgemeinen unterschreitet die monetäre Schadenshöhe bei einem Überflutungsereignis im November bis Februar den Schaden, der bei einer Überschwemmung im Hochsommer zu beklagen wäre, da sich zu diesem Zeitpunkt viele Kulturen in der Abreife befinden und der überwiegende Teil betrieblicher Ausgaben bereits getätigt worden ist.

Bei der Berechnung der Schäden für die landwirtschaftliche Bodennutzung wurden folgende Aspekte berücksichtigt:

- ein durchschnittliches Ertragsniveau der jeweiligen Kulturen differenziert nach relativer Standortgüte (Ertragsklasse "hoch" bzw. Ertragsklasse "niedrig"), da höhere Ertragspotentiale zu größeren Schadensauswirkungen führen (z.B. Marsch- und Geeststandorte),
- der durchschnittliche Verkaufspreis für die jeweiligen Ernteprodukte, berechnet aus den Erntejahren 2009, 2010 sowie 2011,
- die durchschnittlichen Ausgaben für Mineraldünger, Pflanzenschutz sowie variablen Maschinenkosten für die jeweiligen Früchte, berechnet aus den Erntejahren 2009, 2010 sowie 2011,
- die durchschnittlichen Deckungsbeiträge für die jeweiligen Kulturen, berechnet auf Basis der Richtwert-Deckungsbeiträge der Landwirtschaftskammer Niedersachsen aus den Erntejahren 2009, 2010 sowie 2011 (LANDWIRTSCHAFTSKAMMER NIEDERSACHSEN; 2010 - 2012)
- Einsparung von Betriebsaufwendungen und Arbeitszeit durch nicht erfolgte Weiternutzung (z.B. nicht erfolgte Düngung, Pflanzenschutzmaßnahmen, maschinelle Bearbeitungsgänge),
- Aufwendungen für Grasneuansaat bei Grünland und Ackergrasnutzung (Neuansaat mit Umbruch auf 50 % der Flächen),
- Aufwendungen für Meliorationsmaßnahmen (Arbeitszeit, Gipsdüngung auf ackergenutzte Marschstandorte mit 15 dt/ha bzw. Superphosphatdüngung auf den übrigen Flächen mit 7.5 dt/ha, Ausbringungskosten, Grabenreinigung, Spülung der Drainsysteme, Bodenuntersuchungen auf Salzgehalte und pH-Wert sowie auf Grundnährstoffe wie Phosphat, Kalium und Magnesium),
- Ertragsausfall durch Mindererträge bei den jeweiligen Kulturen (100 % im Szenario 1 auf allen Flächen sowie zusätzlich 25 % im Szenario 2 auf den weniger wasserdurchlässigen Standorten wie den Marschen oder Parabraunerden aus Geschiebelehm).

Grundlage der betriebswirtschaftlichen Daten sind eigene Erhebungen der Landwirtschaftskammer von Markt- und Preisstatistiken sowie Daten des Kuratoriums für Technik und Bauwesen in der Landwirtschaft für der Herleitung des Arbeitszeitbedarfes und Maschinenkosten (KTBL, 2012). Eine Durchschnittsbetrachtung der letzten drei Erntejahre soll Marktschwankungen ausgleichen und ein aussagekräftiges Ergebnis abliefern im Gegensatz zu einer isolierten Betrachtung über nur ein Vegetationsjahr. Zusätzlich anfallende Arbeiten werden mit Vollkostenansätzen (variable Maschinenkosten und Ansatz für Abnutzung und Zinsansatz) bewertet. Es wird davon ausgegangen, dass der Betrieb seine Maschinen an der Abschreibungsschwelle nutzt. Darüber hinaus wird hier für die eingesetzte Arbeit ein Stundensatz von 17,50 € unterstellt.

Der Deckungsbeitrag ist eine in der Teilkostenrechnung etablierte Kennzahl. Er errechnet sich für jedes Produktionsverfahren als Differenz aus den in Geld gemessenen Erträgen und den Aufwendungen für die variablen Produktionsfaktoren. Im Gegensatz zu einer Betrachtung auf Basis der direktkostenfreien Leistung werden hier auch die variablen Maschinenkosten sowie ein Zinsanspruch berücksichtigt.

Bei der Berechnung wird ein umsatzsteuerlich pauschalierender Betrieb unterstellt. Dieses entspricht der Mehrzahl der landwirtschaftlichen Betriebe.

Im Folgenden wird beispielhaft für die Schadensauswirkung an den landwirtschaftlichen Kulturen die Betroffenheit von Winterweizen auf Marsch- (Ertragsklasse "hoch") und Geeststandorten (Ertragsklasse "niedrig") abgebildet. Die betriebswirtschaftlichen Berechnungen wurden von Hilmar Gerdes, Landwirtschaftskammer Niedersachsen, durchgeführt.

Tab. 5.23: Schadensberechnung Winterweizen (Szenario 1)

Positionen	Marschstandort, Ertragsklasse "hoch" (90 dt/ha); €/ha	Geeststandort, Ertragsklasse "niedrig" (70 dt/ha); €/ha
Verkaufserlös	1.690,28	1.326,56
eingesparte Düngemittel (80 %)	-366,77	-326,29
eingesparte Pflanzenschutzmittel (80 %)	-135,91	-97,07
eingesparte variable Maschinenkosten (45 %)	-102,22	-96,57
eingesparte Arbeitszeit (35 %)	-47,25	-44,10
Marsch: Gipsdüngemittel (15 dt/ha) Geest: Superphosphat (7.5 dt/ha)	330,00	325,30
Maschinenkosten "Düngerausbringung"	7,40	7,40
Grabenräumung, Drainagereinigung	50,00	50,00
Bodenuntersuchung (Salzgehalt und Nährstoffe)	60,28	60,28
Schaden im Szenario 1	1.485,81	1.205,51

In Tab. 5.23 ist die Herleitung des Schadens für Winterweizen im Jahr der Überflutung dargestellt. Im Mittel der Jahre 2009-2011 wird ein durchschnittlicher Verkaufserlös von 1.690,28 €/ha (Marsch) bzw. 1.326,56 €/ha (Geest) angenommen. Durch die Überflutung wird dieser Verkaufserlös nicht erzielt und geht daher als Schaden in die Berechnung ein. Da der Zeitpunkt für die Überflutung während des Winters angenommen wird, werden bei der Bewirtschaftung die Aufwendungen für Dünge- und Pflanzenschutzmittel sowie für Maschinenkosten und Arbeitszeit eingespart. Die angegebene prozentuale Reduzierung bezieht sich auf den Gesamtaufwand für das Vegetationsjahr. Diese eingesparten Positionen werden schadensmindernd berücksichtigt.

Nach dem Überflutungsereignis ist für die Verbesserung der Bodenstruktur und der Pflanzenversorgung eine Gabe von 15 dt/ha Gipsdüngemittel (Marsch) bzw. 7.5 dt/ha Superphosphat (Geest) erforderlich. Die entsprechenden Kosten werden zusammen mit den dafür notwendigen Maschinenkosten ausgewiesen. Ebenso erfordert das Überflutungsereignis die Grabenräumung sowie das Spülen der Drainsysteme. Dafür werden pauschal 50 €/ha in Ansatz gebracht. Zusätzlich sind Bodenuntersuchungen auf Salzgehalte und Grundnährstoffe notwendig. Insgesamt ergibt sich im ersten Szenario für die Kultur Winterweizen ein Schaden im Überflutungsjahr von 1.485,81 €/ha (Marsch) bzw. 1.205,51 €/ha (Geest).

In Tab. 5.24 wird zusätzlich zum Schaden aus Szenario 1 noch ein weiterer Ertragsrückgang im Folgejahr von 25 % auf den weniger wasserdurchlässigen Marschstandorten für das zweite Szenario erwartet, so dass das Schadenspotential für die Marschstandorte auf 1.908,38 €/ha steigt. Für die durchlässigen Geeststandorte wird im Folgejahr kein Ertragsausfall für das zweite Szenario angenommen. Für die Geeststandorte sind die Schadenshöhen beider Szenarien daher identisch.

Tab. 5.24: Schadensberechnung Winterweizen (Szenario 2)

	Marschstandort, Ertragsklasse "hoch" (90 dt/ha); €/ha	Geeststandort, Ertragsklasse "niedrig" (70 dt/ha); €/ha
Schaden im Szenario 1	1.485,81 €/ha	1.205,51 €/ha
25 % Minderertrag im Folgejahr	422,57 €/ha	kein Ertragsausfall
Schaden im Szenario 2	1.908,38 €/ha	1.205,51 €/ha (s. Szenario 1)

Diese Schadensberechnungen wurden für alle maßgeblichen Kulturen durchgeführt. Das Ergebnis dieser Berechnungen ist in Tab. 5.25 dargestellt.

Tab. 5.25: Kulturspezifische Schadenshöhen

Kultur	Ertragsklasse	kulturspezifische Schadenshöhe (€/ha)	
		Szenario 1	Szenario 2
Grünland (Mähweide, 2 Schnitte)	hoch (54 GJ NEL/ha)	887,19	1.118,13
	niedrig (51,5 GJ NEL/ha)	868,71	1.088,95
Ackergras (Mischung A1, 5 Schnitte)	hoch (100 GJ NEL/ha)	1.126,54	1.554,21
	niedrig (90 GJ NEL/ha)	950,22	1.335,12
Winterweizen	hoch (90 dt/ha)	1.485,81	1.908,38
	niedrig (70 dt/ha)	1.205,51	1.537,14
Wintergerste	hoch (90 dt/ha)	1.309,08	1.665,75
	niedrig (70 dt/ha)	1.035,04	1.312,46
Sommergerste	hoch (80 dt/ha)	923,79	1.263,63
	niedrig (60 dt/ha)	800,11	1.091,40
Winterraps	hoch (40 dt/ha)	1.378,00	1.768,47
	niedrig (30 dt/ha)	1.002,03	1.294,89
Silomais (Biogas)	hoch (550 dt/ha)	1.361,27	1.843,28
	niedrig (500 dt/ha)	1.216,15	1.654,34
Speisekartoffeln	hoch (500 dt/ha)	5.973,85	8.017,61
	niedrig (400 dt/ha)	4.558,54	6.193,55
Zuckerrüben	hoch (700 dt/ha)	1.593,76	2.291,40
	niedrig (550 dt/ha)	1.109,14	1.657,29
Ackerbohnen	hoch (50 dt/ha)	749,80	1.022,35
	niedrig (40 dt/ha)	564,51	785,34
Blumenkohl (nur Büsum)	Ertrag: 27.000 Köpfe/ha; Verkauf: 21.600 Köpfe/ha	8.701,76	14.585,35

Bei den Schadensermittlungen sind insbesondere die jährlich stark schwankenden Preise z.B. bei den Verkaufserlösen oder auch bei den Betriebsmitteln wie Dünge- und Pflanzenschutzmittel zu berücksichtigen. So bewegte sich der Verkaufserlös für Silomais (Geeststandort, Ertragsniveau 500 dt/ha) in den Jahren 2009 bis 2011 zwischen ~1.380 und ~2.130 €/ha. Der Deckungsbeitrag schwankte im gleichen Zeitraum sogar von ~360 bis ~1.200 €/ha. Noch drastischer fällt der Vergleich bei Winterweizen aus (Marschstandort, Ertragsniveau 90 dt/ha): Während sich die Verkaufserlöse in den Jahren 2009 bis 2011 zwischen ~1.220 und 2.050 €/ha bewegten, schwankte der Deckungsbeitrag im gleichen Zeitraum von ~120 bis ~1.090 €/ha.

Hinsichtlich der Überstaudauer wird ein Zeitraum von annähernd einer Woche angenommen. Die Überstaudauer kann in Abhängigkeit der örtlichen Situation beträchtlich variieren (topographische Lage, Überstauhöhe, Abfluss- und Entwässerungssituation, Zustand der Gräben, Vorhandensein und Funktion der Schöpfwerke, Zustand der Deiche, nachfolgende Hochwasserstände u.v.m.).

Der Salzgehalt des Überschwemmungswassers ist abhängig von der Region (Nordsee oder Ostsee) und wird stark vom Grad der Aussüßung im Hinterland beeinflusst (Vermischung mit z.B. Flusswasser). Generell kann angenommen werden, dass der Salzgehalt im Bereich der Nordsee-Region (Projektgebiete Norden/Wangerooge, Büsum und Pellworm) höher ist als im Projektgebiet des Oldenburger Grabens. Für die Szenarien werden maximale Salzgehalte von ~35 ‰ (Nordsee) bzw. ~15 ‰ (Ostsee) angesetzt. Diese entsprechen einer elektrischen Leitfähigkeit im Wasser (= EC_w) von 55 mS/cm (Nordsee) bzw. 23 mS/cm (Ostsee). Unter Berücksichtigung eines Konzentrationsfaktors von 0,8 nach Tab. 5.10 (Seite 44) ergeben sich für die elektrische Leitfähigkeit im Bodensättigungsextrakt (= EC_e) Werte in Höhe von 44 mS/cm (Nordsee) bzw. 18 mS/cm (Ostsee).

Entscheidend für die Salzbefrachtung der Flächen und damit für den Strukturzerfall tonreicher Böden sowie für die Pflanzenschädigung ist neben Überstaudauer und Salzgehalt des Wassers die vertikale Eindringtiefe in das

Bodenprofil. Eine Vorsättigung der Böden durch vorhergegangene Niederschläge, der Bearbeitungszustand der Krume (z.B. Maisstoppel oder Pflugfurche) und die bodenartige Profilschichtung (z.B. Tone oder Sande bzw. Marsch oder Geest) beeinflussen maßgeblich die Eindringtiefe. Ebenso sind die Höhe und Verteilung nachfolgender Niederschläge (Auswaschungsgeschwindigkeit) sowie das Ausmaß der Evapotranspiration (kapillarer Wiederaufstieg salzhaltigen Bodenwassers und Wiederversalzung) wichtige Einflussgrößen für das Ausmaß der Schädigung. Zu all den genannten Faktoren können keine differenzierten Annahmen getroffen werden. Ebenso wird nicht hinsichtlich der Schädigungseffekte unterschieden, obwohl die Schädigung der Kulturen primär durch den NaCl-Gehalt erfolgt. Der Sauerstoffmangel infolge Überstau ist lediglich als sekundärer Effekt zu werten, da sich die Kulturen zwischen November und Februar in einer relativ stoffwechsel-inaktiven Phase befinden (Winterruhe, nur begrenztes Wachstum).

5.7.1 Szenario 1: Ertraglicher Totalausfall im ersten Jahr

Grundsätzlich erstreckt sich der Betrachtungszeitraum für das erste Szenario lediglich über ein Jahr. Im zweiten Jahr werden keine Ertragsausfälle angenommen.

Für das Szenario 1 wird eine Schädigung aller Kulturen zu 100 % auf allen Flächen angesetzt (Totalausfall, keine Nutzung im ersten Jahr). Von den überfluteten Winterungen (Wintergetreide, Winterraps) können im ersten Jahr keine Ernten eingefahren werden. Das betroffene Ackergras sowie das Grünland lässt keine Schnittnutzung oder Beweidung zu und muss zu 50% neu angesät werden. Eine Frühjahrssaatsaat bzw. -bestellung von Sommerungen wie Sommergetreide, Mais, Kartoffeln, Rüben, Leguminosen und Gemüse ist nicht möglich. Der Anbau der Folgefrüchte kann im ersten Jahr frühestens erst im Spätsommer/Herbst (Winterraps, Wintergetreide) bzw. im nächsten Frühjahr des zweiten Jahres erfolgen (Sommergetreide, Mais, Kartoffeln, Rüben, Leguminosen und Gemüse). Generell sind Bodenuntersuchungen (Grundnährstoffe, pH, Salzgehalte) sowie Meliorationsmaßnahmen erforderlich (Grabenräumung, Spülung der Drainsysteme, Düngung mit Gips bzw. Superphosphat).

5.7.2 Szenario 2: Ertraglicher Totalausfall im ersten Jahr sowie Teilausfall im Folgejahr auf den undurchlässigeren Standorten

Für das zweite Szenario gelten die Bedingungen wie in Szenario 1. Allerdings erstreckt sich der Betrachtungszeitraum für das zweite Szenario über zwei Jahre. Erst im dritten Jahr treten keine Ertragsausfälle auf.

Zusätzlich wird angenommen, dass in Szenario 2 im Gegensatz zum ersten Szenario in allen Projektgebieten der Flächenanteil, der im zweiten Jahr für den Anbau von Sommergetreide vorgesehen war im Herbst des ersten Jahres mit Wintergetreide bestellt wird (Substitution des Sommergetreides durch Wintergetreide).

Zudem werden im zweiten Szenario die unterschiedlichen Standortqualitäten hinsichtlich ihrer Entsalzungsgeschwindigkeit berücksichtigt. Zusätzlich zu den Totalausfällen in allen Kulturen auf allen Flächen im ersten Jahr (s. Szenario 1) wird für die Marschstandorte der Projektgebiete Norden/Wangerooe, Büsum und Pellworm sowie für die Marsch/Moor-Standorte im Projektgebiet Norden und für das gesamte Projektgebiet Oldenburger Graben im zweiten Jahr ein Ertragsausfall in Höhe von 25 % für alle Kulturen angenommen. Dagegen gilt für die Geest- und Geest/Moor-Standorte in den Projektgebieten Norden und Büsum sowie für die Sandstandorte auf Wangerooe die Annahme, dass aufgrund der erhöhten Durchlässigkeit im zweiten Jahr keine Ertragsausfälle zu erwarten sind.

Im Gegensatz zu den anderen Projektregionen findet im Gebiet des Oldenburger Grabens keine Differenzierung für das zweite Szenario statt, da der Flächenanteil an stark durchlässigen Sandstandorten sehr niedrig ist und die klimatische Wasserbilanz erheblich geringer ausfällt als in den anderen Projektgebieten (KWB Oldenburger Graben: 100 mm/a; KWB übrige Gebiete: 347 - 455 mm/a). Diese Einschätzung wird durch die geringeren Entsalzungsgeschwindigkeiten im Bereich des Oldenburger Grabens unterstützt (Abb. 5.20). Es ist nicht auszuschließen, dass für das Projektgebiet Oldenburger Graben erheblich höhere Ertragsausfälle als 25 % im zweiten Jahr zu erwarten sind oder sich die Ertragsausfälle möglicherweise bis in die weiteren Folgejahre erstrecken können.

Allerdings wird im Gegensatz zu den anderen Projektgebieten die Salzbefrachtung im Bereich des Oldenburger Grabens aufgrund des geringeren Salzgehaltes der Ostsee höchstwahrscheinlich geringer ausfallen. Demnach kann wiederum nicht ausgeschlossen werden, dass im Bereich des Oldenburger Grabens trotz geringerer Entsalzungsgeschwindigkeiten sich dennoch unkritische Salzgehalte relativ rasch in der Bodenlösung einstellen.

5.8 Vorgehensweise bei der monetären Abschätzung der Ertragsausfälle am Beispiel des Projektgebietes Norden

Im Folgenden wird am Beispiel der Marsch- und Geeststandorte des Projektgebietes Norden die Vorgehensweise bei der monetären Schadensermittlung für beide Szenarien beschrieben. Auf eine gesonderte Darstellung der Berechnung für die übrigen Gebietskulissen Marsch/Moor und Geest/Moor im Bereich Norden

sowie Wangerooge wird an dieser Stelle verzichtet, da sich die Vorgehensweisen entsprechen. In Kapitel 5.9 erfolgt die Gesamtdarstellung der Schadenspotentiale aller Projektgebiete.

5.8.1 Projektgebiet Norden: Marschstandorte / Ertragsklasse "hoch"

5.8.1.1 Szenario 1

Nachdem für jede Kultur die Berechnung der spezifischen Schadenshöhe in Abhängigkeit von der Ertragsgüte des Standortes und von dem Szenario durchgeführt wurde (Tab. 5.25, Seite 72), erfolgt entsprechend den standörtlichen Anbauverhältnissen (Kapitel 5.6) eine Gewichtung der Schadenshöhe ackergenutzter Flächen (Tab. 5.26). Dieses führt zu einem durchschnittlichen Schaden auf Ackerflächen in Höhe von 1.380 €/ha. Die Schadenshöhe für Grünland entspricht dem Ergebnis aus Tab. 5.25 und beträgt 887 €/ha.

Tab. 5.26: Nutzungsdifferenzierte Schadenshöhe (Norden, Marschstandorte, Ertragsklasse "hoch", Szenario 1)

Kulturen	Anbauverhältnis (%)	Schadenshöhe Ackerkultur (€/ha)	gewichteter Schaden Ackernutzung (€/ha)
Wintergetreide (Winterweizen)	66	1.486	1.380
Winterraps	12	1.378	
Silomais	10	1.361	
Sommergetreide (Sommergerste)	3	924	
Ackergras	6	1.127	
Schadenshöhe Grünland (€/ha)			887

Mit Berücksichtigung des Grünland- und Ackeranteils aus Kapitel 5.6 erfolgt unter Verwendung der Schadenshöhen aus Tab. 5.26 die Ermittlung des durchschnittlichen Schadenpotentials für landwirtschaftlich genutzte Flächen am jeweiligen Standort (hier: 1.188 €/ha, s. gewichteter Schaden Acker/Grünland; Tab. 5.27). Dessen Multiplikation mit der Fläche führt zum Gesamtschadenspotential in der jeweiligen Kulisse eines Projektgebietes (hier: ~28.3 Mio. €).

Tab. 5.27: Durchschnittliche und Gesamtschadenshöhe (Norden, Marschstandorte, Ertragsklasse "hoch", Szenario 1)

Acker-, Grünlandanteil (%)	61/39
gewichteter Schaden Acker/Grünland im Szenario 1 (€/ha)	1.188
Fläche (ha)	23.800
Gesamtschaden Szenario 1 (€)	28.262.704

5.8.1.2 Szenario 2

Zum Vergleich der Szenarien ist in Tab. 5.28 das Ergebnis der Berechnungen für das Szenario 2 dargestellt. Die Unterschiede resultieren aus der Annahme, dass zum Totalausfall im ersten Jahr zusätzlich noch 25 % Ertragsausfall im Folgejahr auf Marschstandorten auftreten. Zudem wurde Sommergerste durch Winterweizen substituiert.

Tab. 5.28: Nutzungsdifferenzierte Schadenshöhe (Norden, Marschstandorte, Ertragsklasse "hoch", Szenario 2)

Kulturen	Anbauverhältnis (%)	Schaden je Ackerkultur (€/ha)	gewichteter Schaden Ackernutzung (€/ha)
Wintergetreide (Winterweizen)	69	1.908	1.809
Winterraps	12	1.768	
Silomais	10	1.843	
Sommergetreide (Sommergerste)	0	1.264	
Ackergras	6	1.554	
Schadenshöhe Grünland (€/ha)			1.118

Bei einem Grünland- und Ackeranteil von 61 bzw. 39 % (Tab. 5.29) führt ein Schaden von 1.809 €/ha auf Ackerflächen und 1.118 €/ha auf Grünland (Tab. 5.28) zu einer durchschnittlichen Schadenshöhe von 1.540 €/ha.

Für die Marschstandorte mit einer Fläche von 23.800 ha ergibt sich somit im Szenario 2 ein Gesamtschadenspotential von ~36.6 Mio. € (Tab. 5.29).

Tab. 5.29: Durchschnittliche und Gesamtschadenshöhe (Norden, Marschstandorte, Ertragsklasse "hoch", Szenario 2)

Acker-, Grünlandanteil (%)	61/39
gewichteter Schaden Acker/Grünland im Szenario 2 (€/ha)	1.540
Fläche (ha)	23.800
Gesamtschaden Szenario 2 (€)	36.648.235

5.8.2 Projektgebiet Norden: Geeststandorte / Ertragsklasse "niedrig"

Im Gegensatz zu den Marschen weisen die Geeststandorte ein geringeres Ertragspotential auf (Ertragsklasse "niedrig"). Zudem bestehen Unterschiede hinsichtlich der Anbauverhältnisse. Beide Faktoren beeinflussen maßgeblich die Höhe der Schadenspotentiale.

Ein weiterer Unterschied zu den Marschen besteht darin, dass auf den durchlässigeren Geeststandorten für das zweite Jahr keine Ertragsausfälle angenommen werden. In diesem Fall ist die Schadenshöhe in beiden Szenarien identisch.

5.8.2.1 Szenario 1

Nach Berechnung der kulturspezifischen Schadenshöhe in Abhängigkeit von der Ertragsgüte des Standortes und von dem Szenario (Tab. 5.25, Seite 72) wurde entsprechend den standörtlichen Anbauverhältnissen (Kapitel 5.6) eine Gewichtung der Schadenshöhe ackergenutzter Flächen vorgenommen (Tab. 5.30). Das Ergebnis weist für Ackerflächen einen durchschnittlichen Schaden in Höhe von 1.117 €/ha aus und beträgt für Grünland 869 €/ha.

Tab. 5.30: Nutzungsdifferenzierte Schadenshöhe (Norden, Geeststandorte, Ertragsklasse "niedrig", Szenario 1)

Kulturen	Anbauverhältnis (%)	Schadenshöhe Ackerkultur (€/ha)	gewichteter Schaden Ackernutzung (€/ha)
Wintergetreide (Wintergerste)	23	1.035	1.117
Silomais	66	1.216	
Sommergetreide (Sommergerste)	6	800	
Ackergras	3	950	
Schadenshöhe Grünland (€/ha)			869

Mit Berücksichtigung des Grünland- und Ackeranteils aus Kapitel 5.6 erfolgt unter Verwendung der Schadenshöhen aus Tab. 5.30 die Ermittlung des durchschnittlichen Schadenpotentials für landwirtschaftlich genutzte Flächen am jeweiligen Standort (hier: 993 €/ha, s. gewichteter Schaden Acker/Grünland; Tab. 5.31). Dessen Multiplikation mit der Fläche führt zum Gesamtschadenspotential in der jeweiligen Kulisse eines Projektgebietes (hier: ~10.7 Mio. €).

Tab. 5.31: Durchschnittliche und Gesamtschadenshöhe (Norden, Geeststandorte, Ertragsklasse "niedrig", Szenario 1)

Acker-, Grünlandanteil (%)	50/50
gewichteter Schaden Acker/Grünland im Szenario 1 (€/ha)	993
Fläche (ha)	10.800
Gesamtschaden Szenario 1 (€)	10.724.049

5.8.2.2 Szenario 2

Aufgrund der Standorteigenschaften der durchlässigeren Geeststandorte werden für das zweite Jahr keine Ertragsausfälle angenommen. Somit entsprechen sich die Schadenshöhen beider Szenarien.

5.9 Gesamtdarstellung der Schadenspotentiale in den Projektgebieten

5.9.1 Schadenspotentiale im Projektgebiet Norden (ohne Wangerooge)

In Tab. 5.32 sind die Schadenspotentiale der jeweiligen Standorte für die unterschiedlichen Nutzungen und Szenarien im Projektgebiet Norden in Ergänzung zu Kapitel 5.8 aufgeführt. Die Darstellung der Ergebnisse für den Bereich Wangerooge erfolgt gesondert in Kapitel 5.9.2.

Tab. 5.32: Schadenspotentiale Projektgebiet Norden (ohne Wangerooge)

Standort / Ertragsklasse *	Nutzung	Fläche (ha)	Anteil (%)	Schadenspotential			
				Szenario 1		Szenario 2	
				€/ha	Gesamt (€)	€/ha	Gesamt (€)
Marsch / "hoch"	Acker	14.518	61	1.380	20.027.853	1.809	26.269.798
	Grünland	9.282	39	887	8.234.851	1.118	10.378.436
	Gesamt	23.800	100	1.188	28.262.704	1.540	36.648.235
Marsch_Moor / "hoch"	Acker	703	38	1.340	941.743	1.789	1.257.484
	Grünland	1.147	62	887	1.017.601	1.118	1.282.489
	Gesamt	1.850	100	1.059	1.959.344	1.373	2.539.973
Geest / "niedrig"	Acker	5.400	50	1.117	6.033.042	1.117	6.033.042
	Grünland	5.400	50	869	4.691.007	869	4.691.007
	Gesamt	10.800	100	993	10.724.049	993	10.724.049
Geest_Moor / "niedrig"	Acker	602	47	1.102	662.768	1.102	662.768
	Grünland	678	53	869	589.329	869	589.329
	Gesamt	1.280	100	978	1.252.097	978	1.252.097
Projektgebiet Norden Gesamt **		37.730	A: 57% G: 43%	1.118	42.198.194	1.356	51.164.354

* Standorte / Ertragsklasse: Zuordnung s. Kapitel 5.5.2; ** A: Acker, G: Grünland; grau hinterlegte Zahlen wurden für die Kartendarstellungen verwendet (= geographische Zuordnung der Schadenspotentiale)

Da für die niedersächsischen Projektgebiete im Gegensatz zu den schleswig-holsteinischen Betrachtungsräumen (Feldblockebene) die jeweilige Flächennutzung auf Schlagebene geographisch verortet vorliegt, können die ermittelten Schadensbeträge anschließend im GIS detailliert den tatsächlich als Acker bzw. als Grünland genutzten Flächen zugewiesen und das Ergebnis als Karte dargestellt werden.

In Abb. 5.22 sind die Schadenspotentiale im Szenario 1 für das Projektgebiet Norden dargestellt. Die Schadenshöhen auf den Grünlandstandorten bewegen sich zwischen 869 €/ha (Geest, Geest/Moor) und 887 €/ha (Marsch, Marsch/Moor). Dagegen fallen die Schadenspotentiale auf den als Acker genutzten Flächen mit 1.102 €/ha (Geest/Moor) bis 1.380 €/ha (Marsch) entsprechend höher aus. Insgesamt ergibt sich unter Berücksichtigung der Anbauverhältnisse für landwirtschaftlich genutzte Flächen im ersten Szenario ein durchschnittliches Schadenspotential in Höhe von 1.118 €/ha (s.a. Tab. 5.32).

Die Schadenspotentiale für das zweite Szenario enthält Abb. 5.24. Die untere Schadensgrenze entspricht der aus dem ersten Szenario, da auf den Geeststandorten für das zweite Jahr keine Ertragsausfälle angenommen werden. Sie beträgt für Grünlandflächen 869 €/ha (Geest, Geest/Moor). Das Schadenspotential für Grünlandflächen in den Standortklassen Marsch sowie Marsch/Moor fällt aufgrund des für diese Standorte im zweiten Jahr angenommenen zusätzlichen Ertragsausfalls von 25 % mit 1.118 €/ha höher aus als im ersten Szenario. Entsprechend bewegen sich die Schadenshöhen für Ackerflächen

zwischen 1.102 € (Geest/Moor) und 1.809 €/ha (Marsch). Unter Berücksichtigung der Anbauverhältnisse ergibt sich im zweiten Szenario eine durchschnittliche Schadenshöhe für landwirtschaftlich genutzte Flächen in Höhe von 1.356 €/ha.

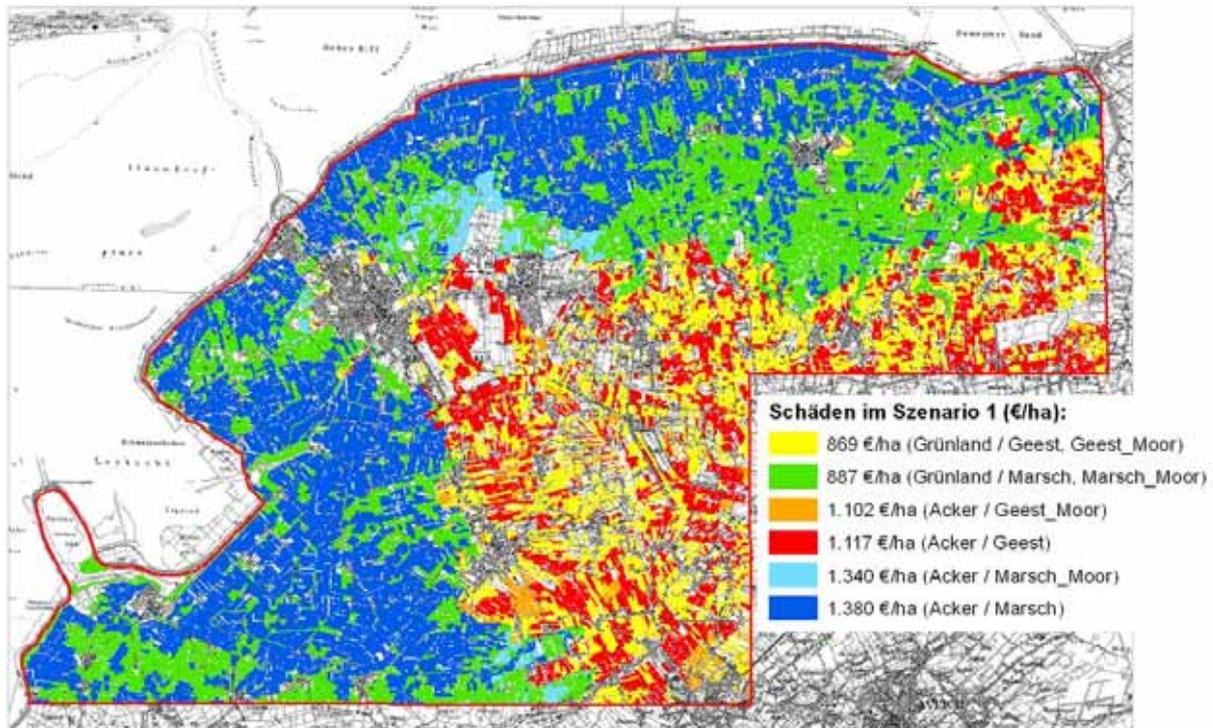


Abb. 5.22: Schadenspotentiale im Projektgebiet Norden (Szenario 1)

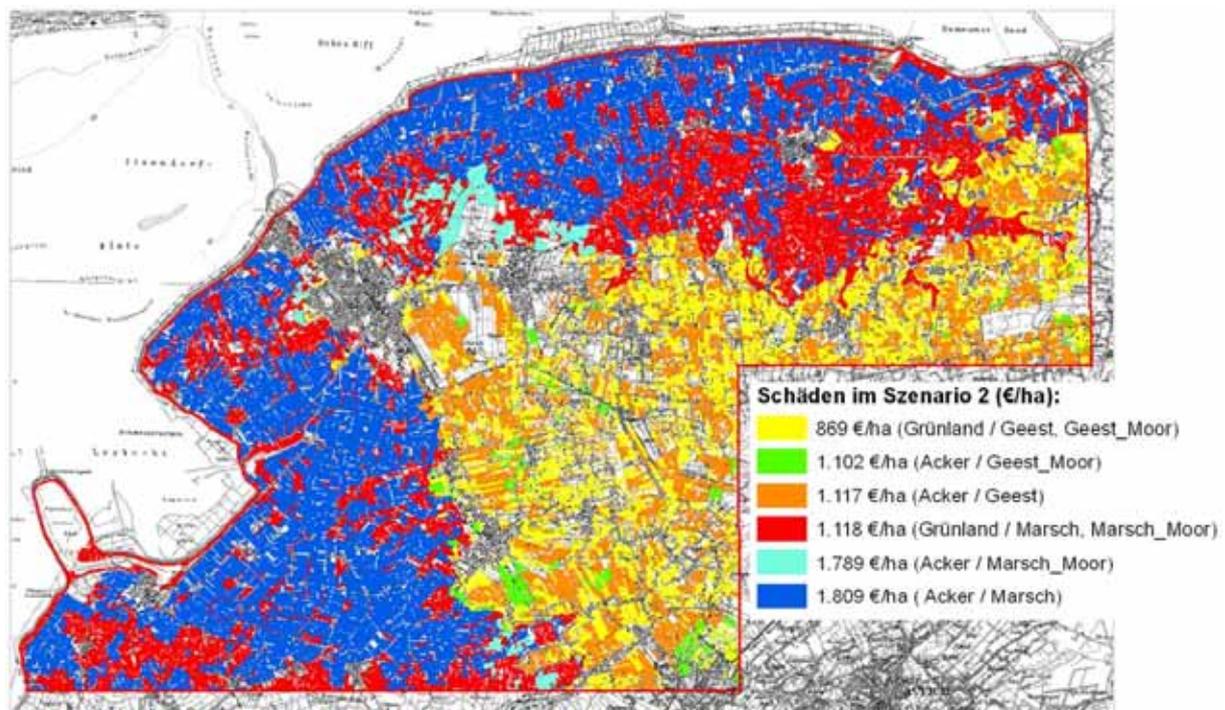


Abb. 5.23: Schadenspotentiale im Projektgebiet Norden (Szenario 2)

5.9.2 Schadenspotentiale im Projektgebiet Wangerooge

Da die Flächen auf Wangerooge lediglich als Grünland genutzt werden, bewegen sich die Schadenshöhen auf einem relativ niedrigen Niveau und schwanken im ersten Szenario zwischen 869 €/ha (Sandstandorte wie Gleye und Regosole) und 887 €/ha (Kleimarsch). Im Bereich der Marschen erhöht sich das Schadenspotential im zweiten

Szenario aufgrund des zusätzlichen Ertragsausfalles in Höhe von 25 % im zweiten Jahr auf 1.118 €/ha. Für die durchlässigen Sandstandorte werden im zweiten Szenario keine zusätzlichen Ausfälle angenommen, so dass die Schadenshöhe unverändert 869 €/ha beträgt (Tab. 5.33). Insgesamt ergeben sich je nach Szenario durchschnittliche Schadenspotentiale von 882 und 1.044 €/ha.

Tab. 5.33: Schadenspotentiale Projektgebiet Wangerooge

Standort / Ertragsklasse *	Nutzung	Fläche (ha)	Anteil (%)	Schadenspotential			
				Szenario 1		Szenario 2	
				€/ha	Gesamt (€)	€/ha	Gesamt (€)
Kleimarsch / "hoch"	Acker	0	0	0	0	0	0
	Grünland	62	100	887	55.005	1.118	69.324
	Gesamt	62	100	887	55.005	1.118	69.324
Gleye, Regosole / "niedrig"	Acker	0	0	0	0	0	0
	Grünland	26	100	869	22.586	869	22.586
	Gesamt	26	100	869	22.586	869	22.586
Projektgebiet Wangerooge Gesamt **		88	A: 0% G: 100%	882	77.592	1.044	91.910

* Standorte / Ertragsklasse: Zuordnung s. Kapitel 5.5.2; ** A: Acker, G: Grünland; grau hinterlegte Zahlen wurden für die Kartendarstellungen verwendet (= geographische Zuordnung der Schadenspotentiale)

Die geographische Zuordnung der Schaden ist Abb. 5.24 zu entnehmen.

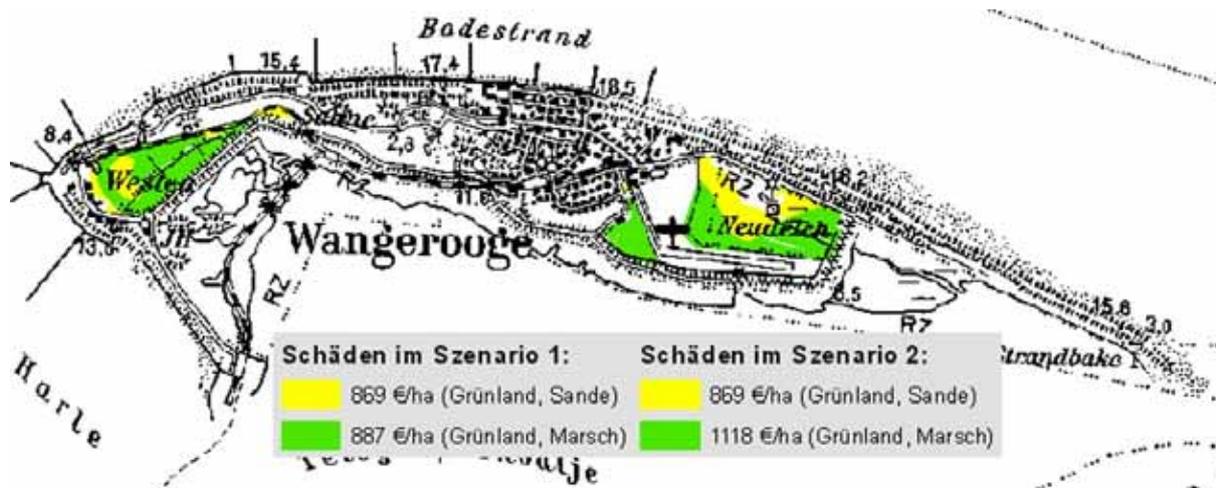


Abb. 5.24: Schadenspotentiale Projektgebiet Wangerooge

5.9.3 Schadenspotentiale im Projektgebiet Büsum

Tab. 5.34 beschreibt die Schadenspotentiale der jeweiligen Standorte für die unterschiedlichen Nutzungen und Szenarien im Projektgebiet Büsum. Die relativ durchlässigen Standorte in der niedrigen Ertragsklasse weisen für beide Szenarien identische Schadenshöhen auf und bewegen sich nutzungsabhängig zwischen 869 und 1.165 €/ha. Die schwer durchlässigen Marschstandorte weisen je nach Szenario unterschiedliche Schadenshöhen auf, da im zweiten Szenario zusätzliche Ertragsausfälle von 25 % im zweiten Anbaujahr angenommen werden. Die Schadensbeträge fallen aufgrund des hohen Ertragspotentials sowie des hohen Ackerflächenanteils relativ hoch aus, zudem führt v.a. der Kohlanbau in den Kalk- und Kleimarschen mit Schadensbeträgen von bis zu 3.839 €/ha im zweiten Szenario zu den höchsten Schadenspotentialen aller Projektgebiete. Insgesamt beläuft sich die durchschnittliche Schadenshöhe für das Projektgebiet Büsum im ersten Szenario auf 2.033 €/ha bzw. auf 2.914 €/ha im zweiten Szenario.

Tab. 5.34: Schadenspotentiale Projektgebiet Büsum

Standort / Ertragsklasse *	Nutzung	Fläche (ha)	Anteil (%)	Schadenspotential			
				Szenario 1		Szenario 2	
				€/ha	Gesamt (€)	€/ha	Gesamt (€)
Kalkmarsch / "hoch"	Acker	16.037	79	2.614	41.917.353	3.839	61.560.198
	Grünland	4.060	20	887	3.601.971	1.118	4.539.588
	Gesamt	20.300	99	2.265	45.979.115	3.289	66.767.460
Kleimarsch / "hoch"	Acker	3.276	78	1.826	5.981.043	2.578	8.446.597
	Grünland	924	22	887	819.759	1.118	1.033.148
	Gesamt	4.200	100	1.619	6.800.802	2.257	9.479.744
Dwog-, Knickmarsch / "hoch"	Acker	1.846	71	1.774	3.274.559	2.479	4.576.623
	Grünland	728	28	887	645.871	1.118	813.995
	Gesamt	2.600	99	1.523	3.960.030	2.094	5.445.069
Organomarsch, Organomarsch über Niedermoor / "hoch"	Acker	77	17	1.252	95.743	1.707	130.614
	Grünland	374	83	887	331.364	1.118	417.620
	Gesamt	450	100	949	427.107	1.218	548.234
Rohmarsch / "hoch"	Acker	0	0	0	0	0	0
	Grünland	400	100	887	354.874	1.118	447.250
	Gesamt	400	100	887	354.874	1.118	447.250
Hoch-, Niedermoor / "niedrig"	Acker	13	5	963	12.037	963	12.037
	Grünland	238	95	869	206.317	869	206.317
	Gesamt	250	100	873	218.354	873	218.354
Pseudogley, Braunerde, Podsol / "niedrig"	Acker	170	53	1.165	197.596	1.165	197.596
	Grünland	150	47	869	130.653	869	130.653
	Gesamt	320	100	1.026	328.249	1.026	328.249
Gley / "niedrig"	Acker	30	43	1.122	33.772	1.122	33.772
	Grünland	40	57	869	34.661	869	34.661
	Gesamt	70	100	978	68.434	978	68.434
Projektgebiet Büsum Gesamt **		28.590	A: 75% G: 24%	2.033	58.136.966	2.914	83.302.794

* Standorte / Ertragsklasse: Zuordnung s. Kapitel 5.5.2; ** A: Acker, G: Grünland; grau hinterlegte Zahlen wurden für die Kartendarstellungen verwendet (= geographische Zuordnung der Schadenspotentiale)

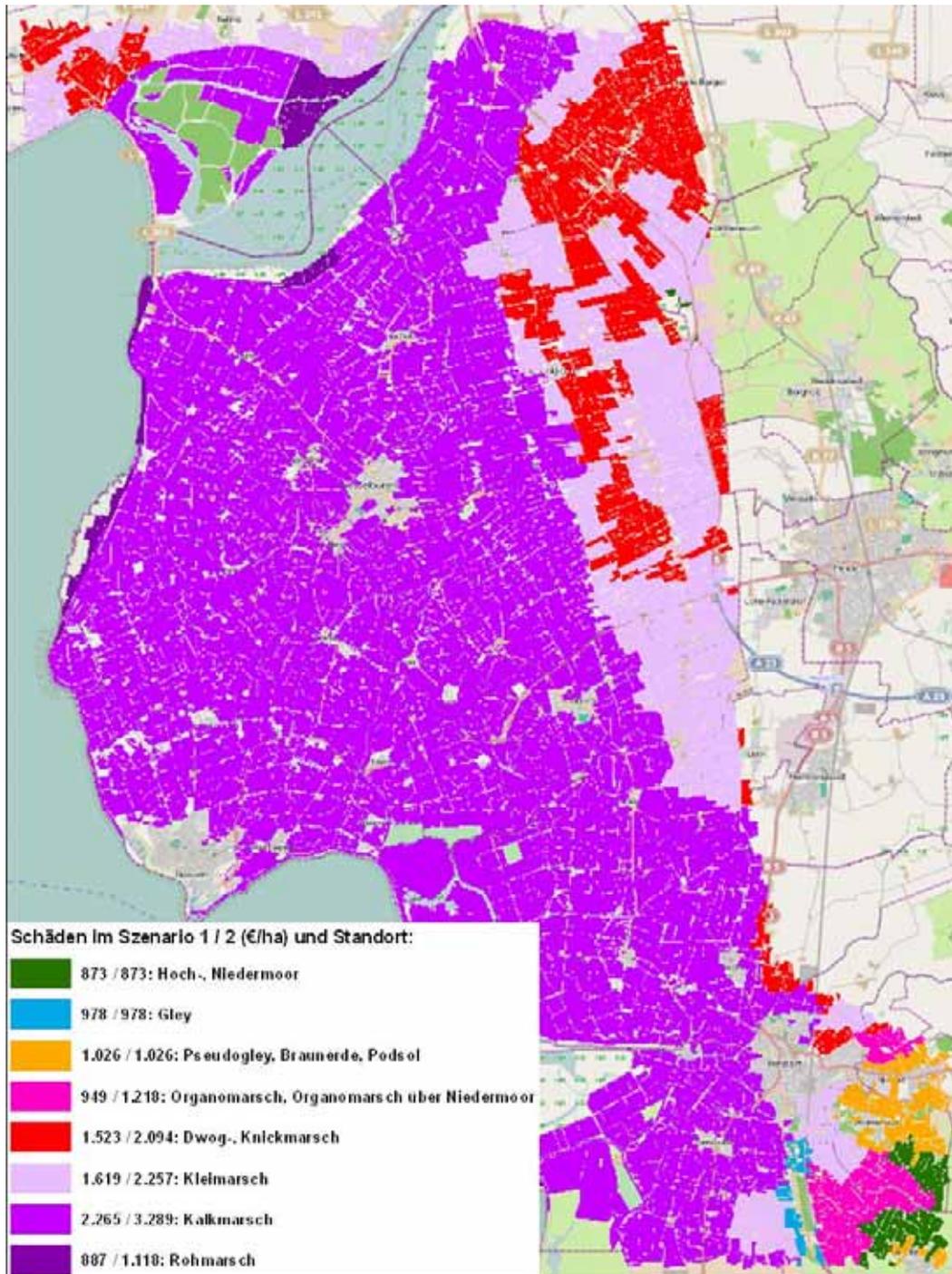


Abb. 5.25: Schadenspotentiale Projektgebiet Büsum

Da im Gegensatz zu den niedersächsischen Projektgebieten für die schleswig-holsteinischen Gebiete lediglich Angaben auf Feldblockebene zur Verfügung standen, konnten für die geographische Zuordnung der Schadenspotentiale lediglich die flächengewichteten Durchschnittswerte aus dem Verhältnis von Grünland- zu Ackernutzung herangezogen werden (grau hinterlegte Zahlen in Tab. 5.34). Dieser Umstand ermöglicht eine entsprechend weniger detailliertere kartographische Darstellung auf Feldblockebene im Vergleich zu den niedersächsischen Betrachtungsräumen (Abb. 5.25).

5.9.4 Schadenspotentiale im Projektgebiet Pellworm

Das Projektgebiet Pellworm weist nur Marschflächen mit hohem Ertragspotential auf. Für alle Flächen wird aufgrund der relativ schwer durchlässigen Standorte für das zweite Szenario ein Ertragsausfall von 25 % im zweiten Anbaujahr angenommen. Die Schadenspotentiale schwanken im ersten Szenario von 887 €/ha bei Grünlandnutzung bis zu 1.284 €/ha bei Ackernutzung. Im zweiten Szenario liegen die Beträge zwischen 1.118 €/ha (Grünland) und

1.793 €/ha (Acker). Insgesamt beträgt das durchschnittliche Schadenspotential für das Projektgebiet Büsum im ersten Szenario 1.087 €/ha bzw. 1.457 €/ha im zweiten Szenario (Tab. 5.35).

Tab. 5.35: Schadenspotentiale Projektgebiet Pellworm

Standort / Ertragsklasse *	Nutzung	Fläche (ha)	Anteil (%)	Schadenspotential			
				Szenario 1		Szenario 2	
				€/ha	Gesamt (€)	€/ha	Gesamt (€)
Kalkmarsch / "hoch"	Acker	158	72	1.280	202.701	1.793	283.962
	Grünland	62	28	887	54.651	1.118	68.877
	Gesamt	220	100	1.170	257.351	1.604	352.838
Klei-, Dwogmarsch / "hoch"	Acker	1.004	52	1.284	1.288.918	1.775	1.781.027
	Grünland	926	48	887	821.888	1.118	1.035.831
	Gesamt	1.930	100	1.094	2.110.806	1.460	2.816.858
Knick-, Dwogmarsch / "hoch"	Acker	248	45	1.209	299.221	1.718	425.159
	Grünland	303	55	887	268.373	1.118	338.233
	Gesamt	550	100	1.032	567.594	1.388	763.392
Projektgebiet Pellworm Gesamt **		2.700	A: 53% G: 47%	1.087	2.935.752	1.457	3.933.087

* Standorte / Ertragsklasse: Zuordnung s. Kapitel 5.5.2; ** A: Acker, G: Grünland; grau hinterlegte Zahlen wurden für die Kartendarstellungen verwendet (= geographische Zuordnung der Schadenspotentiale)

Für die kartographische Darstellung der Schadenspotentiale (Abb. 5.25) wurden die grau hinterlegten Durchschnittsbeträge aus Tab. 5.35 herangezogen, da für Pellworm keine schlagbezogenen, sondern nur feldblockbezogene Nutzungsdaten vorlagen.

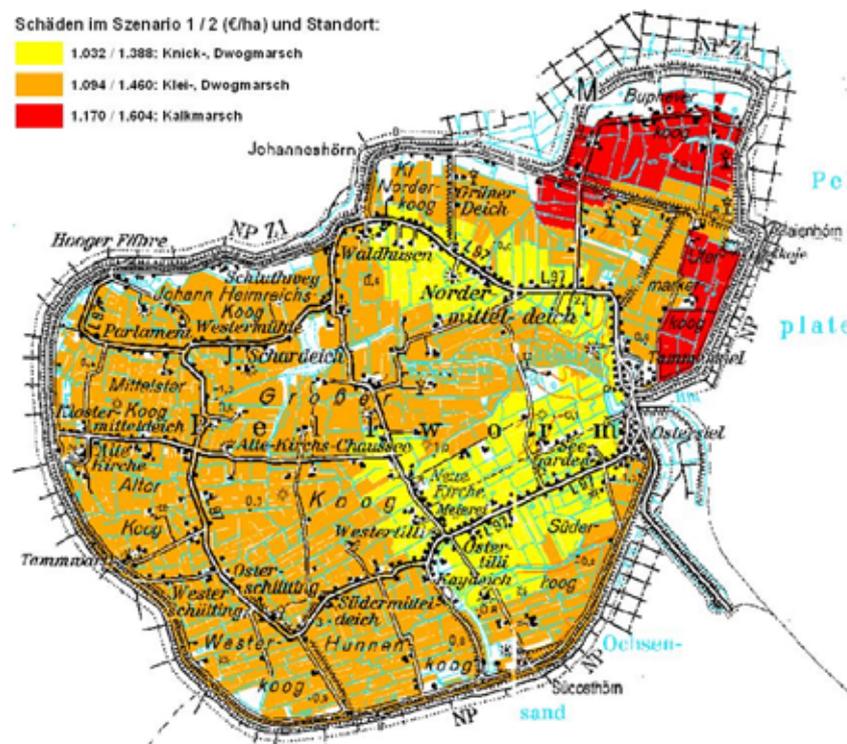


Abb. 5.26: Schadenspotentiale Projektgebiet Pellworm

5.9.5 Schadenspotentiale im Projektgebiet Oldenburger Graben

Für das im östlichen Hügelland Schleswig-Holsteins im Bereich der Jungmoräne liegende Projektgebiet Oldenburger Graben gilt die Annahme, dass aufgrund der klimatischen Bedingungen (Wasserbilanz) und der großen

Verbreitung von Standorten mit relativ geringer Wasserdurchlässigkeit (Geschiebelehme, -mergel, Beckenschluffe und -tone sowie Niedermoore) im zweiten Anbaujahr auf allen Flächen Ertragsverluste von 25 % eintreten (Szenario 2). Zudem wird das Ertragspotential der Parabraunerden und Pseudogleye aus Geschiebelehm/-mergel höher eingeschätzt als das der organisch geprägten oder sandig-lehmigeren Standorte (Tab. 5.36).

Während sich im ersten Szenario die Schadenspotentiale von 869 €/ha (Grünland; Ertragsklasse "niedrig") bis 1.315 €/ha (Acker; Ertragsklasse "hoch") bewegen, erstreckt sich die Spannweite der Schadenshöhen im zweiten Szenario von 1.089 €/ha (Grünland; Ertragsklasse "niedrig") bis 1.705 €/ha. Im Gesamtdurchschnitt ergeben sich gemäß Tab. 5.36 Schadenshöhen von 1.142 €/ha (Szenario 1) bzw. 1.474 €/ha (Szenario 2).

Tab. 5.36: Schadenspotentiale Projektgebiet Oldenburger Graben

Standort / Ertragsklasse *	Nutzung	Fläche (ha)	Anteil (%)	Schadenspotential			
				Szenario 1		Szenario 2	
				€/ha	Gesamt (€)	€/ha	Gesamt (€)
Parabraunerde, Pseudogley, Gley (Lehm, Sand, Schluff, Ton) / "hoch"	Acker	4.370	89	1.315	5.746.155	1.705	7.450.244
	Grünland	491	10	887	435.608	1.089	534.676
	Gesamt	4.910	99	1.272	6.244.204	1.643	8.065.576
Niedermoor (Niedermoor, Sand, Lehm, Schluff, Ton) / "niedrig"	Acker	1.055	37	1.053	1.110.100	1.413	1.490.115
	Grünland	1.739	61	869	1.510.244	1.089	1.893.145
	Gesamt	2.850	98	938	2.673.820	1.211	3.452.307
Parabraunerde, Braunerde, Bänderparabraunerde (Sand, Lehm) / "niedrig"	Acker	217	70	1.059	229.783	1.362	295.550
	Grünland	71	23	869	61.939	1.089	77.642
	Gesamt	310	93	1.012	313.679	1.294	401.282
Gley (Sand) / "niedrig"	Acker	0	0	0	0	0	0
	Grünland	60	100	869	52.122	1.089	65.337
	Gesamt	60	100	869	52.122	1.089	65.337
Projektgebiet Oldenburger Graben Gesamt **		8.130	A: 74% G: 25%	1.142	9.283.826	1.474	11.984.503

* Standorte / Ertragsklasse: Zuordnung s. Kapitel 5.5.2; ** A: Acker, G: Grünland; grau hinterlegte Zahlen wurden für die Kartendarstellungen verwendet (= geographische Zuordnung der Schadenspotentiale)

Für den Betrachtungsraum Oldenburger Graben gilt hinsichtlich der geographischen Zuordnung der Schadenspotentiale der gleiche Umstand wie für Büsum und Pellworm. Da keine schlagbezogenen, sondern nur feldblockbezogene Nutzungsdaten vorliegen, können nur die grau hinterlegten Durchschnittswerte aus Tab. 5.36 und nicht die nutzungsspezifischen Schadenshöhen (Grünland/Acker) für die räumliche Zuweisung der Schadenspotentiale herangezogen werden (Abb. 5.27).

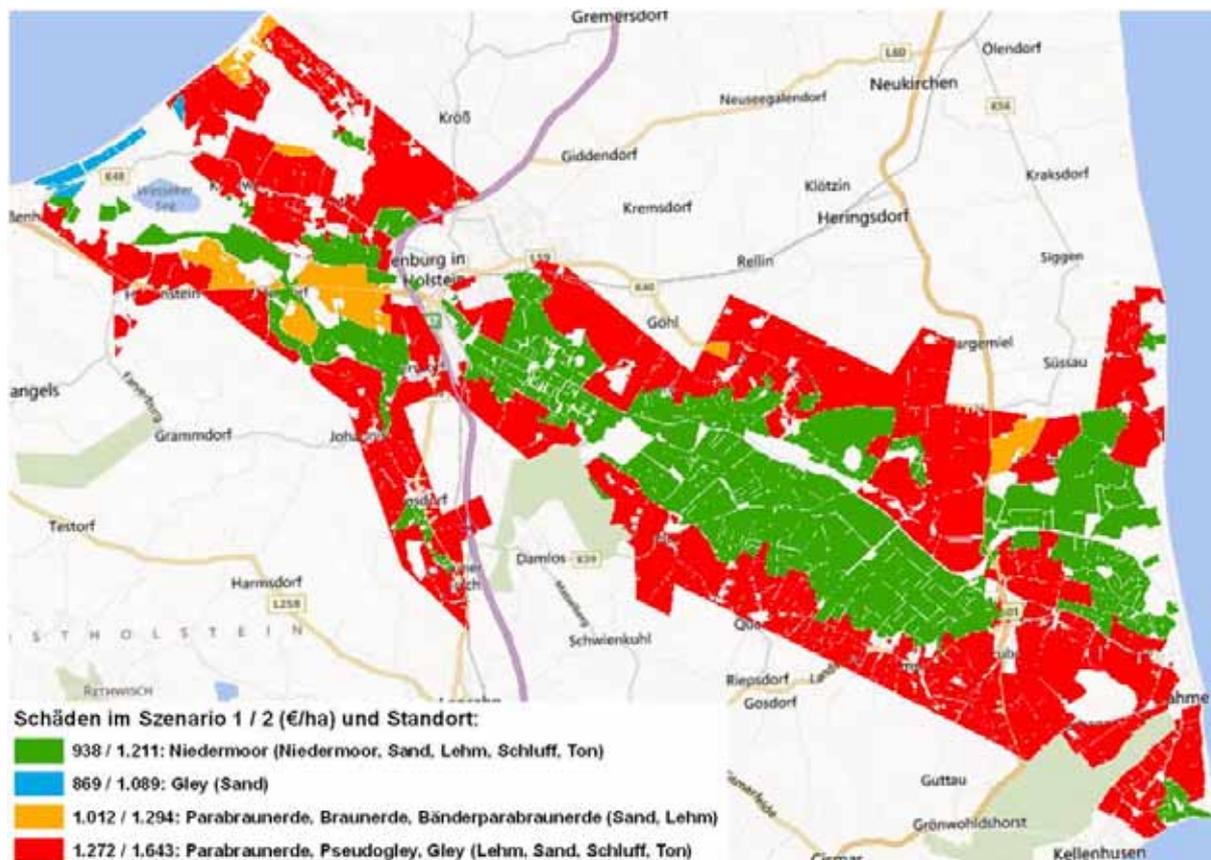


Abb. 5.27: Schadenspotentiale Projektgebiet Oldenburger Graben

5.9.6 Gesamtdarstellung der Schadenspotentiale aller Projektgebiete

Die folgende Darstellung in Tab. 5.37 dient lediglich dem Vergleich der durchschnittlichen Schadenshöhen in den jeweiligen Projektgebieten. Die dort aufgeführten Durchschnittsbeträge wurden nicht für die räumliche Zuordnung herangezogen.

Tab. 5.37: Übersicht der Schadenspotentiale aller Projektgebiete

Projekt-gebiet	Fläche (ha)	Acker/Grün-land (%)	Schadenspotential							
			Szenario 1				Szenario 2			
			Ø €/ha	Min. (€/ha)	Max. (€/ha)	Σ (€)	Ø €/ha	Min. (€/ha)	Max. (€/ha)	Σ (€)
Norden	37.730	57/43	1.118	869	1.380	42.198.194	1.356	869	1.809	51.164.354
Wangerooge	88	0/100	882	869	887	77.592	1.044	869	1.118	91.910
Büsum	28.590	75/24	2.033	869	2.614	58.136.966	2.914	869	3.839	83.302.794
Pellworm	2.700	53/47	1.087	887	1.284	2.935.752	1.457	1.118	1.793	3.933.087
OL-Graben	8.130	74/25	1.142	869	1.315	9.283.826	1.474	1.089	1.705	11.984.503
Gesamt	77.238		1.458	869	2.614	112.632.329	1.948	869	3.839	150.476.648

Der Vergleich der durchschnittlichen Schadenshöhen ergibt, dass für das Gebiet Büsum die mit Abstand höchsten Schadenspotentiale zu erwarten sind (Szenario 1: Ø 2.033 €/ha bzw. Szenario 2: 2.914 €/ha). Die Projektgebiete Oldenburger Graben, Norden und Pellworm folgen im Mittelfeld mit Ø 1.087 - 1.142 €/ha im Szenario 1 bzw. mit 1.356 - 1.474 €/ha im Szenario 2. Die weitaus geringsten Schäden sind aufgrund der

ausschließlichen Grünlandnutzung im Gebiet Wangerooge mit Ø 882 €/ha (Szenario 1) bzw. 1.044 €/ha (Szenario 2) anzunehmen.

Für die Gesamtfläche aller Projektgebiete beträgt im ersten Szenario unter der Annahme eines Totalverlustes von 100 % auf allen Standorten im ersten Anbaujahr die durchschnittliche Schadenshöhe 1.458 €/ha mit einer Spannweite von 869 bis 2.614 €/ha.

Unter der Annahme, dass auf den wasserundurchlässigeren Standorten im zweiten Anbaujahr zusätzlich ein Ertragsausfall in Höhe von 25 % auftritt, ergibt sich für das zweite Szenario über die Gesamtfläche betrachtet ein durchschnittliches Schadenspotential von 1.948 €/ha mit einer Schwankungsbreite von 869 bis 3.839 €/ha.

Bei einer Überflutung aller Betrachtungsräume mit einer landwirtschaftlichen Fläche von ~77.000 ha würden sich somit Schadenssummen in Höhe von ~113 Mio. (Szenario 1) bzw. ~150 Mio. € (Szenario 2) ergeben.

5.10 Fazit

Unter der Annahme eines Deichbruchszenarios wurden die möglichen Auswirkungen eines Salzwasser-Überstaus auf landwirtschaftlich genutzte Flächen in niedersächsischen und schleswig-holsteinischen Regionen erörtert.

Nach einem historischen Rückblick auf Überschwemmungsereignisse des letzten Jahrhunderts wurden die Folgen des Salzwassereinflusses auf Pflanzen sowie auf Böden dargestellt und Kriterien für das Ausmaß deren Schädigung aufgezeigt. Besonders die praktischen Erfahrungen aus den Überschwemmungen des Ülvesbüller Kooges in 1962 und der Kehdinger Marsch in 1976 führten unter Beachtung kulturartenspezifischer Salztoleranzen und bodenkundlicher Überlegungen zu Entsalzungsgeschwindigkeiten zu Annahmen, die die Grundlagen für zwei Szenarien bildeten.

Nach der Überflutung im Zeitraum November bis Februar wurde für das erste Szenario angenommen, dass im ersten Jahr unabhängig von der Wasserdurchlässigkeit der Standorte ein Totalausfall bei sämtlichen Kulturen zu erwarten ist. Dagegen bestand für das zweite Szenario die Annahme, dass zusätzlich zu dem Totalausfall im ersten Jahr ein Ertragsausfall in Höhe von 25 % bei allen Kulturen auf den weniger wasserdurchlässigen Standorten eintreten wird, während auf den durchlässigen Sandstandorten im zweiten Szenario kein Ausfall zu beklagen ist.

Die Ermittlung der kulturspezifischen Schadenshöhen erfolgte nach den Grundsätzen der Deckungsbeitragsrechnung und berücksichtigte zwei standortabhängige Ertragsklassen. Unter Verwendung von Daten aus dem landwirtschaftlichen Flächenkataster sowie unter Beachtung bodenkundlicher Standortinformationen wurden anschließend die Schadenspotentiale für beide Szenarien berechnet.

Die ermittelten Schadenspotentiale berücksichtigen

- die standörtlichen Unterschiede aufgrund bodenkundlicher Daten,
- die Schadenshöhen der jeweiligen Kultur je nach Ertragsklasse,
- die Fruchtfolgen auf den Ackerstandorten und deren Anbauverhältnis,
- den Grünland- und Ackerflächenanteil sowie
- das jeweilige Szenario.

Das Ergebnis dieser Berechnungen enthält Tab. 5.38. Die aufgeführten Schadenspotentiale stellen die Spannbreiten der geographisch zugewiesenen Schadenshöhen in den jeweiligen Regionen dar und schwanken je nach Ertragsklasse, Nutzung und Kultur sowie Anbauverhältnis von 869 - 2.265 €/ha im ersten Szenario und von 869 - 3.289 €/ha im zweiten Szenario.

Zu beachten ist, dass aufgrund der unterschiedlichen Datenlage im Gegensatz zu den schlagbezogenen Angaben in Niedersachsen, die Angaben für die schleswig-holsteinischen Gebiete flächenunschärfer auf Feldblockebene erfolgen und daher für Schleswig-Holstein keine räumlichen Differenzierungen in Grünland- und Ackerflächen möglich sind. In diesem Fall sind - analog zu Niedersachsen - die Schadenspotentiale für Acker- und Grünlandnutzung kulturspezifisch berechnet worden, allerdings erfolgte dann anschließend im Unterschied zu Niedersachsen eine nach Grünland-Ackeranteil flächengewichtete Durchschnittsbildung bei den Schadenspotentialen.

Tab. 5.38: Räumlich zugewiesene Schadenspotentiale in den Projektgebieten

Projektgebiet	Nutzung	Schadenspotential (€/ha)	
		Szenario 1	Szenario 2
Norden/Wangeroooge	Acker	1.102 - 1.380	1.102 - 1.809
	Grünland	869 - 887	869 - 1.118
Büsum	Acker/Grünland*	873 - 2.265	873 - 3.289
Pellworm	Acker/Grünland*	1.032 - 1.170	1.388 - 1.604
Oldenburger Graben	Acker/Grünland*	869 - 1.272	1.089 - 1.643

* In den schleswig-holsteinischen Gebieten ist eine räumliche Zuweisung der Schadenspotentiale lediglich auf Feldblockebene möglich. Daher erfolgt keine Differenzierung in Grünland- und Ackernutzung.

Aufgrund der komplexen Zusammenhänge ergeben sich diverse Unsicherheiten hinsichtlich der den Szenarien zugrunde liegenden Annahmen. Diese Unsicherheiten beziehen sich u.a. auf

- zu erwartenden Salzgehalte im überstauendem Medium (Nordsee-, Ostseewasser, Verdünnungen über Flussläufe),
- sich in der Bodenlösung einstellende Salzgehalte (Ausgangswassergehalte, Niederschläge),
- Vorsättigung des Bodens (Eindringwiderstand, Verdünnung),
- Höhe und Verteilung der Niederschläge (Entsalzungsgeschwindigkeit),
- Temperaturverlauf besonders während der Vegetationsperiode (Evapotranspiration, kapillare Nachlieferung salzhaltigen Wassers),
- Zustand/Leistung der Entwässerungssysteme (Gruppen, Dräne, Vorfluter, Schöpfwerke),
- Zeitpunkt und Dauer des Überstaus (Vegetationsstadium der Kulturen),
- Kationenaustauscherkapazität des Bodens (Bodenart, pH-Wert, Ionen-Belegung, Na-Sättigung) → Aggregatstabilität, Austauschervermögen,
- Versorgungsgrad des Bodens bzw. der Kulturen mit Hauptnährelementen (z.B. Kalium) und Kalkversorgung (pH-Wert),
- Bearbeitungszustand des Bodens vor Überflutung (unbearbeitet, Pflugbrache, bestellt),
- Strukturstabilität des Bodens vor Überstau (stabiles Krümelgefüge, Kohärentgefüge, Einzelkorngefüge),
- Tiefe des Grundwasserspiegels (Abfuhr salzhaltigen Wassers, Aufstieg Süßwasser),
- Kapillarität und Drainfähigkeit des Bodens (Auswaschung, Wiederaufstieg salzhaltigen Wassers, Aufstieg Süßwasser),
- Vorhandensein/Tiefenlage von Verdichtungshorizonten oder auch Torflagen → z.B. Knickmarschen, Podsole, Pseudogleye, Moore,
- tatsächliche Salztoleranz der unter humiden Bedingungen angebauten Kulturen,
- Schwankungen in den Anbauverhältnissen (Vorzüglichkeit der Kulturen),
- Schwankungen bei den Kosten für Betriebsmittel sowie bei den Erzeugerpreisen.

Zudem fehlen belastbare Erfahrungen hinsichtlich des Überstaus landwirtschaftlicher Flächen mit Salzwasser und den Folgen für Böden und Kulturen. Besonders für den Ostseeraum lag kein Datenmaterial vor, während für den Bereich der Nordsee zumindest auf Erfahrungswerte und Zahlenmaterial zu den Überflutungen im Ülvesbüller Koog 1962 sowie in der Kehdinger Marsch 1976 zurückgegriffen werden konnte.

Nicht auszuschließen ist, dass die tatsächlichen Schadenspotentiale von den ermittelten Schadenshöhen um ein Vielfaches abweichen können. Besonders hinsichtlich der Abschätzung möglicher Ertragsausfälle für die Folgejahre nach einer Überflutung mit Salzwasser bestehen weiterhin große Unsicherheiten, aus denen ein weiterer Forschungsbedarf abzuleiten ist.

5.11 Schrifttum

- ACHTNICH, W. (1980): BEWÄSSERUNGS-LANDBAU
 AD-HOC ARBEITSGRUPPE BODEN (2005): BODENKUNDLICHE KARTIERANLEITUNG. 5. AUFLAGE, HANNOVER
 BERGMANN, M. (2005): BERECHNUNG DES SALZGEHALTES DER ELBE. WASSERGÜTESTELLE ELBE
 BUNDESAMT FÜR SEESCHIFFFAHRT UND HYDROGRAPHIE, BSH (2008): NATURVERHÄLTNISSE OSTSEE. TEIL B ZU DEN
 HANDBÜCHERN FÜR DIE OSTSEE UND DAS KATTEGAT

- BUNDESAMT FÜR SEESCHIFFFAHRT UND HYDROGRAPHIE, BSH (2009): NATURVERHÄLTNISSE NORDSEE UND ENGLISCHER KANAL
- DADSHANI, S.A.W. (2006): UNTERSUCHUNGEN ZUR GENOTYPISCHEN SALZRESISTENZ VON GERSTE IN SEMI-ARIDEN GEBIETEN. DIPL.-ARBEIT. UNIVERSITÄT BONN
- DIN 19684-10:2009-01 (2009): BODENBESCHAFFENHEIT - CHEMISCHE LABORUNTERSUCHUNGEN - TEIL 10: UNTERSUCHUNG UND BEURTEILUNG DES WASSERS BEI BEWÄSSERUNGSMAßNAHMEN
- DIN 19732:1997-06 (1997): BESTIMMUNG DES STANDÖRTLICHEN VERLAGERUNGSPOTENTIALS VON NICHT-SORBIERBAREN STOFFEN
- FAO (1985): WATER QUALITY FOR AGRICULTURE. FAO IRRIGATION AND DRAINAGE PAPERS 29 REV.1. ROME
- FAO (2002): AGRICULTURAL DRAINAGE WATER MANAGEMENT IN ARID AND SEMI-ARID-AREAS. FAO IRRIGATION AND DRAINAGE PAPERS 61. ROME
- FINCK, A. (1975): PFLANZENWACHSTUM AUF SALZBÖDEN. ASPEKTE DER PHYSIOLOGIE UND DÜNGUNG. ZEITSCHRIFT FÜR BEWÄSSERUNGSWIRTSCHAFT, HEFT 1, S. 47-62
- FINCK, A. (2007): PFLANZENERNÄHRUNG UND DÜNGUNG IN STICHWORTEN. 6. AUFLAGE
- GOLISCH, G., KUNTZE, H. (1962): VERSALZUNG DER ÜBERFLUTETEN BÖDEN. BODENKUNDE UND KULTURTECHNIK. 1. LEHRGANG VOM 04. BIS 06. JUNI 1962 IN HAMELN/WESER. LEHRGANGSBERICHT NR.1. BUND DER WASSER- UND KULTURBAUINGENIEURE, LANDESVERBAND NIEDERSACHSEN, BERLIN UND BREMEN.
- HANNOVERSCHE LAND- UND FORSTWIRTSCHAFTLICHE ZEITUNG (1962A): DEICHE UND WIEDERAUFBAU HABEN VORRANG. Nr. 10, 10.03.1962, S. 546
- HANNOVERSCHE LAND- UND FORSTWIRTSCHAFTLICHE ZEITUNG (1962B): DIE OBSTBAUERN ZIEHEN BILANZ. Nr. 12, 24.03.1962, S. 658
- HANNOVERSCHE LAND- UND FORSTWIRTSCHAFTLICHE ZEITUNG (1962C): HAT DIE STURMFLUT DIE GRASNARBE GESCHADET? Nr. 13, 31.03.1962, S. 725-726
- HANNOVERSCHE LAND- UND FORSTWIRTSCHAFTLICHE ZEITUNG (1962D): VERSALZUNG DER ÜBERFLUTETEN BÖDEN. Nr. 14, 07.04.1962, S. 781-782
- HILLEL, D. (2000): SALINITY MANAGEMENT FOR SUSTAINABLE IRRIGATION. INTEGRATING SCIENCE, ENVIRONMENT, AND ECONOMICS. THE WORLD BANK WASHINGTON, D.C.
- KESKIN, B. (2005): ACKERBAULICH GENUTZTE BÖDEN IN DER WEST-TÜRKEI: PROBLEME DER BODENVERSALZUNG BZW. – ALKALISIERUNG. DISSERTATION. CARL VON OSSIEZKY UNIVERSITÄT OLDENBURG
- KLAGHOFER, E. (2003): HOCHWASSER UND LANDNUTZUNG. SCHRIFTENREIHE DES BUNDESAMTES FÜR WASSERWIRTSCHAFT, ÖSTERREICH, V 275, 19, S. 60-69
- KOYRO, H.W., LIETH, H. (1998): SALINITY CONVERSION TABLE. 2. AUFLAGE.
- KRETSCHMAR, R. (1989): KULTURTECHNISCH-BODENKUNDLICHES PRAKTIKUM. INSTITUT FÜR WASSERWIRTSCHAFT UND LANDSCHAFTSÖKOLOGIE, UNIVERSITÄT KIEL
- KTBL, KURATORIUM FÜR TECHNIK UND BAUWESEN IN DER LANDWIRTSCHAFT E.V. (2012): BETRIEBSPLANUNG LANDWIRTSCHAFT 2012/13. DATEN FÜR DIE BETRIEBSPLANUNG IN DER LANDWIRTSCHAFT. 23. AUFLAGE, DARMSTADT
- KUNTZE, H., ROESCHMANN, G., SCHWERTFEGER, G. (1988): BODENKUNDE. 4. AUFLAGE.
- LANDESAMT FÜR BERGBAU, ENERGIE UND GEOLOGIE, LBEG (2008): GRUNDWASSERNEUBILDUNG IN NIEDERSACHSEN. GEOBERICHTE 10. HANNOVER
- LANDESAMT FÜR BERGBAU, ENERGIE UND GEOLOGIE, LBEG (2011): AUSWERTUNGSMETHODEN BODENSCHUTZ. GEOBERICHTE 19. HANNOVER
- LANDWIRTSCHAFTSKAMMER NIEDERSACHSEN (2010): RICHTWERT-DECKUNGSBEITRÄGE 2009, OLDENBURG
- LANDWIRTSCHAFTSKAMMER NIEDERSACHSEN (2011): RICHTWERT-DECKUNGSBEITRÄGE 2010, OLDENBURG
- LANDWIRTSCHAFTSKAMMER NIEDERSACHSEN (2012): RICHTWERT-DECKUNGSBEITRÄGE 2011, OLDENBURG
- LANDWIRTSCHAFTSBLATT WESER-EMS (1962A): SCHWERE WASSER- UND STURMFLUTSCHÄDEN AUCH IN WESER-EMS. Nr. 8, 22.02.1962, S. 347
- LANDWIRTSCHAFTSBLATT WESER-EMS (1962B): BODEN- UND PFLANZENSCHÄDEN DURCH MEERWASSER. S. 398-399
- LANDWIRTSCHAFTSBLATT WESER-EMS (1962C): VERSALZUNG DES BODENS DURCH ÜBERFLUTUNG MIT MEERWASSER. S. 566-567
- LANDWIRTSCHAFTSBLATT WESER-EMS (1962D): STARKE VERSALZUNG DER ÜBERFLUTETEN POLDER. S. 456-457
- LANDWIRTSCHAFTSBLATT WESER-EMS (1962E): STAND DER BODENVERSALZUNG IN DEN ÜBERFLUTETEN POLDERN. S. 774-775
- LÄUCHLI, A., LÜTTGE, U. (2002): SALINITY: ENVIRONMENT - PLANTS - MOLECULES. SPRINGER
- LECHER, K., LÜHR, H.P., ZANKE, C.E. (HRSG.), (2001): TASCHENBUCH DER WASSERWIRTSCHAFT, 8. AUFLAGE
- MAAS, E.V. (1993): TESTING CROPS FOR SALINITY TOLERANCE. PROC. WORKSHOP ON ADAPTION OF PLANTS TO SOIL STRESSES. P. 234-247. IN: J.W. MARANVILLE, B.V. BALIGAR, R.R. DUNCAN, J.M. YOHE (EDS.) INTSORMIL. PUB. NO. 94-2, UNIV. OF NE, LINCOLN, NE, AUGUST 14.1993
- MINHORLAM (2010): MINDERUNG VON HOCHWASSERRISIKEN DURCH NICHT-STRUKTURELLE LANDNUTZUNGSMAßNAHMEN IN ABFLUSSBILDUNGS- UND ÜBERSCHWEMMUNGSGEBIETEN. ANLAGE B1 ZUM ERGEBNISBERICHT DES BMBF-FORSCHUNGSPROJEKTES MINHORLAM
- MOLEN, VAN DER W.H. (1957): THE EXCHANGEABLE CATIONS IN SOILS FLOODED WITH SEAWATER. DE INUNDATIES GEDURENDE 1944-45 EN HUNGEVOLGEN VOOR DE LANDBOW. DEEL 9. VERSL. LANDBOUWK., ONDERZ., NO. 63. 17
- MUNNS, R., HUSAIN, S., RIVELLI, A.R., JAMES, R.A., CONDON, A.G., LINDSAY, M.P., LAGUDAH, E.S., SCHACHTMAN, D.P., HARE, R.A. (2002): AVENUES FOR INCREASING SALT TOLERANCE OF CROPS AND THE ROLE OF PHYSIOLOGICALLY BASED SELECTION TRAITS. PLANT AND SOIL, 247, S. 93-105
- NIEDERSÄCHSISCHES MINISTERIUM FÜR ERNÄHRUNG, LANDWIRTSCHAFT UND FORSTEN (1962): DIE STURMFLUT VOM 16./17. FEBRUAR 1962 IM NIEDERSÄCHSISCHEN KÜSTENGEBIET. DIE KÜSTE, HEFT 10, BAND 1
- NIEDERSÄCHSISCHES LANDESAMT FÜR BODENFORSCHUNG, NLFb (1980): FÜHRER ZU DEN FELDVERSUCHEN, 4. AUFLAGE
- PESSARAKLI (1999): HANDBOOK OF PLANT AND CROP STRESS. 2. AUFLAGE

- RICHARDS, L.A. (HRSG.), (1954): DIAGNOSIS AND IMPROVEMENT OF SALINE AND ALKALI SOILS. US DEPT. AGRIC., AGRIC. HANDB. NO. 60
- ROBINSON, M.F., VERY, A.A., SANDERS, D., MANSFIELD, T.A. (1997): HOW CAN STOMATA CONTRIBUTE TO SALT TOLERANCE? ANNALS OF BOTANY, 80, S. 387-393
- SÄCHSISCHE LANDESANSTALT FÜR LANDWIRTSCHAFT (2005): VERÄNDERTE LANDNUTZUNGSSYSTEME IN HOCHWASSERGEFÄHRDETEN GEBIETEN. SCHRIFTENREIHE DER SÄCHSISCHEN LANDESANSTALT FÜR LANDWIRTSCHAFT. HEFT 12. 10. JAHRGANG
- SCHEFFER/SCHACHTSCHABEL (1989): LEHRBUCH DER BODENKUNDE. 12. AUFLAGE
- SCHEFFER/SCHACHTSCHABEL (2010): LEHRBUCH DER BODENKUNDE. 16. AUFLAGE
- SCHLEIFF, U. (1974A): SALZTOLERANZ VON KULTURPFLANZEN UNTER ÖKOLOGISCHEN BEDINGUNGEN. ZEITSCHR. F. BEWÄSSERUNGSWIRTSCHAFT, HEFT 1, S. 96-102
- SCHLEIFF, U. (1974B): UNTERSUCHUNGEN ÜBER DIE URSACHEN VON SALZSCHÄDEN AN KULTURPFLANZEN. MITTEILUNGEN DER DEUTSCHEN BODENKUNDLICHEN GESELLSCHAFT, BAND 18, S. 284-290
- SCHLEIFF, U. (1977): EINFLUSS VON MAGNESIUM- UND NATRIUM-SALINITÄT AUF DIE MINERALSTOFFVERSORGUNG VON MAIS UND WEIZEN. KALI-BRIEFE. 8. FOLGE, S. 1-11
- STAPLES, R.C., TOENNIESSEN, G.H. (1984): SALINITY TOLERANCE IN PLANTS. STRATEGIES FOR CROP IMPROVEMENT. WILEY-VERLAG
- TANJI, KENNETH K. (1996): AGRICULTURAL SALINITY ASSESSMENT AND MANAGEMENT
- VOIGT, H. (1964): ÜBER DAS AUSMAß DER BODENVERSALZUNG INFOLGE DER STURMFLOT IM FEBRUAR 1962. ZEITSCHRIFT DER DEUTSCHEN GEOLOGISCHEN GESELLSCHAFT, Bd. 116, S. 797-803
- WIDMOSER, P. (HRSG., 1992): ÜBUNGEN IM FACH WASSERWIRTSCHAFT UND MELIORATIONSWESEN. INSTITUT FÜR WASSERWIRTSCHAFT UND LANDSCHAFTSÖKOLOGIE, CHRISTIAN-ALBRECHTS-UNIVERSITÄT KIEL
- WITHERS, B., VIPOND, S., LECHER, K. (1978): BEWÄSSERUNG
- WOHLENBERG, E. (1963): DER DEICHBRUCH DES ÜLVESBÜLLER KOOGES IN DER FEBRUAR-STURMFLOT 1962: VERSALZUNG - ÜBERSANDUNG - REKULTIVIERUNG. DIE KÜSTE 11
- WOHLENBERG, E. (1964): DIE LEISTUNG DER DRAINS FÜR ENTSALZUNG UND OXYDATION IN NEU BEDEICHTEN KÖGEN IN NORDFRIESLAND. MITTEILUNGEN DER DEUTSCHEN BODENKUNDLICHEN GESELLSCHAFT, Bd. 2, S. 73-78
- ZENG, L., SHANNON, M.C., GRIEVE, C.M. (2002): EVALUATION OF SALT TOLERANCE IN RICE GENOTYPES BY MULTIPLE AGRONOMIC PARAMETERS. EUPHYTICA 127, S. 235-245

5.12 Internetquellen

Salzgehalte

- <http://de.wikipedia.org/wiki/Meerwasser>
- <http://de.wikipedia.org/wiki/Salinit%C3%A4t>
- http://www.bsh.de/de/Meeresdaten/Beobachtungen/Meeresphysikalische_Daten/Grundgroessen.jsp#_Scitenanfang

6. Schadenspotentiale und Schäden

6.1 Expertenbefragungen zur Auswirkung von Salzwasser auf Risikoelemente

6.1.1 Gebäude und Inventar

Das Schadenspotential von Gebäuden wird einerseits von der Einwirkung bestimmt, andererseits jedoch auch wesentlich von der Vulnerabilität bzw. der Widerstandskraft des Objektes. Im deutschen Küstenraum sind verschiedene Bauweisen vertreten, die sich in Anlehnung an Maiwald (2008) und Maiwald & Schwarz (2011) in unterschiedliche Verletzbarkeitsklassen einteilen lassen. Während bei hochwassergerechten Stahlbeton- und Mauerwerksbauten ein extrem geringer bzw. kein Schaden zu erwarten ist, ist bei Lehmbauten schon ab geringen Einstaudauern und Einstauhöhen mit großen Schäden bis hin zu Totalverlusten zu rechnen.

Hinsichtlich der Einwirkung von Salzwasser auf unterschiedliche Gebäudetypen sind vor allem die zwischen diesen beiden Extremen liegenden Bauweisen wie Fertigteilmauern, Holzfachwerkbauten, Mauerwerks- und Stahlbetonbauten interessant. Bei Stahlbetonbauten und Holzbauweisen rechnen Experten bei einmaliger Einwirkung (ausgehend von einem Extremereignis, welches eine geringe Eintrittswahrscheinlichkeit hat) mit geringen Schäden bzw. keinem erhöhten Schadenspotential infolge zusätzlicher Salzeinwirkung (National Trust for Historic Preservation, 2008), sofern bei Betonbauten eine ausreichende und intakte Betonüberdeckung vorhanden ist (Auskunft des Referatsleiters Abteilung Baustoffe der Bundesanstalt für Wasserbau, H. Westendarp). Dies sei auch unabhängig von der Einstaudauer der Fall, so Herr Westendarp.

Bei Mauerwerksbauten muss zwischen offenporigen und geschlossen porigen Materialien unterschieden werden. Bei offenporigen Materialien kann das im Wasser gelöste Salz nach Eindringen in die Poren während des Trocknungsprozesses wieder an die Oberfläche transportiert werden. Durch Abspülen der Fassade bzw. die Auswaschung durch Niederschlag wird das Salz vollständig entfernt, wodurch ein zusätzliches Schadenspotential vermieden wird. Bei Mauerwerk, welches mit Porenfüller versehen ist, kann im Gegensatz zu offenporigem Mauerwerk ein erheblicher Schaden entstehen, weil das Salz, welches während der Trocknung zur Mauerwerksoberfläche transportiert wird, nicht entweichen kann, sondern in den Poren hinter der Abdichtung, die über den Porenfüller aufgetragen wurde, eingeschlossen wird. Die Kristallisation der Salze und die damit verbundene räumliche Ausdehnung führt zum Abplatzen der Deckschicht/Putzschicht (National Trust for Historic Preservation, 2008). Ein Beispiel für ein in jüngster Vergangenheit in Venedig aufgetretenen Schaden an Mauerwerksbauten wird in Abb. 6.1 gegeben. Da der Trocknungsprozess wesentlich von den klimatischen Bedingungen und/oder technischen Hilfsmitteln abhängt, tritt der eigentliche Schaden häufig erst deutlich später, nachdem das Ereignis längst abgelaufen ist, ein.



Abb. 6.1: Salzwasserschaden an Mauerwerksbau (Quelle: http://courses.umass.edu/latour/Italy/venice_water/index.html)

Die Quantifizierung in Form von modifizierten Schadensfunktionen ist zum jetzigen Zeitpunkt ohne aufwendige Analysen und Begutachtungen durch Schadensschätzer nicht möglich. Durch mikroskalige Untersuchungen nach abgelaufenen Hochwasserereignissen im Küstenbereich oder synthetische

Schadensermittlungen und den Vergleich mit entsprechenden Schadensereignissen im Binnenbereich kann diese Frage grundsätzlich beantwortet werden.

Neben den Schädigungen des eigentlichen Gebäudes (Baustoffes) können auch Schäden an festem und beweglichem Inventar auftreten. Als besonders vulnerabel haben sich die elektrischen Anlagen in der New Yorker U-Bahn während des Hurrikans Sandy im Oktober 2012 erwiesen. Im Gegensatz zu einer Flutung mit Süßwasser setzten durch die gelösten Salze Korrosionsprozesse ein, wodurch Kurzschlüsse entstehen. Zusätzlich wird die Elektrizität durch das Wasser geleitet was zu einem hohen Risiko für Personen führt. Die Instandsetzungsarbeiten der New Yorker U-Bahn wurden durch die Einwirkung von Salzwasser wesentlich erhöht, da nicht nur das eingedrungene Salzwasser abgepumpt, sondern zur Entfernung der Salzurückstände das gesamte System erneut mit Süßwasser geflutet und abgepumpt werden musste. Anschließend wurden aufwändige und sorgfältige Tests zur Überprüfung aller elektrischen Anlagen durchgeführt (Quelle: diverse online Zeitungsartikel).

Entsprechend des geschilderten Schadensfalls in der New Yorker U-Bahn treten ähnliche Schäden in privaten und gewerblichen Immobilien auf, die nicht nur zu einem Totalschaden elektrischer Installationen oder Kleingeräte führen, sondern ein Sicherheitsrisiko für Personen darstellen. Nach Aussagen des Miami-Dade County Fire Rescue treten trotz verbesserter Sicherheitsstandards elektrischer Geräte jährlich tausende schwere Verletzungen oder Todesfälle durch elektrischen Schlag oder durch Kurzschlüsse verursachte Brände auf.

6.1.2 Landwirtschaft

In Zusammenarbeit mit der Landwirtschaftskammer Niedersachsen ist ein Fragebogen entwickelt worden, der das Ziel verfolgt Informationen über die nachteiligen Folgen einer Überschwemmung auf landwirtschaftliche Nutzflächen zu erhalten (Anhang Fragebogen zu Schäden in der Landwirtschaft). Der Fragebogen ist in zwei Teile gegliedert. Im ersten Teil werden Informationen zu Erfahrungen mit tatsächlich eingetretenen Hochwasserereignissen und den daraus resultierenden Schäden erfasst. Im zweiten Teil geht es um die Einschätzung der Befragten welche Schäden auftreten können und wie sich der Salzgehalt der Nord- und Ostsee auf den zu erwartenden Schaden auswirkt.

Der Fragebogen ist postalisch an 45 Kreisbauernverbände in Mecklenburg-Vorpommern, Niedersachsen und Schleswig-Holstein versendet worden, nach zwei Monaten folgte eine Erinnerung mit digitalem Anhang per Mail.

Insgesamt sind von 12 Bauernverbänden Antworten eingegangen, es haben sich jedoch nur sieben in der Lage gesehen, den Fragebogen zu beantworten. Aufgrund der geringen Anzahl ausgefüllter Fragebögen kann keine statistische Auswertung durchgeführt werden. Dennoch können einige Informationen aus der Beantwortung der Fragen gezogen werden, die nachfolgend dokumentiert werden.

Aus dem ersten Teil des Fragebogens können aufgrund der Tatsache, dass nur drei Personen ein Hochwasserereignis erlebt haben, wenige Informationen zusammengefasst werden. Hinsichtlich der Dauer der Ereignisse und der hieraus resultierenden zeitlichen Beeinträchtigung kann festgehalten werden, dass:

- die Dauer der HW-Ereignisse zwischen 5 und 10 Tage betrug,
- bis vom vollständigen Abfließen des Wassers zwischen 14 und 24 Tage vergingen,
- eine Befahrbarkeit der Wege nach 28 bis 35 Tagen wieder möglich war und
- eine uneingeschränkte Bewirtschaftung der überschwemmten Flächen nach 28 bis 90 Tagen wieder möglich war.

Des Weiteren berichteten alle, dass Luftabschluss durch Überstau und der Ausfall von Pumpen zu den Schäden geführt hat

Den zweiten Teil des Fragebogens haben alle Befragten (sieben Antworten) ganz oder teilweise ausgefüllt. Die Auswertung bzw. Darstellung der Ergebnisse erfolgt für die Fragen, für welche ein eindeutiges Resultat ermittelt oder zumindest ein Trend abgeleitet werden kann. Auf manche Fragen des Fragebogens wird nachfolgend daher kein Ergebnis aufgeführt, da zu wenige und/oder unterschiedliche Antworten gegeben wurden. Bei einzelnen Fragen wird eine Bandbreite der Ergebnisse genannt, da ein Mittelwert aus statistischer Sicht nicht berechnet werden kann. Die Erkenntnisse werden nachfolgend zusammengefasst:

- Alle Befragten erwarten die größten Schäden im Sommer; am zweithäufigsten wird das Frühjahr genannt (6 Antworten).
- Bei Getreide, Grünland und Mais wird mit dem höchsten Schadenspotential gerechnet.
- Als Hauptschadensfaktor wird von allen Befragten der Luftabschluss durch Überstau angegeben. Auf einer Skala von 1 bis 10 wurde fünf Mal der Wert 10 genannt; das Minimum lag bei 7. An zweiter Stelle wird die Verschlämmung angegeben (Skala 6 bis 10), gefolgt von Salzgehalt (4 bis 10), Fließgeschwindigkeit (4 bis 10) und Erosion (3 bis 10).

- Unter der Annahme, dass ein HW-Ereignis gleicher Charakteristik (Überstauhöhe, Fließgeschwindigkeit etc.) auf unterschiedliche Kulturen trifft, wird bei Grünland der höchste zusätzliche Schaden infolge der Salzeinwirkung der Küstengewässer im Vergleich zu Überschwemmungen im Binnenbereich erwartet.
- In Tab. 6.1 wird das erwartete zusätzliche Schadenspotential (Min/Max-Werte) für verschiedene Nutzflächen angegeben.

Tab. 6.1: Erwartete prozentuale Erhöhung des Schadenspotentials infolge Salzeinwirkung auf unterschiedlichen Nutzflächen

Nutzfläche	Min	Max
Grünland	20	50
Ackerland	20	50
Gartenland	20	80
Gebäude	10	100
Maschinen	5	50
Vorräte	50	100

- Als Resultat der Salzeinwirkung werden Wachstumsverschlechterung, Ertragsrückgänge, schlechtere Qualität (jeweils vier Nennungen) und Keimschäden (3 Nennungen) genannt. Die Resistenz gegen Schädlinge scheint keine Rolle zu spielen.
- Weizen, Gerste und Grünland werden in allen Anbauphasen als sensible Kulturen angeführt.
- Neben den Schäden an Kulturen werden bei Marsch- und Moorböden auch Langzeitschäden erwartet; die Regenerationszeit dieser Böden wird auf 1 bis 2 Jahre geschätzt.

Der Vergleich der Befragungsergebnisse mit den Erfahrungen des Orkans Xynthia an der französischen Atlantikküste im Jahr 2010 (Hernu et al., 2010) zeigt, dass in den am stärksten betroffenen Departements Charente-Maritime und Vendée Schäden an ähnlichen Kulturen durch Überschwemmung und Versalzung auftraten. Neben den Schäden an mehrjährigen Kulturen und Grünland wurden u.a. Viehschäden, Schlammablagerungen und Schäden an Futtermittel/Vorratsgütern genannt. Die Versalzung der Böden führte zu einer Verschlechterung des Pflanzenwachstums, bei Getreide hat dies insbesondere in der Keimphase eine große Rolle gespielt.

Die Ernteverluste auf bewirtschafteten Grünlandflächen wurde für das Jahr 2010 mit 0,06 €/m², und in 2011/2012 mit weiteren 0,015 €/m² angegeben; auf unbewirtschafteten Grünlandflächen entstand ein Schaden von 0,035 €/m² im Jahr des Ereignisses. Auf der Ile de Ré ist durch den Einstau von Wein- und Kartoffelanbauflächen ein besonders großer Schaden entstanden, da diese mehrjährigen Kulturen vollständig vernichtet wurden und ein Umbruch der Flächen erforderlich war. Der spezifische Schaden wird für Kartoffelanbauflächen mit 1,77 €/m² und für Weinanbauflächen mit 0,27 €/m² beziffert. Der Vergleich der spezifischen Schäden der Landnutzungsflächen dieses Ereignisses mit den im ersten Teilbericht aus der Literatur recherchierten spezifischen Vermögenswerte zeigt, dass die bisher getroffenen Annahmen durch die Erfahrungen an der französischen Atlantikküste belegt werden können.

An der University of Delaware sind im Landwirtschaftsdepartment Untersuchungen zum Einfluss des Salzgehaltes auf landwirtschaftliche Nutzflächen nach den Sturmereignissen Hurrikane Kathrina und Sandy durchgeführt worden. An der amerikanischen Ostküste in der Nähe der Delaware Bay wurden Nutzflächen sowohl mit Salzwasser als auch weiter im Landesinneren durch starke Niederschläge mit Süßwasser eingestaut. Das Schadenspotential, welches zusätzlich durch den Salzgehalt des Meerwassers hervorgerufen wird, werde wesentlich durch die Salztoleranz der Pflanzen, den Bodentyp, das Wachstumsstadium und die Ausspülrate (Niederschlag oder Bewässerung nach dem Ereignis) bestimmt. Während Mais verhältnismäßig tolerant auf Salz reagiert, sind andere Pflanzen deutlich sensibler. Hinsichtlich der Regenerationszeit des Bodens machten die Forscher ähnliche Erfahrungen wie die Teilnehmer der Fragebogenaktion. Bei durchlässigen Böden und einer hohen Ausspülrate beträgt diese etwa ein Jahr, während bei weniger durchlässigen Böden mehrere Jahre vergehen können, bis das Salz vollständig ausgewaschen wurde (Johnson, 2008 und Sylvester, 2012).

6.1.3 Wasserversorgung

Anlagen der Wasserversorgung stellen im Hochwasserfall gesondert zu betrachtende Risikoelemente dar. Hier ist weniger der direkte Schaden an Anlagen der Wasserversorgung (Gebäude und Inventar) relevant, sondern vielmehr der indirekte Schaden infolge der Betriebsunterbrechung, wenn Brunnenanlagen überschwemmt werden. Insbesondere im Küstenbereich spielt der Einstau von Förderbrunnen eine wesentliche Rolle, da neben der

Verkeimung der Brunnen die Infiltration von Salzwasser in oberflächennahe Grundwasserschichten und die Anreicherung des Grundwassers mit Salzen eine zusätzliche Einwirkung darstellt, die zu einer langfristigen Versalzung führt.

Nach Auskunft von Herrn Harms vom Oldenburgisch-Ostfriesischer Wasserverband (OOWV) liegen zu dieser Thematik bisher keine Erkenntnisse vor; aufgrund der hohen Relevanz dieses Themas für den Wasserverband hat dieser gemeinsam mit der Gesellschaft für Anlagen- und Reaktorsicherheit einen Forschungsantrag beim BMBF eingereicht. Ziel des Forschungsprojektes ist die Analyse der Auswirkungen des Klimawandels und Meereswasseranstieges, die Modellierung der daraus resultierenden Änderungen des Wasserhaushaltes (Wasserhaushaltsmodell), die Koppelung des Wasserhaushaltsmodell an ein Grundwasser- und Transportmodell, um Aussagen über die langfristige Versalzung machen zu können, welche die Trinkwasserversorgung vor neue Aufgaben und Herausforderungen stellt.

Als Beispiel für die Auswirkungen eines Hochwassers auf die Trinkwasserversorgung sei das Ereignis im Januar 2008 in Delmenhorst genannt. Dort sind mehrere Förderbrunnen eingestaut worden, was zu einer Verkeimung und letztendlich zur Abschaltung der Brunnen geführt hat. Die Trinkwasserversorgung wurde vom OOWV übernommen.

Ein Schutz von Trinkwasserbrunnen durch Verwallungen o.ä. ist aus der Sicht der Betreiber nicht möglich, hier verlässt man sich im Küstenbereich auf die Hochwasserschutzdeiche. Dennoch bleibt das Risiko einer Überschwemmung einerseits bei Extremereignissen durch mögliches Versagen von Hochwasserschutzeinrichtungen und andererseits durch Rückstau aus dem Binnenbereich bestehen. Um die Gebäude und technischen Anlagen macht sich der OOWV keine Sorgen, da diese meist auf etwas erhöhten Grundstücken liegen. Auch bei dem Hochwasser in Delmenhorst und der großen Sturmflut 1962 waren keine Gebäude der Wasserversorgung betroffen.

Aufgrund der vorhandenen Erkenntnisse kann zum jetzigen Zeitpunkt das zu erwartende Schadenspotential der Wasserversorgung nicht quantifiziert werden. Es scheint jedoch gesichert zu sein, dass im Wesentlichen mit Betriebsunterbrechungen und erhöhten Kosten der Trinkwasseraufbereitung durch zusätzliche Entkeimung- und Entsalzungsverfahren zu rechnen ist. Die Erfassung von potentiell überflutungsgefährdeten Förderbrunnen als sensible Objekte könnte einen ersten Schritt im Umgang mit dem Schadenspotential im Bereich der Wasserversorgung darstellen.

6.2 Empfehlung zur Berücksichtigung küstenspezifischer Nutzungsformen

6.2.1 Vorhandene küstenspezifische Nutzungsformen

Die in den Pilotgebieten vorhandenen küstenspezifischen Nutzungsformen sind aus den ATKIS- und ALK-Daten ermittelt worden (vgl. Teilbericht 1). Dies sind im Wesentlichen Anlagen des Schiffsverkehrs und Yachthäfen, der Flächenanteil insgesamt ist jedoch mit weniger als 1% sehr gering. Darüber hinaus ist der Tourismussektor von Relevanz, der jedoch nicht immer unmittelbar aus den Flächennutzungsdaten abgeleitet werden kann.

6.2.2 Integration küstenspezifischer Nutzungsformen in die Schadenspotentialberechnung

Bei den küstenspezifischen Nutzungsformen ist einerseits mit direkten, aber andererseits auch mit indirekten Schadenspotentialen zu rechnen, die voraussichtlich den größeren Anteil am Gesamtschadenspotential ausmachen. Die Methodik zur Bewertung indirekter Schadenspotentiale wurde im Teilbericht 1 erläutert.

Zu den in Kapitel 6.2.1 genannten küstenspezifischen Schadenspotentialen sollte noch das Viehvermögen hinzugezogen werden, da bei einem Sturmflutereignis die Vorwarnzeit deutlich geringer ausfällt als bei einem Flusshochwasser und dadurch eine Evakuierung des Viehbestandes nicht immer möglich ist.

Zur Berechnung der direkten ökonomischen Schadenspotentiale der Schadenskategorien Boote, Tourismus und Vieh müssen die Flächen und der vorhandene Wertebestand ermittelt werden, um die spezifischen Vermögenswerte berechnen und das Schadenspotential lokalisieren zu können. An Fährschiffen wird nach Auskunft der Reedereien im Gebiet Nordvorpommerns (Mecklenburg-Vorpommern) kein Schadenspotential erwartet, da diese in Sicherheit gebracht würden.

Da die Kategorien Boote und Viehvermögen nicht aus der VGR abzuleiten sind, müssen die Daten zum Wertebestand durch Internetrecherchen oder Befragungen ermittelt werden. Das Viehvermögen kann über die Anzahl der Nutztiere, die regelmäßig in den Agrarberichten der Länder veröffentlicht wird (z.B. Ministerium für Landwirtschaft, Umwelt und Verbraucherschutz MV, 2009), das durchschnittliche Schlachtgewicht und die Schlachtviehpreise (tagesaktuelle Werte z.B. bei <http://www.agrarheute.com/>) bestimmt werden. Durch die Verortung des Gesamtviehvermögens auf die Weideflächen (Grünland) wird der spezifische Vermögenswert erzielt. Eine Differenzierung nach Tierarten ist nicht möglich, da nicht festgelegt werden kann, welche Tierart sich auf welchen Weideflächen befindet.

Bei einer Einstdauer von mehr als zwei Stunden wird von einem Totalverlust ausgegangen; bei einer Evakuierungsquote von 50% entsprechend die Hälfte. Durch Stress bei der Evakuierung kann mit weiteren Verlustfällen von ca. 10% gerechnet werden (Reese et al., 2003).

Durch Befragungen der Hafensteuerstellen in den Pilotgebieten zu Anzahl und Zeitwert der vorhandenen Boote kann ein durchschnittlicher Wert pro Boot und daraus resultierend durch die Multiplikation mit der Anzahl der Boote überschlägig der Wertebestand berechnet werden. Dieser wird analog zu den anderen Schadenskategorien auf die entsprechende Nutzfläche verortet.

Der spezifische Vermögenswert zur Berechnung der direkten ökonomischen Schadenspotentiale des Tourismussektors kann aus der VGR und den ALK-Daten (Objektschlüssel 021–1470, Beherbergung) extrahiert werden. Die Schadensfunktionen werden in Kapitel 6.3 erläutert.

6.3 Recherche, Bewertung und ggf. Weiterentwicklung von Wasserstands-Schadensfunktionen

6.3.1 Zusammenfassung der Literaturrecherche

Die in Teilbericht 1 recherchierten vorhandenen Methoden zur Berechnung der direkten ökonomischen Schadenspotentiale liefern hinsichtlich der Verwendung von Schadensfunktionen, die für den deutschen Küstenraum entwickelt wurden, keine weiteren Erkenntnisse. Für die allgemein verwendeten Schadenskategorien Wohnbebauung (Gebäude und Inventar), Industrie, Mischnutzung, Handel- und Dienstleistung, staatlicher Hochbau, Infrastruktur, Pkw und Landwirtschaft werden die Schadensfunktionen aus dem Binnenbereich verwendet, da hinsichtlich der Salzeinwirkung keine konkreten Aussagen getroffen werden konnten. Schadensfunktionen für Boote wurden nicht entwickelt, für die Kategorie Vieh wurden in Reese et al. (2003) Grenzwerte angegeben.

Als Einwirkungsparameter fließt der Wasserstand in die Funktionen ein, teilweise erfolgt eine Modifizierung der Funktionen aufgrund von angenommenen Evakuierungsraten und Vorwarnzeiten.

6.3.2 Bewertung und Empfehlung

Die ausschließlich qualitativen Erkenntnisse hinsichtlich der Einwirkung des Salzgehaltes auf Risikoelemente (Ausnahme landwirtschaftliche Erträge) lassen zunächst keine quantitative Veränderung der Schadensfunktionen zu. Für Mauerwerksbauten und Fertigteilbauten wird erwartet, dass das Schadenspotential durch die Salzeinwirkung erhöht wird, während bei Betonbauten bei einmaliger Einwirkung nicht von einem erhöhten Schadenspotential auszugehen ist. Aufgrund der Zielsetzung des Projektes und der damit verbundenen Betrachtungsskala erfolgt keine Differenzierung einzelner Gebäudetypen, so dass aggregierte Funktionen verwendet werden. Selbst bei detaillierter Kenntnis adaptierter Schadensfunktionen infolge der Salzeinwirkung für unterschiedliche Gebäudetypen würde aufgrund der unterschiedlichen Vulnerabilität insgesamt eine aggregierte Funktion ermittelt werden, die zwar ein zu erwartendes höheres Schadenspotential ausweisen würde, aber je nach vorherrschendem Bauwerkstyp nur geringfügig oberhalb der Funktion ohne Salzeinwirkung läge.

Nachfolgend werden die nach der Recherche als geeignet angesehenen Schadensfunktionen dargestellt (Abb. 6.2) und erläutert.

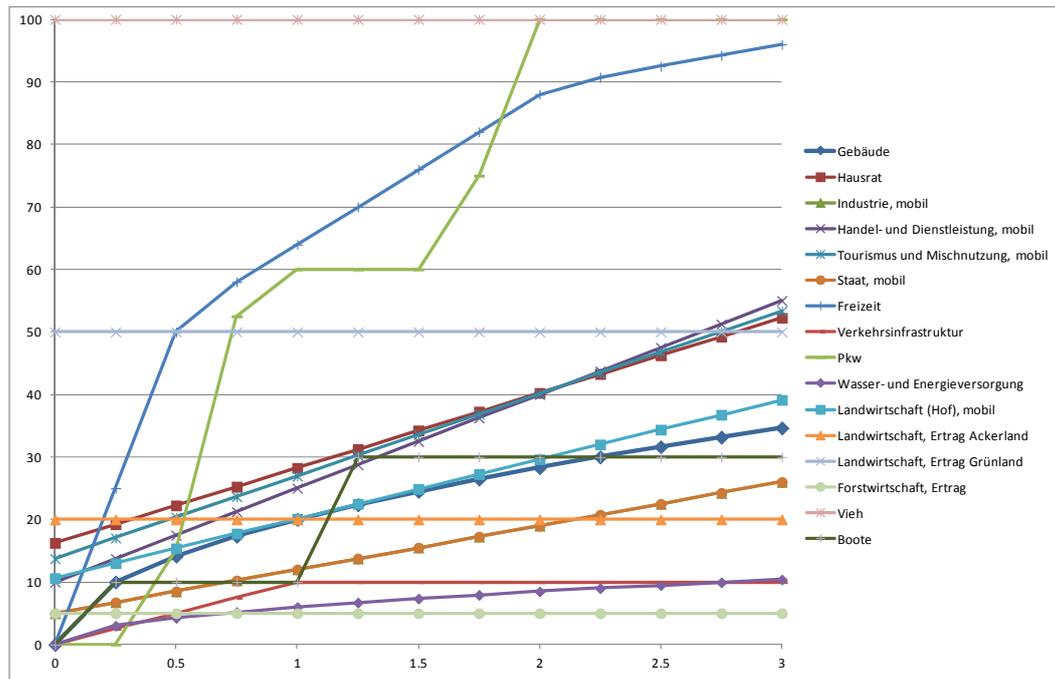


Abb. 6.2: Schadensfunktionen zur mesoskaligen Schadenspotentialermittlung

Die in Abbildung 3 dargestellten Schadensfunktionen stammen überwiegend direkt oder in modifizierter Form aus den Quelle IKSR (2001), IKSE (2003), MURL (2000), Kok et al. (2004) und Elsner et al. (2003). Sowohl in IKSR (2001) als auch in MURL (2000) sind die Auswertungen einer relativ umfangreichen Datenbank zu Hochwasserschäden nach abgeflussener HW-Ereignisse (HOWAS) eingeflossen und die Wahl der Funktionsverläufe ist ausführlich und plausibel dokumentiert worden.

Für alle Schadenskategorien, welche ein immobiles Schadenspotential in Form eines Gebäudeschadens hervorrufen, wird entgegen der in IKSR (2001) verwendeten Funktion vorgeschlagen, das relative Schadenspotential aus IKSE (2003) zu verwenden. Bei der Funktion handelt es sich um eine über alle Gebäudetypen aggregierten Verlauf. In Anlehnung an IKSR (2001) wird davon ausgegangen, dass sich der prozentuale Gebäudeschaden trotz sehr unterschiedlicher Vermögenswerte der einzelnen Kategorien kaum unterscheidet. Im Vergleich zu anderen Literaturquellen (siehe z.B. Kutschera, 2010) und vor allem zu der Studie von Buck et al. (2007) liegt die prozentuale Schädigung bei kleineren Wasserständen deutlich unterhalb der anderen Studien.

In HKV (2012) wurde eine weitere Verifizierung der Schadensfunktionen für Gebäude im Untersuchungsraum Mecklenburg-Vorpommern durchgeführt, da für die Ortslage Greifswald ca. 3800 potentielle Schäden an Gebäuden auf ermittelt und synthetische („Was-Wäre-Wenn“-Schadensbeziehungen) aufgestellt worden sind (Buck et al., 2007). Eine Erhebung der Verkehrswerte der Gebäude wurde nicht durchgeführt, weswegen eine Umrechnung der absoluten Schadensfunktionen in relative Funktionen nicht unmittelbar möglich ist. Durch verschiedene Annahmen wie die durchschnittliche Größe der Gebäude (z.B. Wohnfläche EFH: 120 m²) und der durchschnittliche Verkehrswert (128.000 €, nach Kott & Behrends, 2009) konnten die Daten zur Validierung der gewählten Funktionen herangezogen werden. Des Weiteren lag die Annahme zugrunde, dass sich die Vermögenswerte über alle Stockwerke des Gebäudes gleichermaßen verteilen. In Abb. 6.3 ist das unter diesen Annahmen berechnete relative Schadenspotential für unterschiedliche Gebäudetypen auf der Datenbasis von Buck et al. (2007) dargestellt. Zum Vergleich wurden die Stützstellen der in IKSR (2001) und IKSE (2003) angegebenen Funktionen eingetragen.

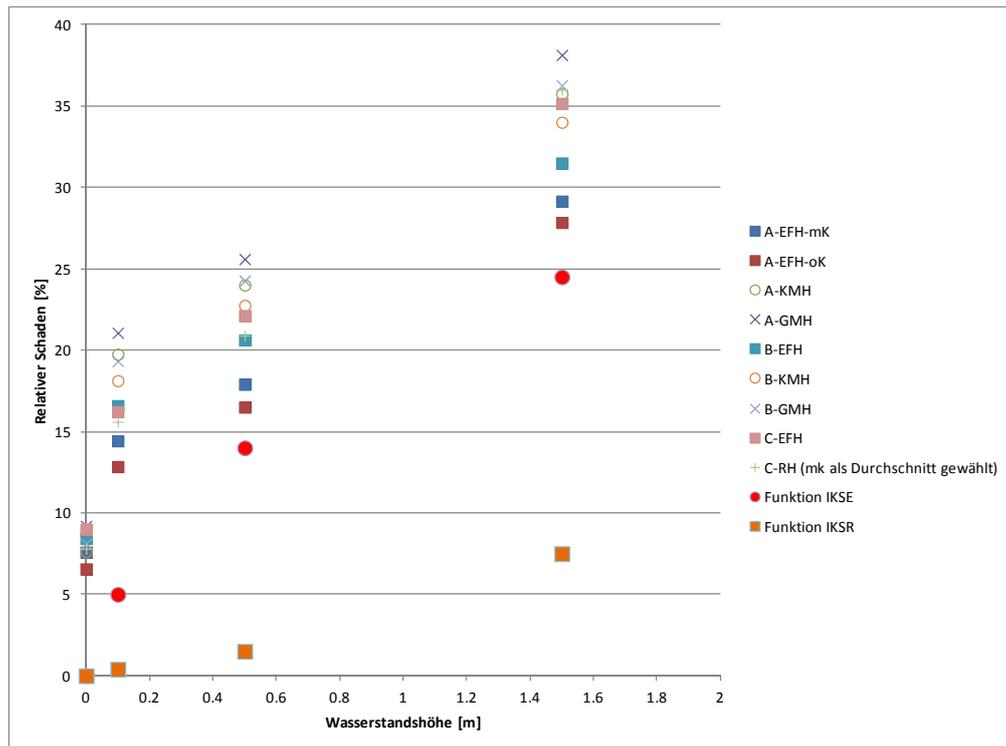


Abb. 6.3: Berechnete relative Schadenspotentiale (an vier Stützstellen) unterschiedlicher Gebäudetypen auf der Basis der Daten von Buck et al. (2007) (Quelle: HKV, 2012)

Der Vergleich der unterschiedlichen in Buck et al. (2007) aufgenommenen Gebäudetypen zeigt, dass der grundsätzliche Trend an den Stützstellen gleich ist. Würde man eine Anpassungsfunktion über die Stützstellen legen, verliefen diese annähernd parallel. Im Vergleich hierzu passt sich die in IKSE (2003) ermittelte Funktion sehr gut diesem Verlauf an. Über das gesamte betrachtete Intervall der Einstautiefen verläuft diese niedriger, was dadurch zu erklären ist, dass bei IKSE (2003) auch die Grundstücksflächen mit erfasst sind, bei Buck et al. (2007) hingegen handelt es sich ausschließlich um den Schaden am Gebäude. Die in IKSR (2001) ermittelte Funktion liefert, wie schon oben beschrieben, bei Einstautiefen kleiner als drei Meter deutlich geringere relative Schadenspotentiale.

Für die mobilen Schadenspotentiale der Kategorien Industrie, Handel- und Dienstleistung und Staat kann auf die Erfahrungen aus der IKSR-Studie zurückgegriffen werden. Für die Kategorien Mischnutzung, Landwirtschaft (Hof) und Tourismus können sogenannte Mischfunktionen verwendet werden. Entsprechend der Gewichtung der Mischfunktion setzt sich das relative Schadenspotential zusammen. Bei der Kategorie Mischnutzung wird von einem Anteil von 60% Wohnbebauung und 40% Handel- und Dienstleistung ausgegangen und bei der Kategorie Landwirtschaft (Hof) von einem Verhältnis 1:1 aus Wohnbebauung und Industrie. Die Kategorie Tourismus entspricht der Kategorie Mischnutzung.

Bei der Kategorie Pkw wird vorgeschlagen entgegen den Annahmen in IKSR (2001) die Schadensfunktion aus MURL (2000) zu verwenden, die bis zu einem maximalen Schaden von 100% reicht. Dadurch soll der qualitativen Aussage bzw. Annahme Rechnung getragen werden, dass infolge von Salzeinwirkung ein höherer Schaden zu erwarten ist.

Zur Berechnung des Schadenspotentials an Verkehrsinfrastruktureinrichtungen liegen sehr wenig (dokumentierte) Daten vor. In IKSR (2001) wird von einem sehr geringen Schadenspotential von max. 10% ausgegangen, da laut Expertenbefragungen das Auftreten dieser Schadensart eher selten ist und sofern ein Schaden auftritt, dann sei dieser meist auf eine schon vor dem Ereignis schlechte Substanz zurückzuführen.

Der Bereich der Wasser- und Energieversorgung wird in MURL (2000) näher erläutert. Dieser ist sehr heterogen und reicht von kleinen Trafostationen bis hin zu Kraftwerken. In Deutschland wurden vereinzelt Schäden an solchen Anlagen beobachtet. Die ausgewiesene Schadensfunktion basiert auf der Auswertung der HOWAS-Daten und bezieht sich auf das Gesamtanlagevermögen, die statistische Grundgesamtheit ist jedoch sehr gering.

Der relative Schaden landwirtschaftlicher Erträge hängt einerseits stark vom Eintrittszeitpunkt und der Dauer des Ereignisses, andererseits von der Kultur und ihrer Resistenz gegenüber Salzeinwirkungen ab (vgl. Kapitel 6.1.2). Elsner et al. (2003) geben den Schädigungsgrad unterschiedlicher Kulturen für die Wintermonate sehr differenziert an. Unter der Annahme einer Überflutungsdauer von weniger als sechs Wochen wird für Grünland ein Schädigungsgrad von 50% und für Ackerland von 20%, unabhängig von der Einstautiefe, angegeben. Der relative

Ertragsverlust von Sonderkulturen kann analog zu Ackerland berechnet werden. Im Bereich der forstwirtschaftlichen Ertragsverluste wird von einem sehr geringen Schadenspotential von 5% (bei einer Einstaudauer von mehr als drei Tagen) ausgegangen. Anhand der Befragungsergebnisse aus Kapitel 6.1.2 hinsichtlich des durch Salzeinwirkung zusätzlich erwarteten relativen Schadenspotentials kann darüber nachgedacht werden, die Schadensfunktion für Grünland und Ackerland um 20% (Minimalwert) zu erhöhen, um die Salzeinwirkung zu berücksichtigen. Aufgrund des auf die Wintermonate festgelegten Eintrittszeitpunktes erscheint eine Erhöhung um den Minimalwert sinnvoll, da sich die meisten Kulturen zu diesem Zeitpunkt in weniger sensiblen Wachstumsphasen befinden.

Die zu erwartenden Verluste von Vieh werden durch Unterkühlung, Ertrinken und Stress bei Einstaudauern von mehr als zwei Stunden zu 100% angenommen.

Zu Schädigungsraten von Booten liegen in der Literatur keine Erkenntnisse vor. Im Rahmen des Pilotprojektes in Mecklenburg-Vorpommern (HKV, 2012) wurde in Absprache mit dem AG angenommen, dass die Schädigungsrate bis zu 1 m Einstauhöhe 10% und bei größeren Einstauhöhen 30% beträgt. Dies betrifft ausschließlich Boote, die der Freizeitnutzung dienen (z.B. Segelboote). Hier wird davon ausgegangen, dass diese in den Wintermonaten eingelagert werden und sich nicht auf den Wasserflächen befinden.

Abschließend sei jedoch darauf hingewiesen, dass sich diese Annahmen auf zu erwartende Schäden im Binnenbereich beziehen, wo im Allgemeinen mit geringen Fließgeschwindigkeiten im Überschwemmungsbereich zu rechnen ist. Bei dem Versagen von Küstenschutzeinrichtungen können insbesondere im Nahbereich der Bresche hohe Fließgeschwindigkeiten auftreten. Neben Schäden durch hydrostatischen Einstau ist bei der Überflutung des Geländes infolge eines Versagens der Küstenschutzeinrichtungen der Schaden, welcher durch hydrodynamische Krafteinwirkung entsteht, von wesentlicher Bedeutung, da die hydrodynamische Komponente den durch hydrostatischen Einstau verursachten Schaden an Gebäuden deutlich erhöhen oder sogar zu einem Totalschaden führen kann.

In der von Majjala et al. (2001) veröffentlichten Studie werden Grenzwerte zur Widerstandskraft von Gebäuden in fließendem Wasser gegeben. Bei gleichzeitigem überschreiten einer Strömungsgeschwindigkeit von 2 m/s und einem Schadensfaktor (Impuls, definiert als Produkt aus Fließgeschwindigkeit und Einstauhöhe) von 7 m²/s muss von einer totalen Zerstörung der im Untersuchungsgebiet befindlichen Gebäude ausgegangen werden (Kutschera, 2010). Über die Integration des durch hydrodynamische Krafteinwirkung verursachten Schadenspotentials, wie es z.B. auch in Köngeter et al. (2006) angewendet wurde, sollte für die Schadenspotentialermittlung im unmittelbaren Küstenbereich nachgedacht werden.

6.4 Fragebogen



Forschungs- und Beratungsgesellschaft
für Hochwasserrisikomanagement mbH

Angaben zu Ihrer Person/Kontaktdaten (freiwillig)

Name: _____

Institution: _____

Telefonnummer: _____

Emailadresse: _____

Datum: _____

- Haben Sie in der Vergangenheit ein Hochwasserereignis erlebt, welches Schäden in der Landwirtschaft verursacht hat?

Ja Nein (bitte bei Teil 2, Seite 3 beginnen)

Teil I: Fragen zu einem in der Vergangenheit aufgetreten Hochwasserereignis

- Wo und wann ist dieses Ereignis aufgetreten?

Nordseeküste* Ostseeküste* Binnenland
*inkl. der Tidebereiche

Ort: _____

Datum: _____

- In welcher „Funktion“ hatten Sie mit den Schäden zu tun (z.B. Geschädigter, Entscheidungsträger in der Politik, Vertreter eines Bauernverbandes, Beratungsträger LW)?

- Wie lange hat das Hochwasserereignis gedauert?

wie lange hat es gedauert, bis das Überschwemmungswasser wieder vollständig abgelaufen, verdunstet ist oder abgepumpt wurde?

Nach wie vielen Tagen war die Fläche wieder befahrbar? _____

Nach wie vielen Tagen konnte eine normale Bewirtschaftung wieder durchgeführt werden?



Forschungs- und Beratungsgesellschaft
für Hochwasserrisikomanagement mbH

- Können Sie eine Aussage über die Vorsättigung des Bodens treffen?
 - Der Sättigungsgrad des Bodens war vor dem Ereignis schon hoch.
 - Der Sättigungsgrad des Bodens war vor dem Ereignis eher niedrig.
 - Hierzu kann ich keine Aussage treffen.
- Auf welchen Flächen ist ein Schaden entstanden?
 - Grünland
 - Ackerland
 - Gartenland
 - Hoffläche: Gebäude Maschinen Vorräte Silage
 - Sonstige Fläche: _____
- An welchen Kulturen ist ein Schaden entstanden? Bitte konkrete Nennung, wenn möglich (z.B. Winterweizen)

und in welchem Entwicklungsstadium befanden sich die Kulturen (z.B. Keimung, Blüte)?

- Wie hoch war der entstandene Schaden?

Ertragsangabe: _____ t/ha

Geldverlust: _____ Euro
- Welche Einflussfaktoren haben den Schaden (maßgeblich) verursacht?
 - Luftabschluss durch Überstau
 - Fließgeschwindigkeit (Herausreißen von Pflanzen, Abknicken etc.)
 - Erosion (z.B. Abtrag von Mutterboden, Schäden an der Oberfläche – Rinnen)
 - Sedimentation (Überdeckung mit Sediment, Verstopfung von Entwässerungssystemen)
 - Verschlammung (Zerstörung der Bodenstruktur infolge des Salzgehaltes)
 - Salzgehalt des Überflutungswassers
 - Sonstige Einflussfaktoren (z.B. Ausfall von Pumpen): _____



Forschungs- und Beratungsgesellschaft
für Hochwasserrisikomanagement mbH

- Welche Maßnahmen wurden getroffen, um den Schaden zu minimieren bzw. den Boden wieder bearbeitbar zu machen?

- Flachere Bodenbearbeitung
- Erhöhte N-P-K- Düngung
- Kalkung
- Gipsdüngung
- Umbruch der betroffenen Kultur
- Neuansaat einer Alternativfrucht
- Bodenruhe
- Räumung der Vorflut
- Spülung der Drainage
- Sonstiges: _____

- Sind Messungen des Salzgehaltes im Boden durchgeführt worden?

- Ja Nein

Wenn ja, wie häufig, in welchen Tiefen und Abständen?

Wer führte die Messungen durch? _____

Anzahl der Messungen: _____

Zeitabstand nach dem Ereignis _____ und zwischen den Messungen _____



Teil II: Fragen zur Einschätzung von möglichen Schäden in der Landwirtschaft infolge eines Hochwasserereignisses

- Zu welcher Jahreszeit würde ein Hochwasserereignis die größten Schäden an welchen Kulturen hervorrufen?

Frühjahr Kultur: _____

Sommer Kultur: _____

Herbst Kultur: _____

Winter Kultur: _____

- Welche Faktoren verursachen den Schaden?

Bitte geben Sie auf einer Skala von 1 (kein Einfluss) bis 10 (sehr großer Einfluss) an, für wie relevant Sie die einzelnen Faktoren insgesamt halten.

Luftabschluss durch Überstau 1 10

Fließgeschwindigkeit 1 10

Erosion 1 10

Sedimentation 1 10

Salzgehalt 1 10

Verschlämmung 1 10

Sonstige: _____ 1 10

Die nachfolgenden Fragen haben primär den Hintergrund herauszufinden, ob und in welchem Maße sich Überschwemmungen durch Süßwasser (Binnengewässer) und Salzwasser (Meerwasser) hinsichtlich des zu erwartenden Schadens unterscheiden. Bisherige Untersuchungen zu den Auswirkungen des Salzgehaltes auf Gebäude, Maschinen, Inventar und Kulturen haben ein nicht eindeutiges und sehr heterogenes Ergebnis geliefert.

- Erwarten Sie grundsätzlich bei gleicher Kultur und ähnlichem Hochwasserereignis (Überstauhöhe, Fließgeschwindigkeit, Überstaudauer) bei zusätzlicher Salzeinwirkung (Meerwasser) einen höheren Schaden?

Ja Nein Kultur: _____ ggf. ab einer Dauer von: _____ Tagen

Ja Nein Kultur: _____ ggf. ab einer Dauer von: _____ Tagen

Ja Nein Kultur: _____ ggf. ab einer Dauer von: _____ Tagen

Ja Nein Kultur: _____ ggf. ab einer Dauer von: _____ Tagen



Forschungs- und Beratungsgesellschaft
für Hochwasserrisikomanagement mbH

Falls Ja: für welche Flächen erwarten Sie welche prozentuale **Erhöhung** des Schadenspotentials (z.B. +20%)?

Grünland: _____ % Kultur: _____ VS¹⁾: _____

Ackerland: _____ % Kultur: _____ VS¹⁾: _____

Gartenland _____ % Kultur: _____ VS¹⁾: _____

Gebäude _____ %

Maschinen _____ %

Vorräte _____ %

Sonstige: _____ % ggf. VS¹⁾: _____

- Wie äußert sich der Schaden bei Salzeinwirkung?

Keimschaden Kultur: _____ VS¹⁾: _____

Wachstumsverschlechterung Kultur: _____ VS¹⁾: _____

Ertragsrückgang Kultur: _____ VS¹⁾: _____

Schlechtere Qualität des Ertrags Kultur: _____ VS¹⁾: _____

Reduzierte Resistenz gegen Schädlinge Kultur: _____ VS¹⁾: _____

Sonstiges: _____ Kultur: _____ VS¹⁾: _____

¹⁾ VS = Vegetationsstadium

- Welche Kulturen reagieren besonders sensibel auf Salzeinwirkung in welcher Anbauphase?
Bitte notieren Sie die Ihrer Meinung nach wichtigsten Kulturen, die im deutschen Küstenraum angebaut werden, in der Reihenfolge ihrer Sensitivität (erste Kultur reagiert besonders empfindlich).

Bsp: x. _____ Weizen _____ in VS _____ Keimphase _____

1. _____ in VS _____

2. _____ in VS _____

3. _____ in VS _____

4. _____ in VS _____

5. _____ in VS _____



Forschungs- und Beratungsgesellschaft
für Hochwasserrisikomanagement mbH

- **Erwarten Sie ausschließlich einen Schaden der Kultur, die unmittelbar von dem Hochwasserereignis betroffen ist, oder auch Langzeitschäden durch eine Versalzung des Bodens?**

ausschließlicher Verlust der betroffenen Kultur

Langzeitschaden in: Geestböden Marschböden Moorböden

Falls Ja, wie lang schätzen Sie die durchschnittliche Regenerationszeit des Bodens ein?

Geestböden: _____ Wochen/Jahre (nicht Zutreffendes bitte streichen)

Marschböden: _____ Wochen/Jahre (nicht Zutreffendes bitte streichen)

Moorböden: _____ Wochen/Jahre (nicht Zutreffendes bitte streichen)

Vielen Dank für Ihre Mithilfe!

Wenn Sie noch weitere Informationen oder Anmerkungen machen möchten, nutzen Sie doch bitte einfach die Rückseite oder ein separates Blatt.

6.5 Schrifttum

- BUCK, W.; KRON, A.; WETZEL, A. (2007): Wirtschaftlichkeitsuntersuchung für das Vorhaben Sturmflutschutz Greifswald (im Auftrag des Staatlichen Amtes für Umwelt und Natur Rostock, unveröffentlicht).
- ELSNER ET AL. (2005): Klimawandel und regionale Wirtschaft: Vermögensschäden und Einkommensverluste durch extreme Klimaereignisse sowie Kosten-Nutzen-Analyse von Schutzmaßnahmen - Am Beispiel der nordwestdeutschen Küstenregion. Bremen: Universität Bremen. http://www.krim.uni-bremen.de/endberichte/endbericht_tp5.pdf.
- HERNU ET AL. (2010): Rapport sur l'évaluation des dommages causés par la tempête Xynthia des 27 et 28 février 2010; http://agriculture.gouv.fr/IMG/pdf/Rapport_10087_dommage_cause_par_xynthia.pdf.
- HKV (2012): Entwicklung einer Methodik zur mesoskaligen Schadenspotentialermittlung für Mecklenburg-Vorpommern (Projektbericht im Auftrag des StALU MM, unveröffentlicht).
- IKSE (2003): Aktionsplan Hochwasserschutz Elbe. Magdeburg: Internationale Kommission zum Schutz der Elbe. <http://www.ikse-mkol.org>.
- IKSR (2001): Atlas der Überschwemmungsgefährdung und möglichen Schäden bei Extremhochwasser am Rhein. Koblenz: Internationale Kommission zum Schutz des Rheins (IKSR). ISBN 3-935324-43-X.
- JOHNSON (2008): Salt Water Inundation, Fresh Water Flooding. Weekly Crop Update. University of Delaware Cooperative Extension, <https://agdev.anr.udel.edu/weeklycropupdate/?p=189>.
- KÖNGETER ET AL. (2006): Risk Assessment für die Rheindeiche im Einflussbereich des Bergwerks West. Aachen: Lehrstuhl und Institut für Wasserbau und Wasserwirtschaft (wissenschaftliche Untersuchung im Auftrag des MUNLV NRW, unveröffentlicht).
- KOTT, K.; BEHREND, S. (2009): Haus- und Grundbesitz und Immobilienvermögen privater Haushalte – Ergebnis der Einkommens- und Verbrauchstichprobe 2008. In: Wirtschaft und Statistik, Heft 10.
- KUTSCHERA, G. (2010): Analyse der Unsicherheiten bei der Ermittlung der Schadenspotentiale infolge Überschwemmung. Reihe: Mitteilungen des Lehrstuhls und Instituts für Wasserbau und Wasserwirtschaft RWTH Aachen. Band: 159. ISBN 978-3-8322-9498-4 (Dissertation an der RWTH Aachen).
- MAIJALA ET AL. (2001): RESCDAM, Development of Rescue Actions Based on Dam-Break Flood Analysis, Final Report, Grant Agreement No Subv 99/52623. Helsinki: Finnish Environment Institute. <http://www.ymparisto.fi/download.asp?contentid=12412&lan=EN>.
- MAIWALD (2008): Ingenieurmäßige Ermittlung von Hochwasserschadenspotentialen im mikroskaligen Bereich. Schriftenreihe des Instituts für Konstruktiven Ingenieurbau, Heft 011 (2008) 186 Seiten mit zahlreichen Abbildungen; ISBN: 978-3-86068-334-7.
- MAIWALD & SCHWARZ (2011): Ermittlung von Hochwasserschäden unter Berücksichtigung der Bauwerksverletzbarkeit. EDAC-Hochwasserschadensmodell. scientific technical reports 01 (2011) Zentrum für die Ingenieuranalyse von Erdbebenschäden (ed.) 84 Seiten mit zahlreichen Abbildungen; ISBN: 978-3-86068-453-5.
- MINISTERIUM FÜR LANDWIRTSCHAFT, UMWELT UND VERBRAUCHERSCHUTZ MV (2009): Agrarbericht 2009 des Landes Mecklenburg-Vorpommern (Berichtsjahr 2008).
- MURL (2000): Hochwasserschadenspotentiale am Rhein in Nordrhein-Westfalen. Düsseldorf: Ministerium für Umwelt, Raumordnung und Landwirtschaft (MURL) des Landes NRW.
- NATIONAL TRUST FOR HISTORIC PRESERVATION (2008): Treatment of Flood-Damaged Older and Historic Buildings. http://history.nd.gov/hp/PDFinfo/Treatment-of-Flood-Damaged-Older-and-Historic-Buildings_NTHP.pdf.
- REESE, S.; MARKAU, H.J.; STERR, H. (2003): MERK - Mikroskalige Evaluation der Risiken in überflutungsgefährdeten Küstenniederungen. Büsum: Forschungs- und Technologiezentrum Westküste.
- SYLVESTER (2012): Salt Water Inundation from Hurricane Sandy. University of Delaware Cooperative Extension, <http://extension.udel.edu/kentagextension/2012/11/07/salt-water-inundation-from-hurricane-sandy/>.

7. Schadensanalyse

7.1 Untersuchungsgebiet Pellworm

Durch eine verheerende Sturmflut im Jahr 1634 entstand aus der damals 220km² großen Insel Strand die heutige Insel Pellworm. Pellworm ist eine circa 37km² große nordfriesische Insel im Schleswig-holsteinischen Wattenmeer mit 1041 Einwohnern (STATISTIKAMT NORD, Stand 2011). Nach der verheerenden Sturmflut im Jahr 1634 wurden Teile der Insel durch Eindeichung wiedergewonnen. Diese Köge wurden in der Folge zum Marschland. Dadurch liegt die mittlere Geländehöhe bei \pm Normalnull (NN \pm 0,00m). Mittlerweile ist Pellworm im gesamten Umfang auf einer Länge von 25,1km eingedeicht. Die Deichkrone liegt an Nord-, West- und Südküste bei NN+8,00m, an der Ostküste bei NN+7,40m (STADELMANN, 2008a). Eine zweite Deichlinie (Mitteldeichlinie) bietet in vielen Bereichen keinen zusätzlichen Schutz vor Hochwasser. Ein Deichbruch ist daher sehr verheerend. Die geringe Geländehöhe und das Fehlen von Warften führt im Versagensfall zu erheblichen Wasserständen binnen einer Stunde (LAND SCHLESWIG-HOLSTEIN, 2012). Dies verdeutlicht die Wichtigkeit des Hochwasserschutzes für die Bewohner Pellworms, da aufgrund der Insellage keine Evakuierungsmöglichkeiten existieren.

Abb. 9.1. zeigt das digitale Geländemodell von Pellworm. Dabei stellt die deutlich zu erkennende weiße Umrandung die Landesschutzdeiche Pellworms mit ihrer Höhe von NN+8,00m dar. Ebenfalls zu erkennen ist die von der Küstenlinie zurückgezogene liegende zweite Deichlinie. Insbesondere im Westen der Insel ist eine Abnahme der Deichhöhe der zweiten Deichlinie zu beobachten. Der Große Koog im Zentrum der Insel liegt mit einer mittleren Geländehöhe von NN+0,00m auf Meeresspiegelniveau. Den tiefsten Punkt der Insel stellt das Waldhusener Tief im Großen Koog dar. Hierbei handelt es sich um einen Binnensee mit einer Wassertiefe von etwa zwei Metern. Aufgrund der niedrigen Geländehöhe im Zentrum der Insel kommt es bei Überflutungen zu hohen Wasserständen in diesem Bereich. Lediglich im Nordosten der Insel (Bupheverkoog) liegen die Geländehöhen größer NN+4,00m. Die hellen Punkte in den Kögen stellen die einzelnen bewohnten Warften dar.

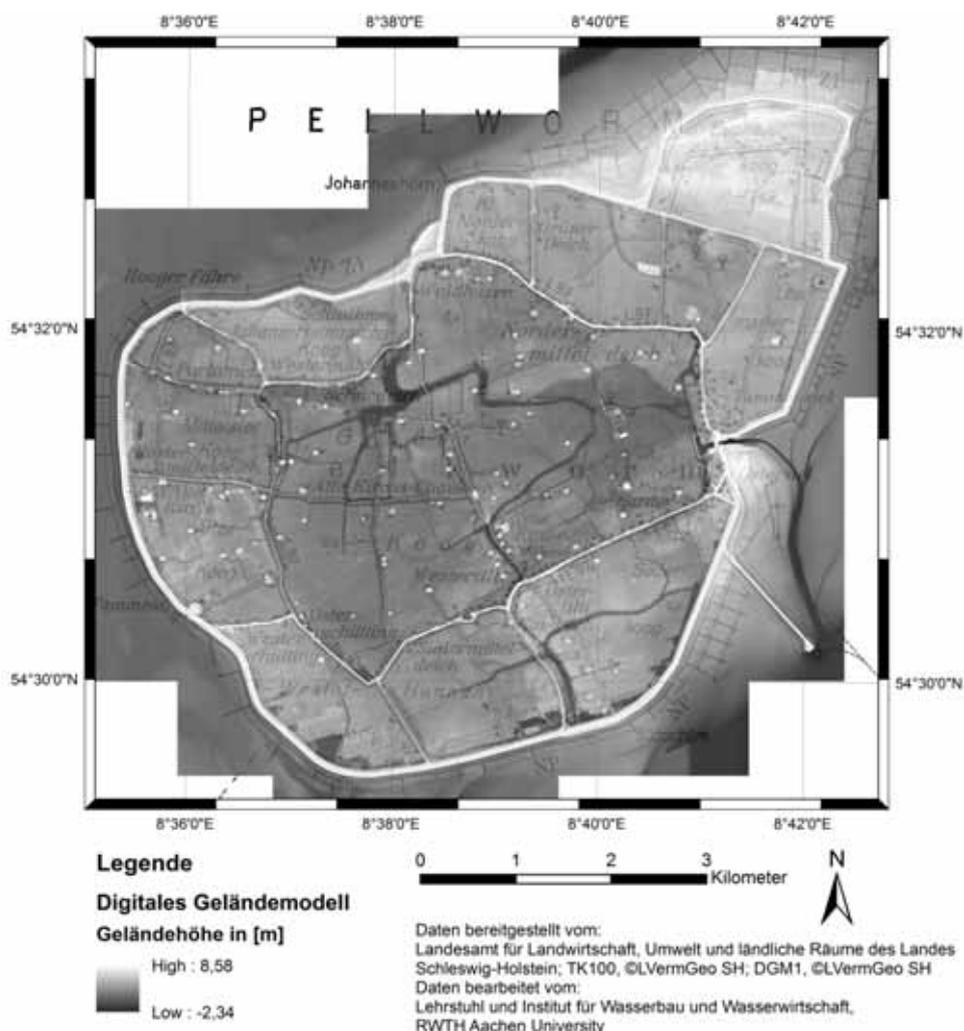


Abb. 7.1: Digitales Geländemodell (DGM1) vom Untersuchungsgebiet Pellworm

7.2 Hydrodynamische Analyse

Zur Berechnung der Überflutungsflächen wurde aus den Höheninformationen des digitalen Geländemodells (DGM1) mit einer Auflösung von 1x1 Meter ein Raster mit einer Rasterzellenweite von 50 Metern interpoliert. Zusätzlich wurde eine Wasserganglinie erzeugt. Beide Datensätze wurden in ProMaIDes implementiert.

Für Pellworm wurden verschiedene Überflutungsszenarien auf Basis der Hochwasserganglinie vom 03.01.1976 erstellt (STADELMANN, 2008b). Die Ganglinie wurde am Landespegel Büsum erfasst und Mangels Daten ohne Angleichung auf die Insel Pellworm übertragen. Bei dieser Sturmflut kam es aufgrund eines Sturms aus westlicher Richtung zu einem extrem positiven Windstau. Daraus resultierte der bisher höchste gemessene Tidehochwasserstand von NN+5,16 m für den Pegel Büsum. Damit war der Tidehochwasserstand mehr als dreimal so hoch wie der mittlere Tidehochwasserstand von NN+1,59 m (Abb. 9.2). Die im Folgenden vorgestellten Überflutungsszenarien variieren in der Anzahl und Lage der Breschen. Dabei wurde die Lage der Breschen entsprechend potenziell gefährdeter Deichabschnitte ausgewählt. Der *Generalplan Küstenschutz 2012* weist nach einer Sicherheitsüberprüfung die folgenden Landesschutzdeiche von Pellworm als „zu verstärken“ aus:

- Westerkoog (hoher Wellenauflauf und exponierte Lage)
- Alter Koog (hohes Risiko wegen fehlender zweiter Deichlinie)
- Johann-Heimreichs-Koog (ungenügender Abdeckboden)

Bei der Modellierung wurden daher die Breschen in den aufgezählten Deichen platziert. Die maximale Breschenweite wurde mit 150 m angegeben. Als Wasserhöhe, bei der ein Versagen der Bresche beginnt, wurden NN+3,00 m angenommen. Auf Basis der genannten hydraulischen Parameter wurden vier Szenarien modelliert:

- Szenario 1: Eine Bresche im Südwesten der Insel (Westerkoog)
- Szenario 2: Eine Bresche im Westen der Insel (Alter Koog)
- Szenario 3: Eine Bresche im Nordwesten der Insel (Johann-Heimreichs-Koog)
- Szenario 4: Drei Breschen an den Stellen der Szenarien 1 bis 3

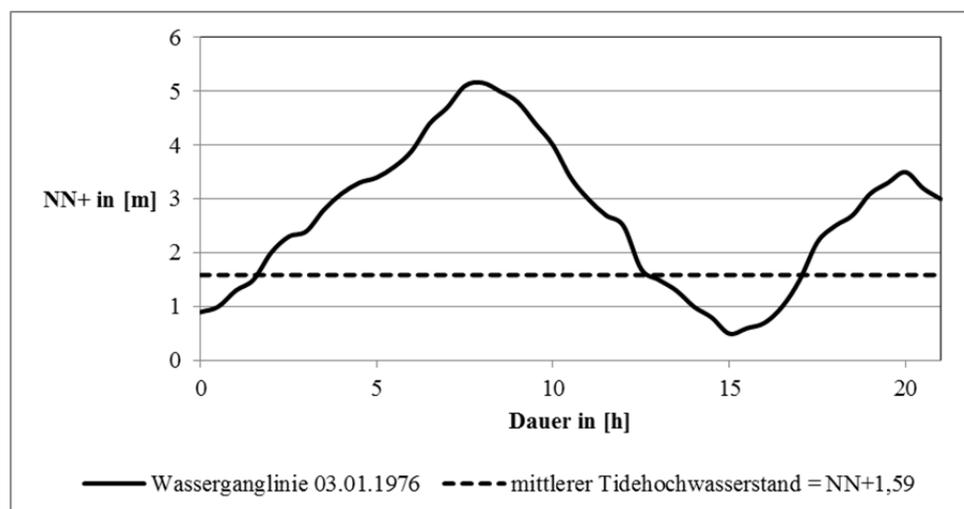


Abb. 7.2: Wasserganglinie am Landespegel Büsum vom 03.01.1976, modifiziert nach Stadelmann (2008b)

7.2.1 Szenario 1 (Deichbruch Westerkoog)

Das Überflutungsmodell eines Deichbruchs im Westerkoog errechnet eine Überflutungsfläche von 22,15 km² mit einem durchschnittlichen Wasserstand von 0,55 m. Die maximale Wassertiefe beträgt 2,10 m. Bei der Betrachtung von Abb. 9.3 wird der geringe Schutz der zweiten Deichlinie deutlich. Der Große Koog im Zentrum der Insel wird vollständig überschwemmt. Lediglich der Nordosten der Insel bleibt bei diesem Szenario vom Hochwasser verschont. Aufgrund der geringen Topographie stellen sich gleichmäßige Wasserstände ein.

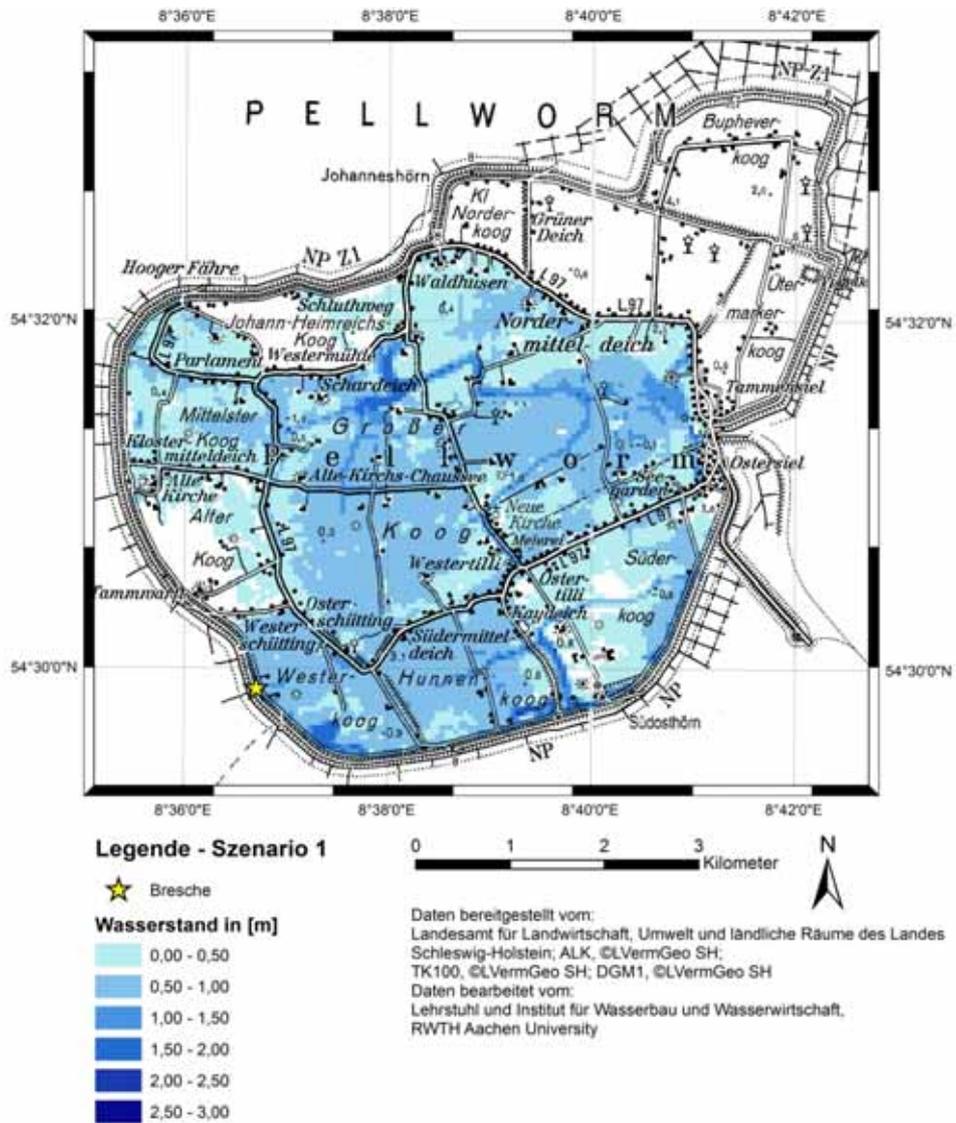


Abb. 7.3: Hydraulisches Modell für Pellworm mit Deichbruch im Westerkoog (Szenario 1)

7.2.2 Szenario 2 (Deichbruch Alter Koog)

Ein verändertes Modell liefert die Platzierung der Bresche im Alter Koog (siehe Abb. 9.4). Während der Alter Koog bei einem Deichbruch im Westerkoog durch die zweite Deichlinie teilweise geschützt bleibt, wird er bei diesem Szenario vollständig überflutet. In diesem Szenario schützt die zweite Deichlinie die Köge im Süden der Insel. Der Nordosten der Insel ist wie im ersten Szenario durch die zweite Deichlinie vor einer Überflutung geschützt. Der Johann-Heimreichs-Koog wird teilweise überflutet. Die Überflutungsfläche ist mit 16,96 km² geringer als im ersten Szenario. Der mittlere Wasserstand liegt wie im ersten Szenario bei 0,55 m, der maximale Wasserstand ist mit 1,75 m etwa 0,35 m geringer.

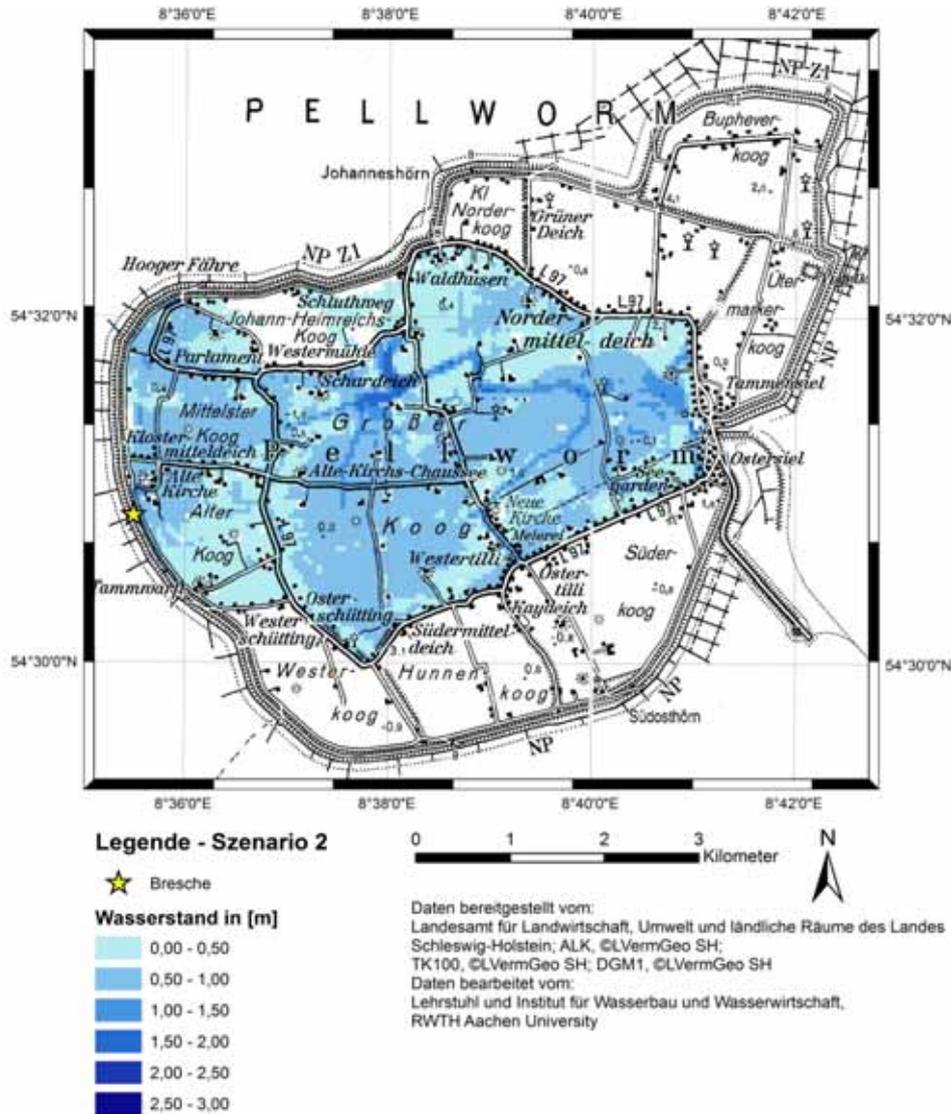


Abb. 7.4: Hydraulisches Modell für Pellworm mit Deichbruch im Alter Koog (Szenario 2)

7.2.3 Szenario 3 (Deichbruch Johann-Heimreichs Koog)

Abb. 9.5 zeigt die Simulation eines Deichbruchs am Johann-Heimreichs-Koog. Die Simulation führt zu einem ähnlichen Überflutungsbild wie im zweiten Überflutungsszenario. Als Unterschiede lassen sich leichte Überschwemmungen der südlichen Köge herausstellen. Der Schutz der nordöstlichen Köge durch die dortige zweite Deichlinie kann auch bei dieser Simulation beobachtet werden. Mit 21,09 km² Überflutungsfläche und 2,10 m maximalem Wasserstand sind die Werte vergleichbar mit dem ersten Szenario. Lediglich die Durchschnittswasserhöhe liegt mit 0,70 m etwa 0,15m höher als in den vorangegangenen Szenarien.

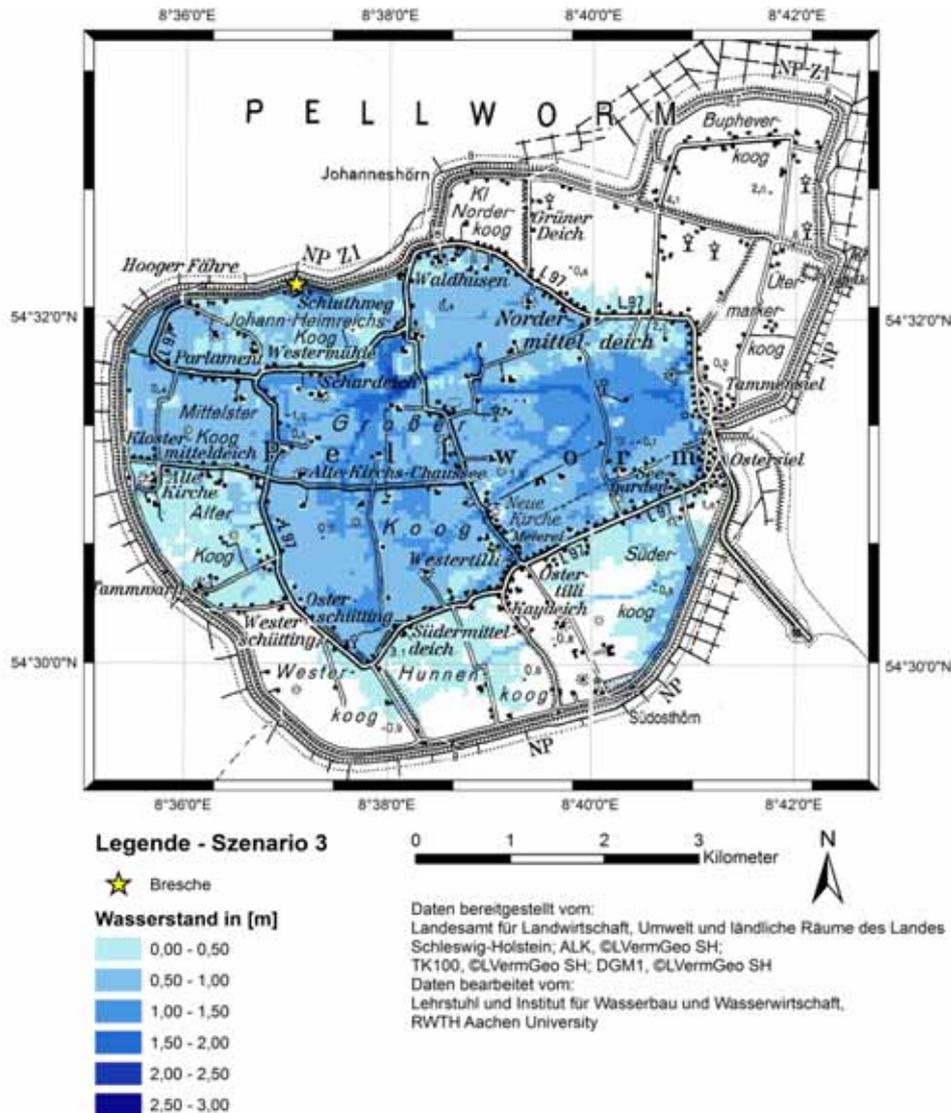


Abb. 7.5: Hydraulisches Modell für Pellworm mit Deichbruch im Johann-Heimreich-Koog (Szenario 3)

7.2.4 Szenario 4 (Dreifacher Deichbruch)

Das Überflutungsmodell (siehe Abb. 9.6) des dreifachen Deichbruchs zeigt höhere Wasserstände für Pellworm, da durch drei Breschen in derselben Zeit mehr Wasser in die Köge fließen kann als bei einer Bresche. Bestätigt wird diese Beobachtung durch eine mittlere Wasserspiegelhöhe von 1,10 m. Die Überflutungsfläche beläuft sich auf 31 km². In dieser Simulation wird Pellworm mit Ausnahme des höhergelegenen Bupheverkoog im Nordosten der Insel vollständig überflutet.

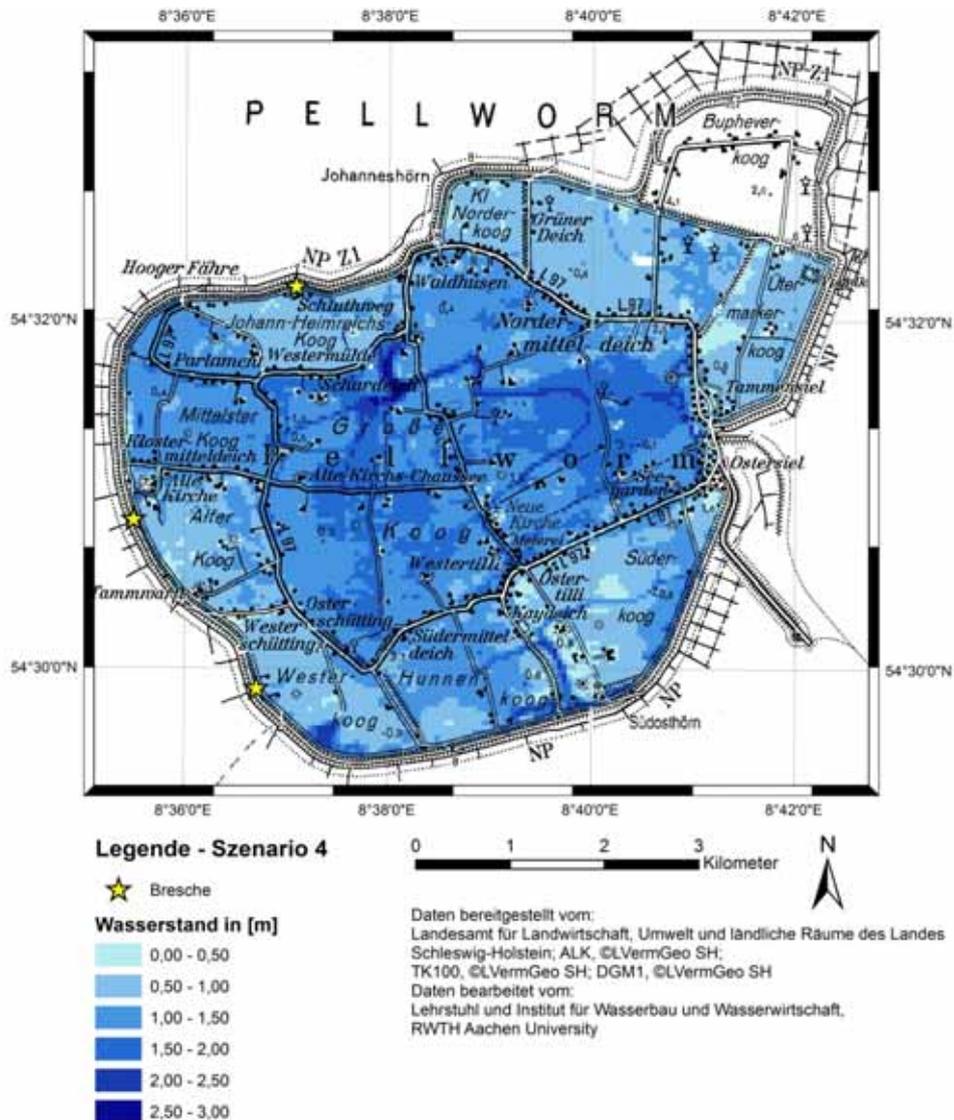


Abb. 7.6: Hydraulisches Modell für Pellworm mit dreifachem Deichbruch (Szenario 4)

7.3 Analyse der Konsequenzen

7.3.1 Ökonomische Schäden

Zur Berechnung der ökonomischen Schäden wurden auf Basis der ALK-Fachfolien 011 und 021 die Flächen entsprechend ihrer Nutzung in neun Schadenskategorien zugeteilt. Anschließend wurden die Daten in ein Raster mit einer Rasterzellenweite von 25 Metern überführt und in ProMaIDES eingelesen. ProMaIDES errechnet durch das Verschneiden der Vermögenswerte mit den Wasserständen für jedes Überflutungsszenario den entstandenen ökonomischen Schaden. Die dazu verwendeten Vermögensmittelwerte, sowie die 5% und 95% Quantil Werte, sind Tab. 9.1 zu entnehmen (SCHÜTTRUMPF, 2009).

Aufgrund der Darstellung der Straßen in den ALK-Daten als Polygone musste der Wert für Verkehr mobil angepasst werden, da es sonst zu einer Überbewertung der sechsten Kategorie kommt. Zur Korrektur wurde die Annahme getroffen, dass sich 560 Autos auf der Insel Pellworm befinden. Bei einem Durchschnittspreis für Autos von 8245,60 Euro (Schüttrumpf, 2009) ergeben sich für die Kategorie Verkehr mobil die hervorgehobenen Werte.

Tab. 7.1: Flächenbezogene Vermögenswerte in [€/m²] für Pellworm, modifiziert nach Schüttrumpf (2009)

Kategorie	Immobil	5%	95%	Mobil	5%	95%
1 Wohnbebauung	236,67	210,57	262,67	86,2	61,56	106,80
2 Industrie/Gewerbe	203,69	165,40	241,60	49,75	36,31	63,19
3 Mischnutzung	399,82	325,83	473,81	98,90	73,73	128,98
4 Staat	326,30	234,89	401,42	2,67	1,62	3,72
5 Freizeit	5,15	2,37	7,97			
6 Verkehr	59,09	43,66	74,52	5,32	4,91	5,62
7 Landwirtschaft	0,41	0,25	0,57			
8 Besondere Industrie	1034,04	634,01	1434,07	9,75	5,70	13,80
9 Forstwirtschaft	0,50	0,17	0,83			

Die folgenden Abbildungen zeigen die Ergebnisse der Berechnungen des ökonomischen Schadens. Dabei entspricht die Verteilung der Schäden der Überflutungsfläche. Leere Flächen entsprechen nicht überfluteten oder nicht schadensrelevanten Bereichen wie Seen oder Tümpel.

Zur Veranschaulichung der unterschiedlichen Vermögenswerte ist jedem Szenario ein Diagramm beigefügt, welches den absoluten Schaden einer Kategorie mit der jeweiligen Fläche der Kategorie vergleicht. Dabei wird deutlich, dass in allen Fällen die Landwirtschaft mit über 95 % den größten Flächenanteil ausmacht. Der Anteil der landwirtschaftlichen Fläche am absoluten Schaden hingegen entspricht weniger als 18 %. Wesentlichen Anteil am absoluten Schaden haben Wohnbebauung (>35 %) und besondere Industrie (>15 %), obwohl die Fläche beider Schadenskategorien weniger als 5 % der Überflutungsfläche entspricht.

7.3.1.1 Szenario 1

Die Betrachtung von Abb. 9.7 zeigt überwiegend Sachschäden in der Höhe von 0,10 €/m² bis 1,00 €/m². Dieser geringe Wert ist auf die überwiegend landwirtschaftlich genutzte Fläche Pellworms zurückzuführen. Höhere Werte werden in Bereichen mit Wohnbebauung, besonderer Industrie und Straßen erreicht. Insbesondere das im Osten der Insel installierte Hybridkraftwerk führt zu Schäden von 190 €/m². Der Gesamtschaden beläuft sich im Mittel auf etwa 14 Mio. Euro.

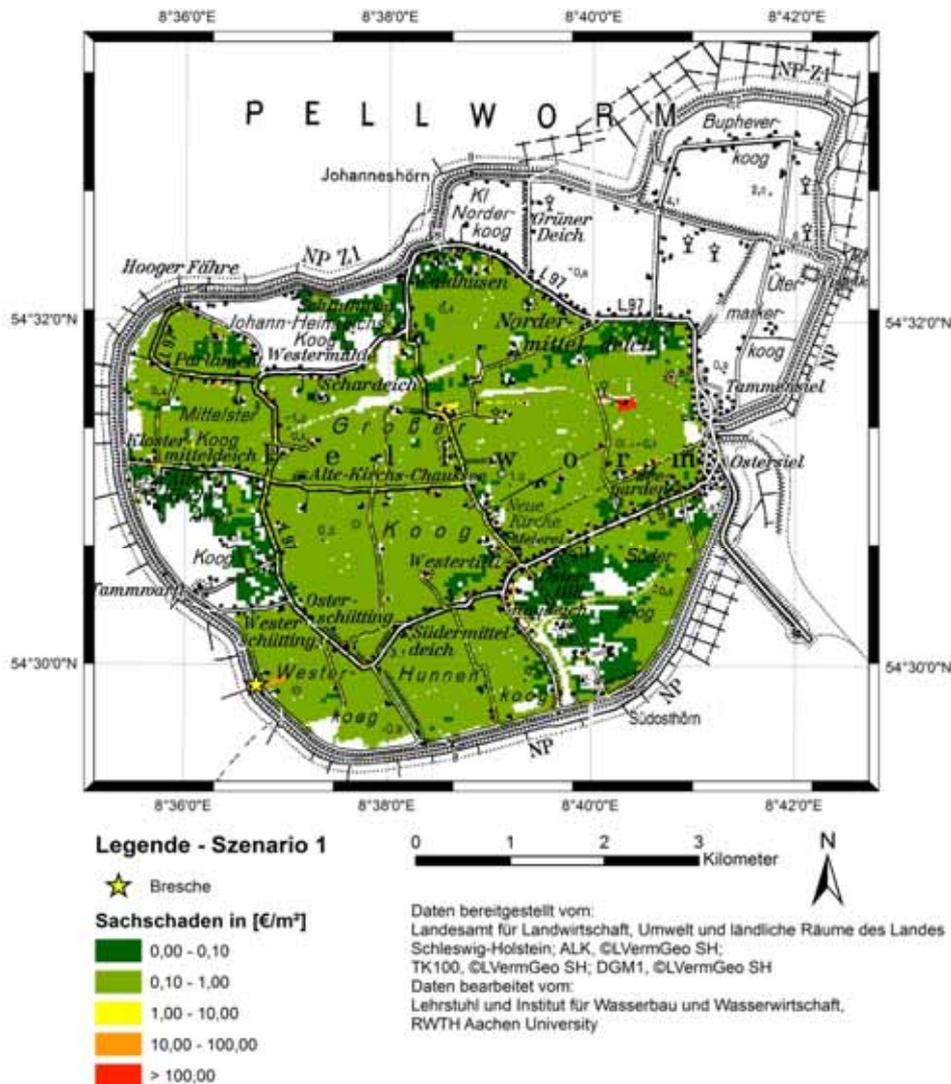


Abb. 7.7: Ökonomischer Schaden Pellworm, Szenario 1

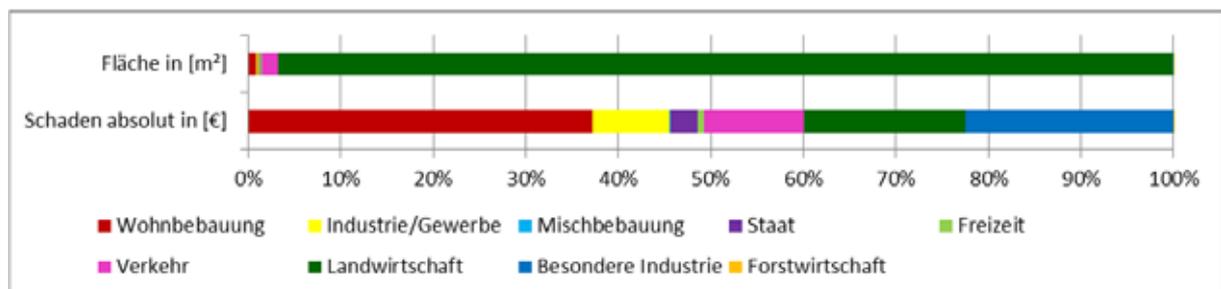


Abb. 7.8: Prozentuale Verteilung von Überflutungsfläche und absolutem Schaden je Schadenskategorie, Szenario 1

7.3.1.2 Szenario 2

Für das zweite Szenario ergibt die Schadensmodellierung ein ähnliches Bild verglichen mit dem ersten Szenario (siehe Abb. 9.9). Die ausgebliebene Überflutung der Südköge wird durch die zusätzliche Überflutung der Köge im Westen aufgehoben. Die Maximalwerte werden ebenfalls durch das Hybridkraftwerk erreicht. Der errechnete mittlere ökonomische Schaden liegt bei diesem Überflutungsmodell bei circa 12 Mio. Euro.

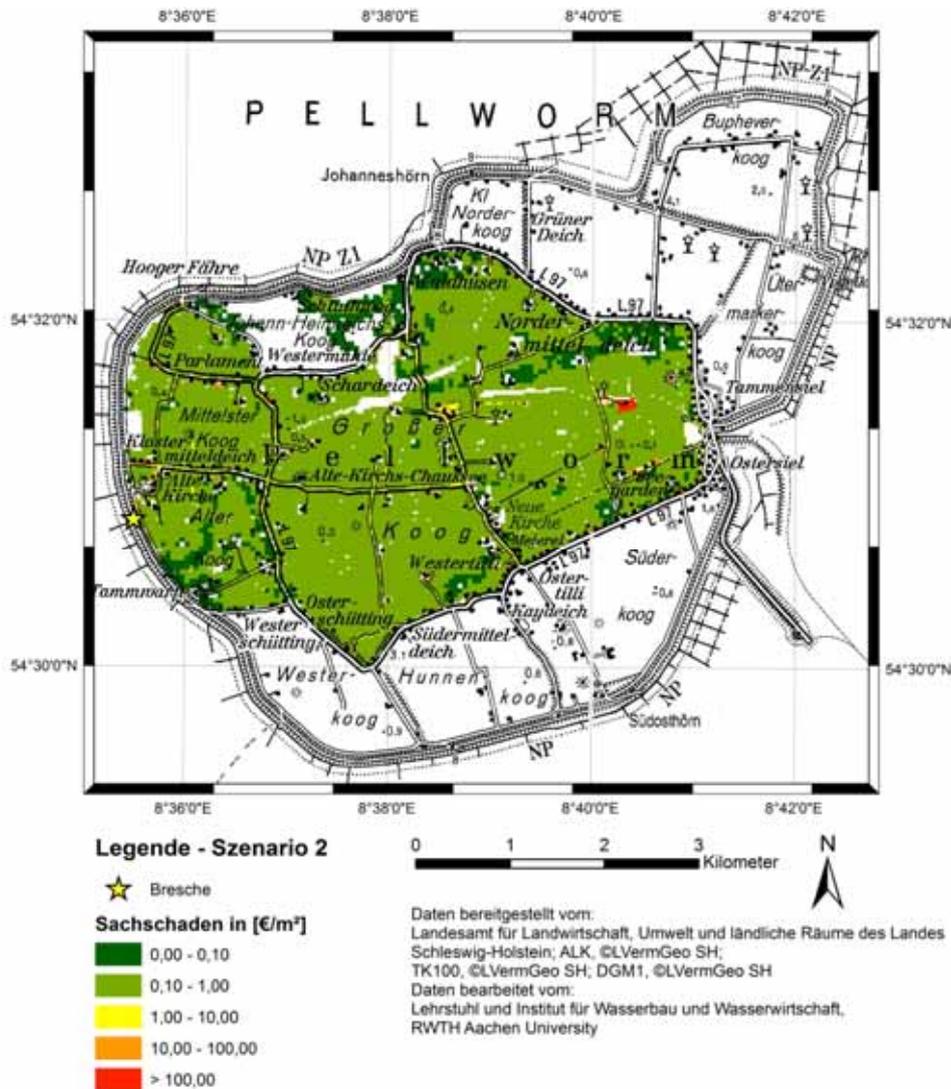


Abb. 7.9: Ökonomischer Schaden Pellworm, Szenario 2

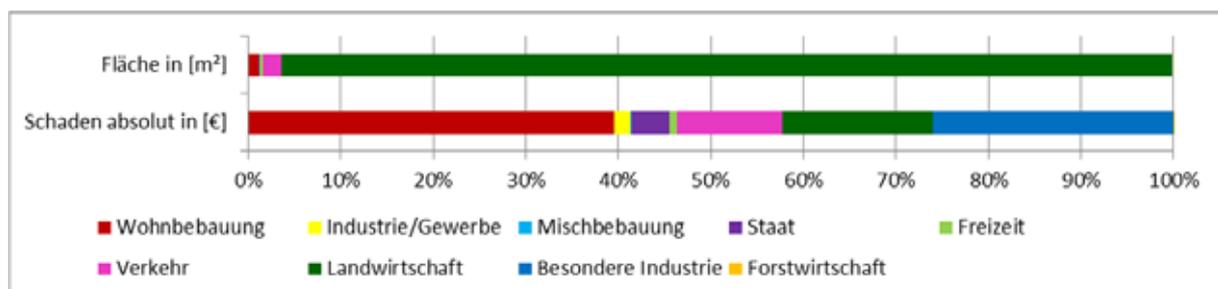


Abb. 7.10: Prozentuale Verteilung von Überflutungsfläche und absolutem Schaden je Schadenskategorie, Szenario 2

7.3.1.3 Szenario 3

Das dritte Schadensmodell zeigt ebenfalls einen gleichmäßigen Schaden zwischen 0,10 €/m² und 1,00 €/m². Durch die komplette Überflutung des Johann-Heimreichs-Koogs und die teilweise Überflutung der Köge im Süden kommt es zu einem höheren ökonomischen Schaden für das Untersuchungsgebiet von im Mittel 17,3 Mio. Euro.

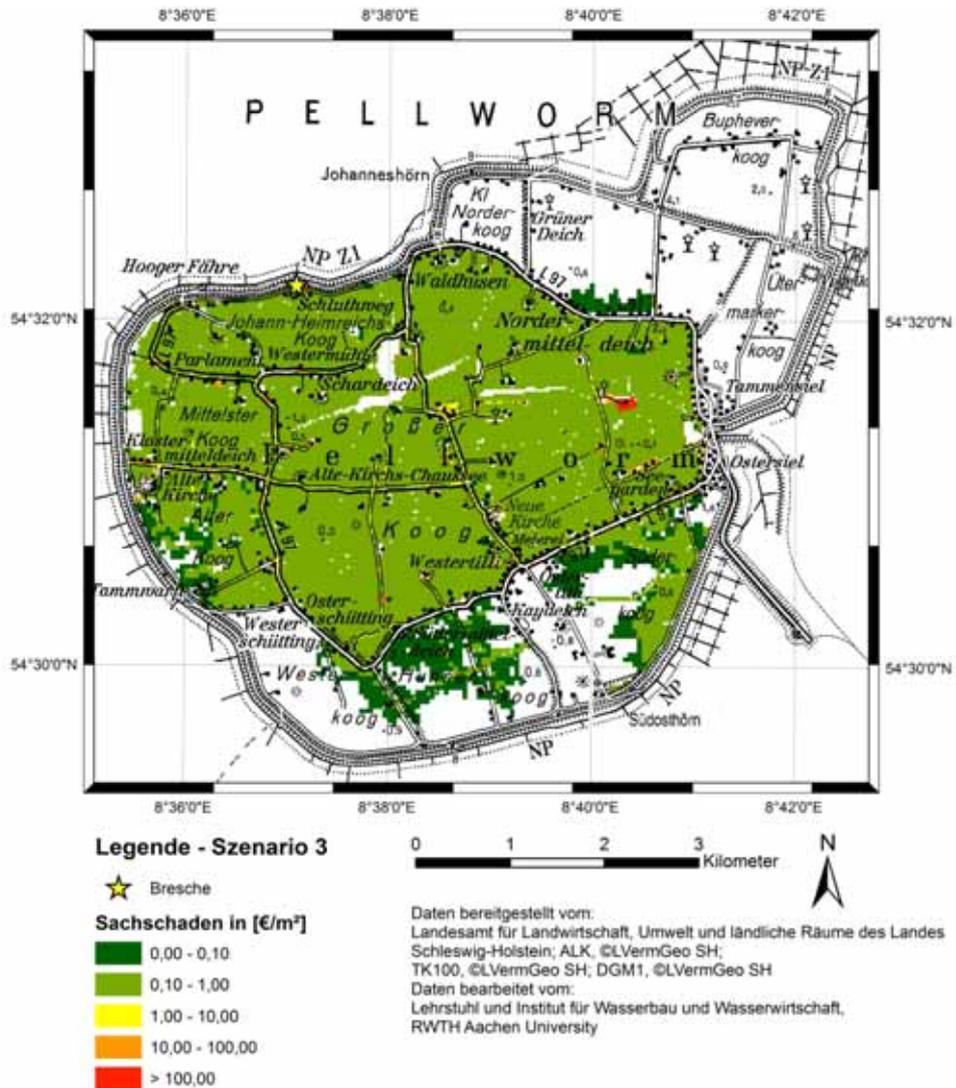


Abb. 7.11: Ökonomischer Schaden Pellworm, Szenario 3

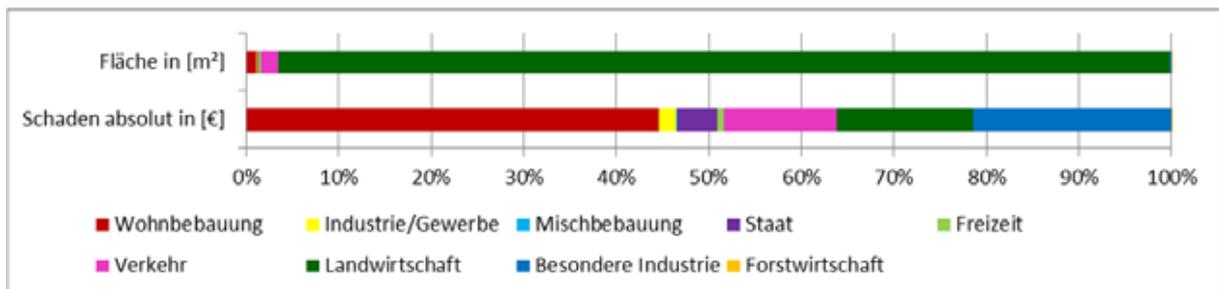


Abb. 7.12: Prozentuale Verteilung von Überflutungsfläche und absolutem Schaden je Schadenskategorie, Szenario 3

7.3.1.4 Szenario 4

Abb. 9.13 zeigt den ökonomischen Schaden für das vierte Szenario. Der ökonomische Schaden für dieses Szenario liegt aufgrund der größeren Überflutungsfläche und der höheren Wasserstände mit 37,6 Mio. Euro zwei- bis dreimal so hoch wie bei den ersten drei Szenarien.

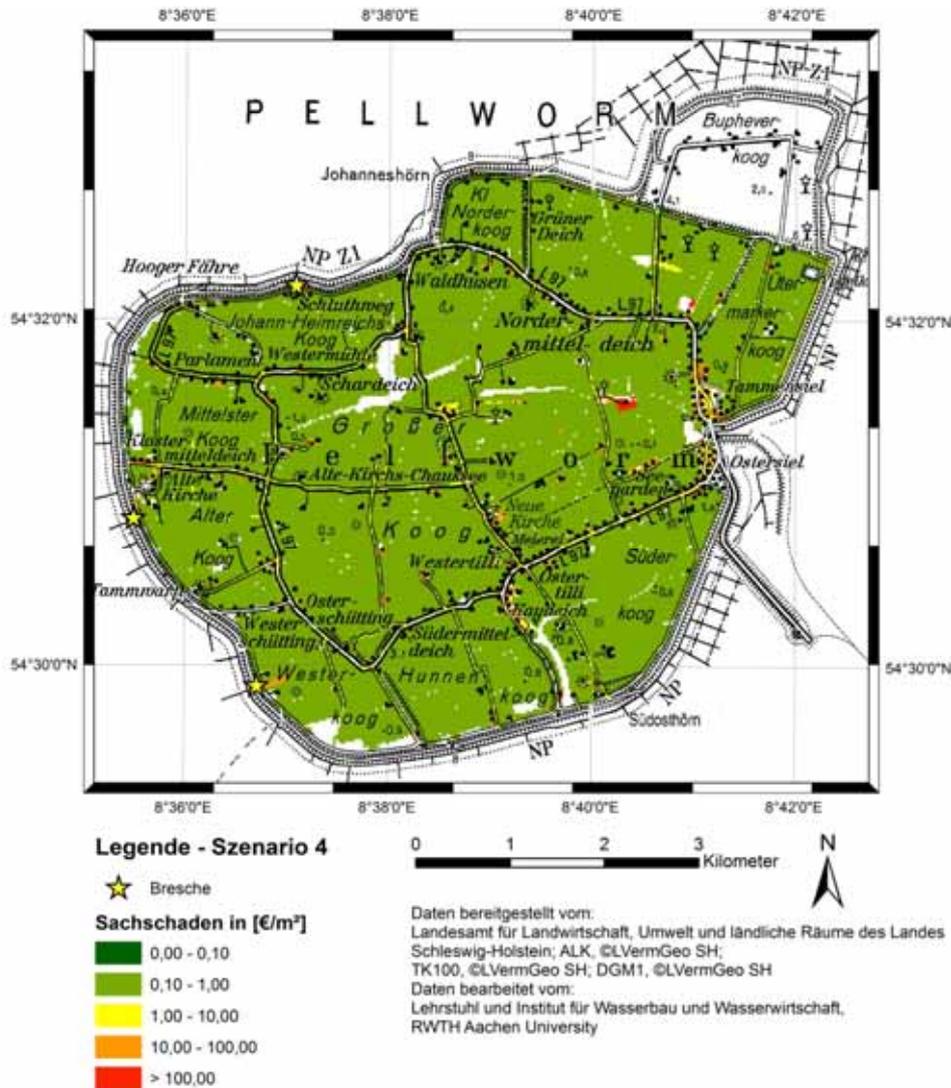


Abb. 7.13: Ökonomischer Schaden Pellworm, Szenario 4

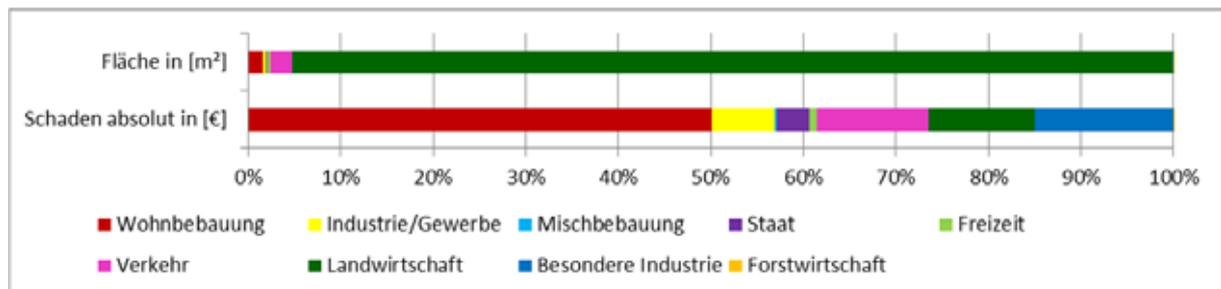


Abb. 7.14: Prozentuale Verteilung von Überflutungsfläche und absolutem Schaden je Schadenskategorie, Szenario 4

7.3.2 Intangible Schäden

Der Modellaufbau zur Ermittlung der betroffenen und gefährdeten Personen erfolgte über die Berechnung der Einwohnerdichte. Dazu wurde die Bevölkerungszahl von Pellworm durch die Fläche mit Wohnbebauung und Mischbebauung geteilt. Die ermittelte Einwohnerdichte wurde den Wohnbauflächen zugewiesen. Anschließend wurden die Daten in ein ProMaIDes taugliches Raster überführt. Ein Verschneiden des Rasters mit den Wasserständen liefert die Anzahl der betroffenen und gefährdeten Personen.

Aufgrund der vorliegenden ALK-Daten konnten die Sonderziele für Pellworm durch einen Abgleich mit dem Objektschlüsselkatalog ermittelt werden. Tab. 9.2 zeigt die auf Pellworm identifizierten Objekte, die zugehörigen Objektschlüssel der ALK-Daten sowie die vergebenen Scores für die entsprechende Objektart. Es wurden 21 verschiedene Objektarten ermittelt. Die Anzahl der Sonderziele beläuft sich auf insgesamt 33. Davon werden fünf Objekte den Kulturgütern zugeordnet. Von sechs Objekten geht eine Umweltgefährdung aus, weitere fünf Objekte werden der Kategorie der hoch vulnerablen Objekte zugeteilt. Die verbleibenden 15 Objekte haben eine infrastrukturelle Bedeutsamkeit.

Tab. 7.2: Sonderziele im Untersuchungsgebiet Pellworm

Objektschlüssel ALK	Objektart	Score
1121	Schule	5,7
1134	Museum	0,5
1141	Kirche	0,5
1149	Kirchliche Einrichtung	0,5
1158	Gesundheitseinrichtung	5,7
1165	Kindergarten	5,7
1172	Feuerwehr	2,7
1179	Sicherheitseinrichtung	2,7
1189	Friedhofgebäude	0,5
1372	Seniorenheim	5,7
1701	Industriegebäude	1,1
1731	Tankstelle	1,1
2501	Versorgungsgebäude	1,1
2511	Wasserwerk	2,7
2513	Pumpstelle	2,7
2523	Umformer	2,7
2528	Gebäude für elektrische Versorgung	2,7
2529	Elektrizitätsversorgung	2,7
2549	Fernmeldewesen	2,7
2601/2699	Gebäude für Entsorgung	1,1
2619	Entwässerung	2,7

Die im Folgenden vorgestellten Karten veranschaulichen die Bereiche, in denen Personen vom Hochwasser betroffen sind. Zusätzlich ist die Lage der betroffenen (blau) und der nicht betroffenen Sonderziele (grün) ausgewiesen.

7.3.2.1 Szenario 1

Die Berechnungen zum ersten Szenario ergeben, dass etwa 400 Personen vom Hochwasser betroffen sind. Darüber hinaus sind 14 Sonderziele vom Hochwasser betroffen. Davon sind zwei den hochvulnerablen Objekten, acht den infrastrukturell bedeutsamen Objekten und vier den umweltgefährdenden Objekten zuzuordnen. Einige der Sonderziele im Überflutungsgebiet sind vollständig vom Wasser umschlossen, werden jedoch aufgrund ihrer Warftlage nicht vom Hochwasser überflutet, weshalb sie als nichtbetroffen ausgewiesen werden.

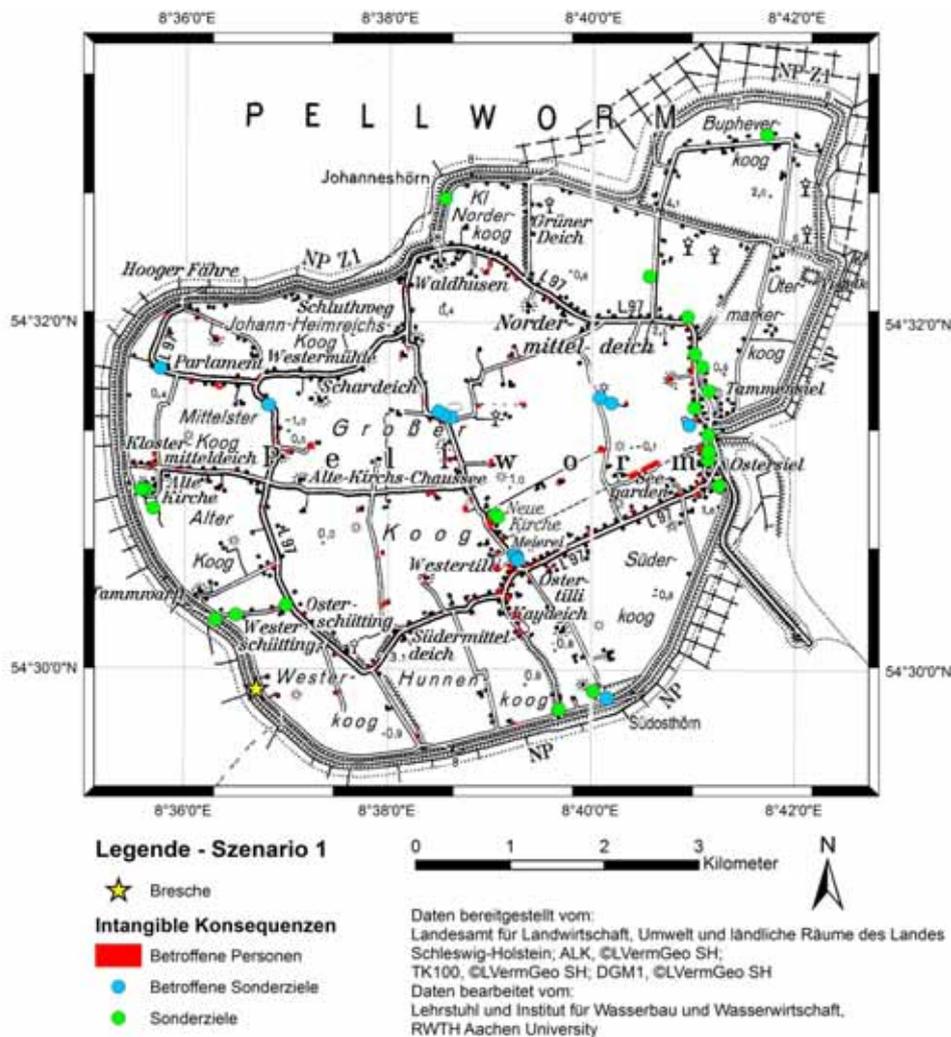


Abb. 7.15: Intangible Konsequenzen Pellworm, Szenario 1

7.3.2.2 Szenario 2

Die intangiblen Konsequenzen des zweiten Szenarios sind denen aus Szenario 1 sehr ähnlich. Durch die Schutzwirkung der zweiten Deichlinie wird der Süden der Insel nicht überflutet. Dadurch werden etwa 25 Personen weniger vom Hochwasser betroffen. Zusätzlich wird eine Entsorgungsanlage im Süderkoog vom Hochwasser verschont, weshalb die Anzahl der betroffenen Sonderziele auf 13 sinkt.

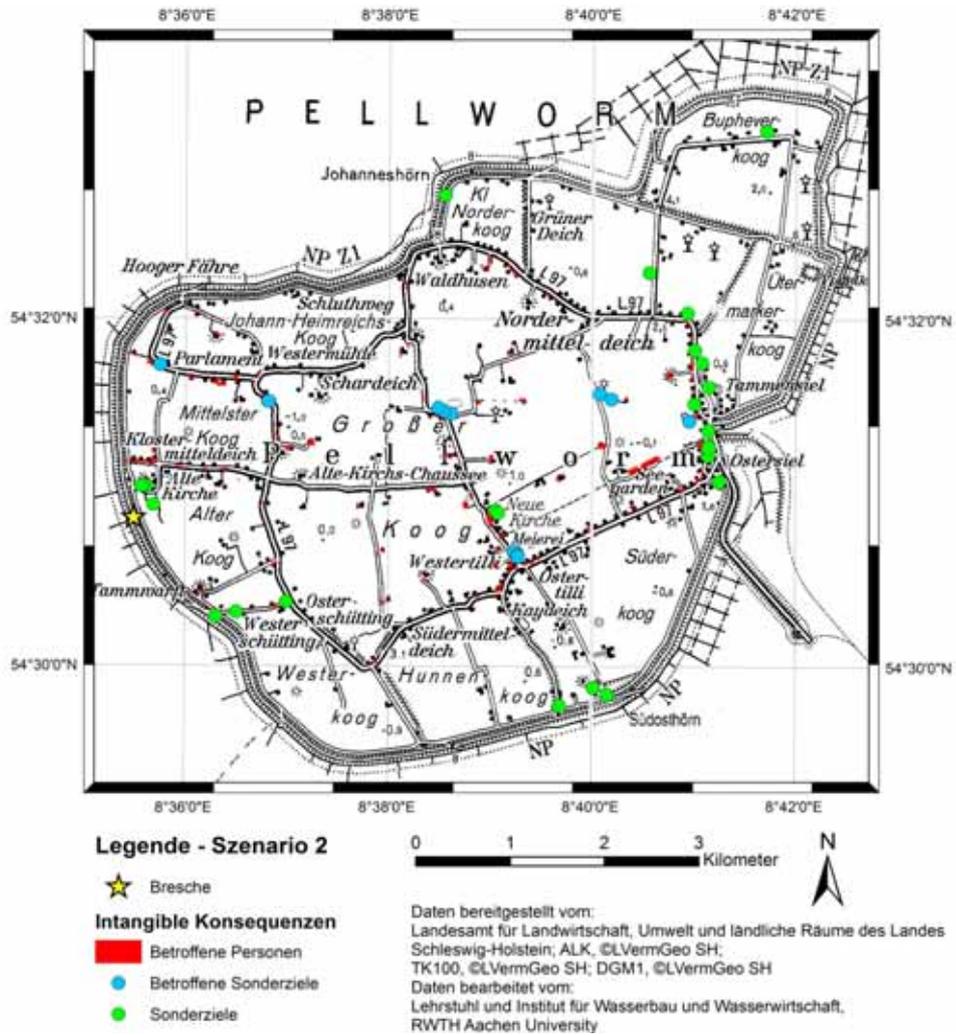


Abb. 7.16: Intangible Konsequenzen Pellworm, Szenario 2

7.3.2.3 Szenario 3

Die Zahl der betroffenen Personen steigt im dritten Szenario auf 463 Personen. Die Anzahl der betroffenen Sonderziele bleibt dagegen gleich, verglichen mit Szenario 2. Die Zunahme der Personenzahl lässt sich durch die größere Überflutungsfläche sowie die höheren Wasserstände verglichen zum zweiten Szenario erklären.

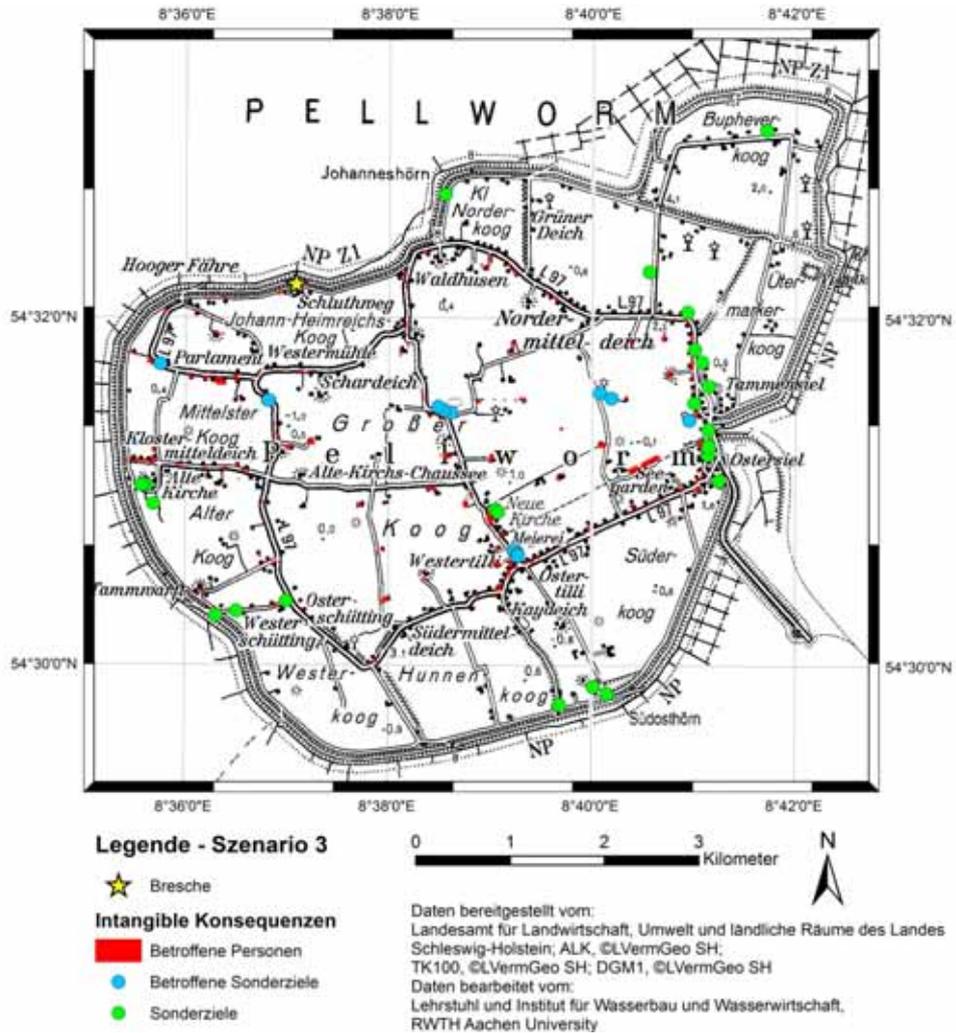


Abb. 7.17: Intangible Konsequenzen Pellworm, Szenario 3

7.3.2.4 Szenario 4

Beim vierten Szenario werden 867 Personen als betroffen ausgewiesen. Die Anzahl der gefährdeten Personen ist für dieses Szenario mit 1,9 erstmals größer als 1. Durch die Angabe der Anzahl gefährdeter Personen inklusive Nachkommastelle wird verdeutlicht, dass es sich hierbei allenfalls um Richtgrößen handelt. Dieser Wert entsteht durch die Summation der Flächen potenziell gefährdeter Personen, weshalb ein genauer Ort der Gefährdung nicht ausgewiesen werden kann. 23 betroffene Sonderziele werden ermittelt. Diese teilen sich in vier hochvulnerable, 13 infrastrukturell bedeutsame und fünf umweltgefährdende Objekte sowie ein kulturell bedeutsames Gebäude.

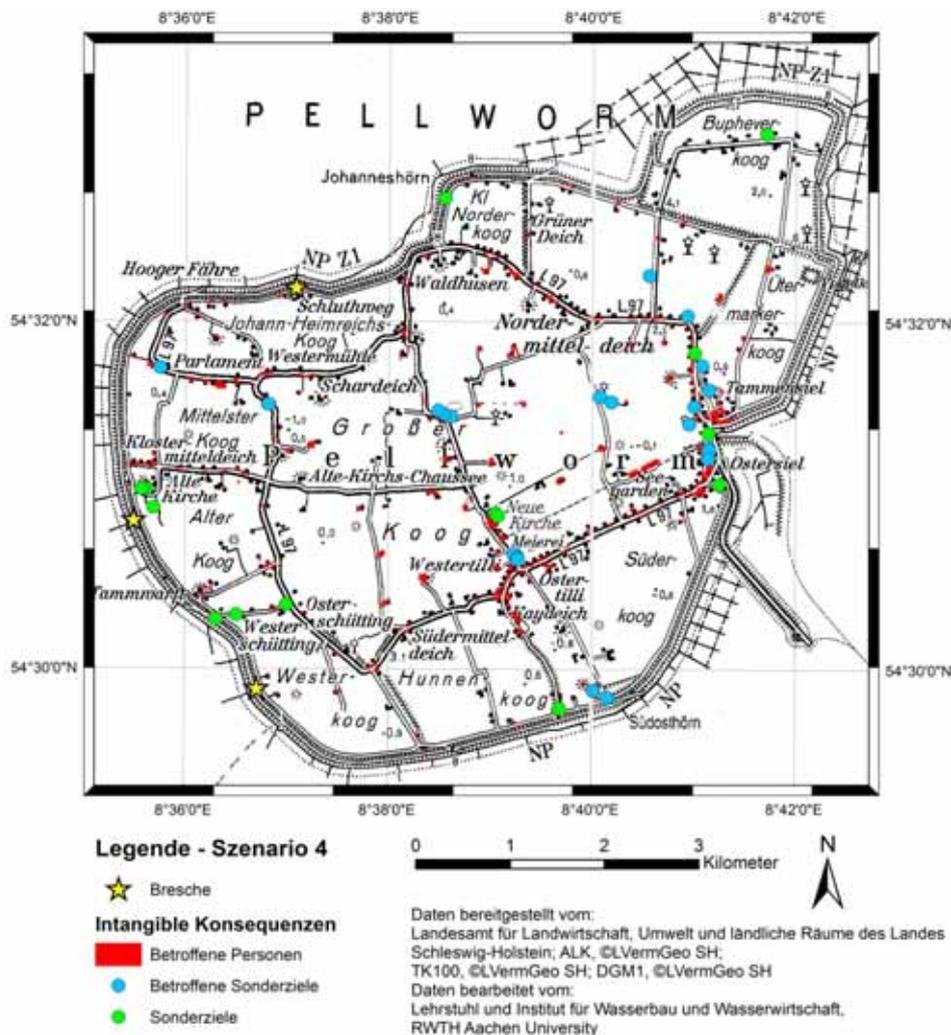


Abb. 7.18: Intangible Konsequenzen Pellworm, Szenario 4

7.4 Auswertung und Interpretation der Ergebnisse

Die für die Berechnungen verwendeten Eingangsdaten müssen zunächst einer Plausibilitätsanalyse unterzogen werden. Dabei ist festzustellen, ob die Datengrundlage zur Bearbeitung der Fragestellung hinreichend genau ist und plausible Ergebnisse liefert. Für das Untersuchungsgebiet Pellworm mussten insbesondere die flächenbezogenen Vermögenswerte kritisch hinterfragt werden. Die verwendeten Werte wurden für ATKIS-Datensätze ermittelt. Des Weiteren wurden die Werte für Untersuchungsgebiete im Binnenland erstellt. Eine Übertragung auf einen ALK-Datensatz für die ländlich geprägte Insel Pellworm kann zu Ungenauigkeiten führen. Daher wurden die Vermögenswerte der Kategorie *Verkehr mobil* angepasst.

Das korrigierte ökonomische Schadenspotenzial für die Insel Pellworm liegt im Mittel bei circa 350 Mio. Euro. Ein Abgleich dieses Wertes mit Angaben des *Statistikamts Nord* ergibt eine Abweichung um 150 Mio. Euro. Damit liegt das in diesem Bericht ermittelte Schadenspotenzial 50% über dem Wert des *Statistikamts Nord*. Da nicht bekannt ist, welche Güter unter dem Begriff Sachwerte zusammengefasst werden, wird daher die Schadenspotenzialanalyse als realistisch betrachtet.

Für die Berechnung des gesamten Schadenspotenzials wurden vier Gruppen betrachtet.

- Ökonomische Schäden
- Betroffene Personen
- Gefährdete Personen
- Betroffene Sonderziele

Tab. 9.3 zeigt das Gesamtschadenspotenzial. Für das ökonomische Schadenspotenzial wird aufgrund der Unsicherheiten der Schadensfunktionen neben einem Mittelwert auch der Wert des 5% und des 95% Quantils angegeben. Für die intangiblen Konsequenzen konnte aufgrund fehlender Daten sowie der getroffenen Annahmen keine Streuung der Genauigkeit berücksichtigt werden.

Tab. 7.3: Ermitteltes Schadenspotenzial für Pellworm

	Ökonomisches Schadenspotenzial	Einwohnerzahl im Untersuchungsgebiet	Maximaler Sonderzielscore
Mittelwert	346.173.717,25	1100	79,1
5% Quantil	271.680.095,50		
95% Quantil	417.076.894,25		

7.5 Schrifttum

- Schüttertrumpf, H.; Bachmann, D.; Huber, N. P.; Kufeld, M.; Lennartz, G.; Bless, J., Hill, P. B.; Romich, M.; Altepost, A.; Schumann, A. H.; Pahlow, M.; Petry, U. (2009): ENTWICKLUNG EINES RISIKOBASIERTE ENTSCHEIDUNGSHILFESYSTEMS ZUR IDENTIFIKATION VON SCHUTZMAßNAHMEN BEI EXTREMEN HOCHWASSEREREIGNISSEN -REISE-. ABSCHLUSSBERICHT ZUM VERBUNDVORHABEN INNERHALB DER BMBF-FÖRDERAKTIVITÄT. AACHEN: LEHRSTUHL UND INSTITUT FÜR WASSERBAU UND WASSERWIRTSCHAFT (UNVERÖFFENTLICHT).
- Stadelmann, R. (2008A): DEN FLUTEN GRENZEN SETZEN. SCHLESWIG-HOLSTEINS KÜSTENSCHUTZ. WESTKÜSTE UND ELBE. BAND 1: NORDFRIESLAND. HUSUM DRUCK- UND VERLAGSGESELLSCHAFT. HUSUM.
- Statistisches Amt für Hamburg und Schleswig-Holstein (2012): BEVÖLKERUNG DER GEMEINDEN IN SCHLESWIG-HOLSTEIN AM 31.12.2011. HAMBURG: STATISTIKAMT NORD. ANSTALT DES ÖFFENTLICHEN RECHTS.
- Land Schleswig-Holstein (2012): GENERALPLAN KÜSTENSCHUTZ DES LANDES SCHLESWIG-HOLSTEIN FORTSCHRIBUNG 2012. VORLÄUFIGE ENDFASSUNG DEZEMBER 2012. KIEL.

8. Risikoanalyse

8.1 Untersuchungsgebiet Markgrafenheide

Markgrafenheide ist ein seit dem 9. Dezember 1924 zu Rostock gehörender Ortsteil mit 563 Einwohnern (ROSTOCK-MARKGRAFENHEIDE, 2014; Stand 12/2011) im Norden Mecklenburg-Vorpommerns. Der 6,5 km² große Stadtteil wird nordwestlich durch die Ostsee, im Süden durch den Radelsee und im Südwesten durch den Ortsteil Hohe Düne und dem Naturschutzgebiet Radelsee begrenzt. Der östliche Ortsrand grenzt an den Moorgraben und das Landschaftsschutzgebiet Rostocker Heide. Abb. 8.1 veranschaulicht die Lage Markgrafenheides.



Abb. 8.1: Überblick und geographische Lage von Markgrafenheide und dem Simulationsgebiet

Der auf der Deutschlandkarte in rot eingefärbte Bereich umfasst unter anderem das Stadtgebiet Rostock, in welchem sich Markgrafenheide im Norden an der deutschen Ostseeküste befindet. Zur geographischen Einordnung sind die Städte Hamburg, Bremen, Berlin, Kolding und Kopenhagen mit einem Punkt versehen und Hamburg ist zusätzlich beschriftet. Auf der großen Karte ist ein Ausschnitt aus Bing Maps zu sehen (BING, 2013), der das Untersuchungsgebiet mit einer Größe von 2,385 km², Markgrafenheide und den Umriss des für die Simulation diskretisierten Bereichs von Markgrafenheide zeigt.

Aufgrund seiner unmittelbaren Lage an der Mecklenburger Bucht ist die Wirtschaft von Markgrafenheide stark vom Tourismus geprägt. Entsprechend hohe Bedeutung kommt dem Freizeitangebot und weiteren weichen Standortfaktoren, wie beispielsweise der Gastronomie und allem voran der naturbelassenen Landschaft mitsamt der umliegenden Natur- und Landschaftsgebiete, zu. Die den Tourismus bedingende starke Präsenz der Natur kommt durch die überwiegend grüne Färbung des Gebietes deutlich zum Ausdruck. Ebenfalls mit Tourismus verbunden sind die Campingplätze und weitere Sport- und Freizeitanlagen, die einen weiteren großen Anteil der Fläche einnehmen. Industrie- und Gewerbeflächen nehmen in Markgrafenheide dagegen nur eine untergeordnete Rolle an (REGELWERK KÜSTENSCHUTZ MECKLENBURG-VORPOMMERN, 2009).

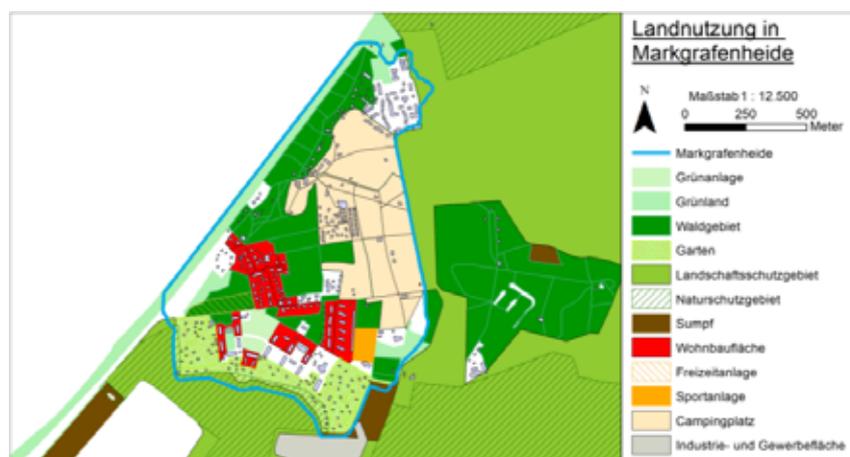


Abb. 8.2: Landnutzung in Markgrafenheide und Umgebung

Ein Großteil Markgrafenheides liegt unterhalb des Bemessungshochwasserstandes von 3,00 m ü. HN. Nur im Norden und im Zentrum des Untersuchungsgebietes existieren Hochflächen mit einer Höhe von 4,00 m bis 4,50 m

ü. NH. Zudem kreuzt die Warnemünder Straße vom Südwesten nach Osten die zentrale Hochfläche. Sie wurde auf einer künstlichen Trasse errichtet und bildet so eine Barriere für einströmendes Wasser (REGELWERK KÜSTENSCHUTZ MECKLENBURG-VORPOMMERN, 2009).

Durch die Lage Markgrafenhedes zwischen Ostsee, Radelsee und Moorgraben ergibt sich für den Ort eine besondere Situation bezüglich des Hochwasserschutzes, da nicht nur die Gefahr der seewärtigen Sturmflut sondern auch die Gefahren einer Sturmflut vom Radelsee und einer Flussüberschwemmung des Moorgrabens bestehen. Dadurch erhielt Markgrafenhede als erster Ort eine 2,5 km lange Ringdeichanlage (BADZIAI ET AL., 2010), die 2006 fertiggestellt wurde. Die Kronenhöhe der Ringdeichanlage, die nach dem Bemessungshochwasserstand, der sich an den Scheitelständen der Sturmflut vom 12./13. November 1872 orientiert, bestimmt wurde, liegt bei 3.25 m ü. HN. Ergänzt wird der Ringdeich durch verschiedene Hochwasserschutzelemente, zu denen Buhnen, Küstenschutzdeich und -dünen, Straßen- und Gebietserhöhungen und Spundwände gehören (REGELWERK KÜSTENSCHUTZ MECKLENBURG-VORPOMMERN, 2009).

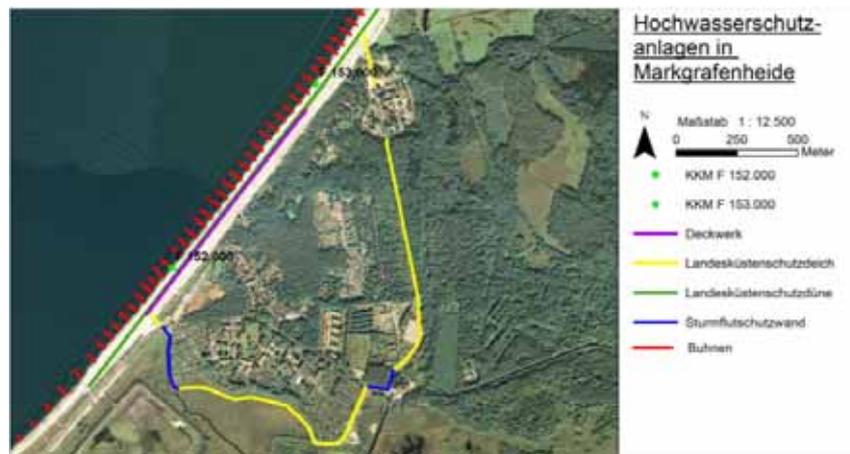


Abb. 8.3: Überblick über die Hochwasserschutzanlagen in Markgrafenhede

Der nördliche Bauabschnitt wurde 2004/2005 fertiggestellt und ist zusammengesetzt aus Deich, Spundwand, Straßenerhöhung und Gebietserhöhungen, wodurch in dem Bereich zwischen den in gelb markierten Landesküstenschutzdeich auf weitere Schutzbauten verzichtet werden kann. Im Süden wird Markgrafenhede durch einen 1.084 m langen Deich und 395 m Spundwand geschützt. Zudem wurde die Warnemünder Straße erhöht. An der Küste wurden darüber hinaus seit 2002 mehr als 2.000 bohrrmuschelresistente Holzpfähle neu gerammt oder verlängert. Zusätzlich bieten 950 m Deckwerk Schutz vor Sturmfluten (REGELWERK KÜSTENSCHUTZ MECKLENBURG-VORPOMMERN, 2009).

8.2 Zuverlässigkeitsanalyse

Die Zuverlässigkeitsanalyse quantifiziert die Beständigkeit von Küstenschutzbauwerken im Teilsystem Küstenschutzlinie. Für Markgrafenhede lassen sich diese vorrangig in das Deichringsystem mit im westlichen Küstenbereich eingegliedert Düne unterteilen. Bei der angestrebten Modellierung werden sämtliche Hochwasserschutzsektionen näher betrachtet und darauf aufbauend entsprechende Einwirkungs-Versagensfunktionen (*fragility curves*) erzeugt, welche für die anschließende Risikoberechnung in ProMaIDes notwendig sind.

8.2.1 Datengrundlage

Die speziellen Eigenschaften der Hochwasserschutzsektionen geben Auskunft über ihre jeweilige Zuverlässigkeit. Diese wird anhand von Einwirkungs-Versagensfunktionen (*fragility curves* / *FRC's*) erfasst, die die Versagenswahrscheinlichkeit bzw. Nichtversagenswahrscheinlichkeit in Abhängigkeit der auftretenden Wasserstände in der Sektion darstellen. Sie können einerseits über modellbasierte, probabilistische Analysen bestimmt werden, die auf Monte-Carlo-Analysen zurückgehen, andererseits über Expertenwissen manuell eingestellt werden (BACHMANN, 2012).

Im Rahmen dieser Simulation wird auf eine modellbasierte, probabilistische Analyse innerhalb des Programmpaketes ProMaIDes zurückgegriffen. Die Modellbildung stellt einen wesentlichen Arbeitsschritt der Zuverlässigkeitsanalyse dar. Die Festlegung der zu berücksichtigenden Versagensmechanismen sowie eine Parametrisierung der Geometrie und der spezifischen Materialwerte sind unabdingbar. Hierbei ist zwischen den diversen Bauwerkstypen zu unterscheiden.

Die nötigen Daten zu Bauwerksquerschnitten mit entsprechenden Bemaßungen sowie Bodengutachten inklusive Sieblinien und ausführlicher Bodenkennwerte stehen für die Durchführung zur Verfügung. Bei einigen Parametern wird wegen mangelhafter Datengrundlage zusätzlich auf Expertenwissen zurückgegriffen. Die wesentlichen Informationen zur Theorie der Zuverlässigkeitsanalyse sind dem Abschlussbericht der zuverlässigkeitsbezogenen Analyse der Emscherdeiche entnommen worden (BACHMANN, 2011).

Versagensmechanismen

Die Möglichkeit eines Versagensereignisses besteht lediglich, wenn der Wasserstand vor dem Bauwerk über dem landseitigen Fußpunkt des Bauwerks steht. Trifft dies zu, werden für den Bauwerkstyp Deich drei Versagenskategorien unterteilt: hydraulische, geohydraulische und geostatische Ereignisse. Die verwendete Fehlerbaumstruktur mit den entsprechenden UND / ODER - Operatoren sind der nachstehenden Abbildung (Abb. 8.4) zu entnehmen. Bei Dünenbauwerken sind lediglich die hydraulischen Versagensfälle von Bedeutung.

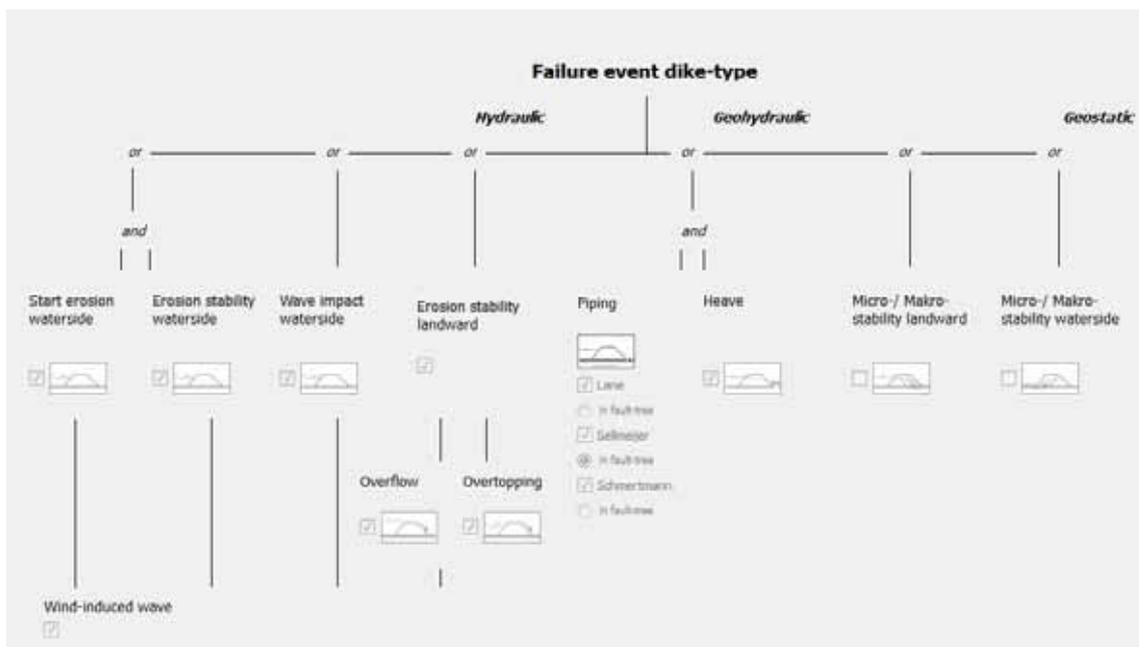


Abb. 8.4: Fehlerbaumstruktur des Bauwerktyps Deich in ProMaIDes

Im Bereich der Geohydraulik muss sowohl das Ereignis des Deckschichtaufbruchs (Heave) als auch Tunnelerosion (Piping) stattfinden, um ein Bauwerkversagen hervorzurufen. Die anderen Ereignisse sind Einzelereignisse, die direkt zu einem Versagensereignis führen können. Die Entscheidung welche Versagensmechanismen relevant sind, muss anhand des Bauwerktyps, dessen Material und den einwirkenden Einflüssen auf das Bauwerk im Untersuchungsgebiet festgelegt werden. Die Auswahl wird ferner durch die vorliegenden Daten beeinflusst. In diesem Bericht werden alle implementierten Versagensmechanismen berücksichtigt.

Geometrische Parametrisierung

Die Deich- und Dünenkubatur wird durch Polygonzüge abgebildet. Diese zonieren den Deich in Materialpolygone. Die Kubatur wird dabei in folgende Zonen eingeteilt (vgl. Abb. 8.5):

- Vorland,
- Wasserseite,
- Krone,
- Landseite und
- Hinterland

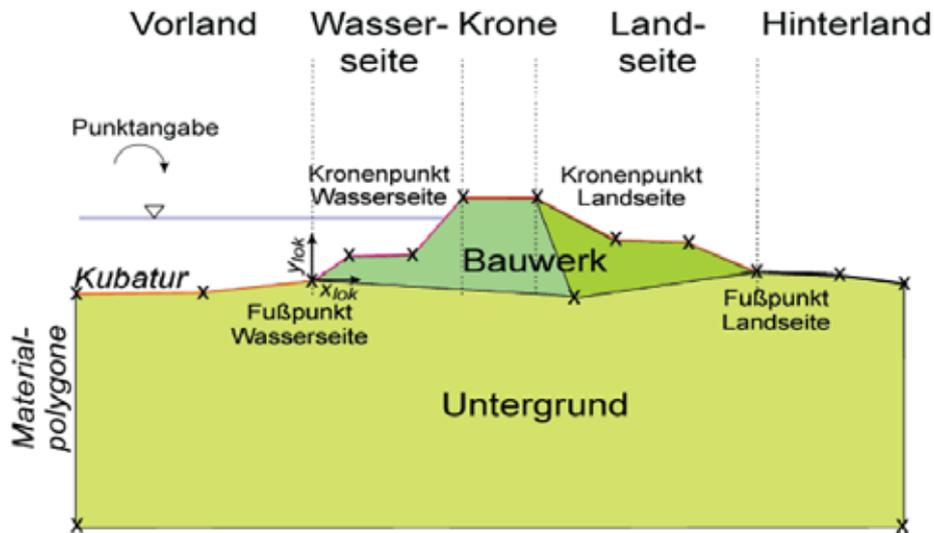


Abb. 8.5: Geometrische Parametrisierung eines Deichbauwerks (BACHMANN ET AL., 2011)

Die Angabe der Polygonpunkte erfolgt im Uhrzeigersinn. Als wichtigste Punkte der Kubatur, die immer angegeben werden müssen, sind Folgende zu nennen:

- Wasserseitiger Fußpunkt,
- Wasserseitiger Kronenpunkt,
- Landseitiger Kronenpunkt und
- Landseitiger Fußpunkt.

Der wasserseitige Fußpunkt dient als Ursprung des lokalen Koordinatensystems, welches zur Diskretisierung benötigt wird. Es hat die Koordinaten $(0|0)$. Der landseitige Fußpunkt liegt rechts vom wasserseitigen, d.h. der einwirkende Wasserstand steht im Modell in jedem Fall links vom Bauwerk. Die Materialpolygone bilden die im Bauwerk und im Untergrund vorhandenen Bodenschichten ab. Sie dürfen sich nicht gegenseitig überschneiden, müssen die festgelegte Kubatur vollständige ausfüllen und diese dabei nicht schneiden. Die Angabe der Polygonpunkte erfolgt ebenfalls im Uhrzeigersinn. Weitere Eigenschaften der Materialpolygone sind deren Namen und eine Typbeschreibung. Es sind die folgenden drei Typen möglich:

- Allgemein
- Deckschicht (impermeable Schicht) und
- Leitende Schicht (permeable Schicht)

Die beiden letztgenannten Typen können jeweils nur einem Materialpolygon zugewiesen werden. Sie sind vor allem bei den geohydraulischen Prozessen von Relevanz (BACHMANN, 2012).

Materielle Parametrisierung

Die materialspezifischen Eigenschaften des zu untersuchenden Bauwerks sind die wesentlichen Faktoren bei der Bestimmung der Versagenswahrscheinlichkeit. An dieser Stelle folgt lediglich eine kurze Aufführung der wichtigsten Konfigurationsgrößen und deren festgelegten Werte (s. Tab. 8.1).

Bei der Datenermittlung ist es notwendig nicht nur Informationen über den Mittelwert $E(X)$, sondern auch über die Standardabweichung $Std(X)$ zu ermitteln.

Tab. 8.1: Eingangsgrößen bei der Ermittlung der Einwirkungs-Versagensfunktionen

Name	Bezeichnung im Modell	E(X)	Std (X)	Einheit
Dichte Wasser	-	1000	-	kg/m ³
Erdbeschleunigung	-	9,806	-	m/s ²
Kornrohdichte	grain_density	2650	50	kg/m ³
Wassergehalt	water_content	Angabe je Polygon	s. E(X)	-
Porosität	porosity	Angabe je Polygon	s. E(X)	-
kinematische Viskosität	-	1,31*10 ⁻⁶	-	m ² /s
Reibungswinkel	friction_angle	Angabe je Polygon	s. E(X)	°
Kohäsion	cohesion	Angabe je Polygon	s. E(X)	N/m ²
Durchlässigkeitsbeiwert	k _f _perm_layer	1,0*10 ⁻⁴	1,0*10 ⁻⁷	m/s
Korndurchmesser	d ₁₀ , d ₆₀ , d ₇₀	Angabe je Polygon		m
Rauheit	gamma_roughness	Angabe je Polygon	s. E(X)	-
maximale Breschenweite	max_breach_width	100	-	m
kritische Geschwindigkeit	velocity	0,16	-	m/s
kritische Kronenbreite	crit_crest_width	10	0,5	m
Rundheit	roundness	3,5	0,2	-
Formfaktor	shape	1,0	0,01	-

8.2.2 Modellaufbau

Die im Rahmen dieses Projekts durchgeführten Untersuchungen zur Dünen- und Deichzuverlässigkeit beziehen sich auf das gesamte Deichringsystem. Die Küstenschutzlinie sollte bei Modellen in mehrere Sektionen mit je bis zu 500 m unterteilt werden, um Korrelationseffekte zwischen den Sektionen zu verringern (BACHMANN ET AL, 2009). Dies kann jedoch, aufgrund der weitgehend homogenen Dünen- und Deichaufbauten mit sehr gering variierenden Höhen, vernachlässigt werden. Die Untergliederung erfolgt in vier Deichabschnitte, drei Dünenabschnitte sowie zwei Spundwandsektoren jeweils für die Rastergrößen 10m x 10m und 25m x 25m (vgl. Tab. 8.2).

Tab. 8.2: Diskretisierte Küstenschutzsektionen

Typ	Start- und Endpunkt	Länge	Kronenhöhe	Kronenbreite
Düne	KKM F151,700 bis F152,300	ca. 825 m	4,87 m	43,24 m
Düne	KKM F152,300 bis F153,000	ca. 950 m	5,22 m	54,37 m
Düne	KKM F153,000 bis F153,400	ca. 330 m	5,03 m	38,34 m
Spundwand	0+000 bis 0+400	ca. 300 m	3,15 m	0,40 m
Deich	0+400 bis 1+100	ca. 950 m	3,28 m	2,81 m
Deich	1+100 bis 1+330	ca. 300 m	2,79 m	3,10 m
Spundwand	1+330 bis 1+600	ca. 250 m	3,39 m	0,40 m
Deich	1+600 bis 1+950	ca. 500 m	1,96 m	2,66 m
Deich	1+950 bis 2+550	ca. 675 m	0,67 m	1,81 m

An der Küste erfolgt die Verortung der Dünenabschnitte über die Küstenkilometrierung. Der Deichring wird anhand vorliegender Profildaten des STALU und der diskretisierten Deichlinie beschrieben. Die entsprechenden Start- und Endsektoren werden anhand der eingelesenen Daten in ProMaIDes ermittelt und in entsprechende Excel-Dateien eingetragen. Die Kronenhöhen beziehen sich auf das am wasserseitigen Fußpunkt befindliche, lokale Koordinatensystem der jeweiligen Kubatur.

Düne

Da es sich in Markgrafeneide um ein bestehendes Dünen und Deichsystem handelt, können einige der festzulegenden Parameter aus den bereitstehenden Gutachten entnommen werden. Abb. 8.6 zeigt die Lage der Probenahmepunkte der Dünenkörper.

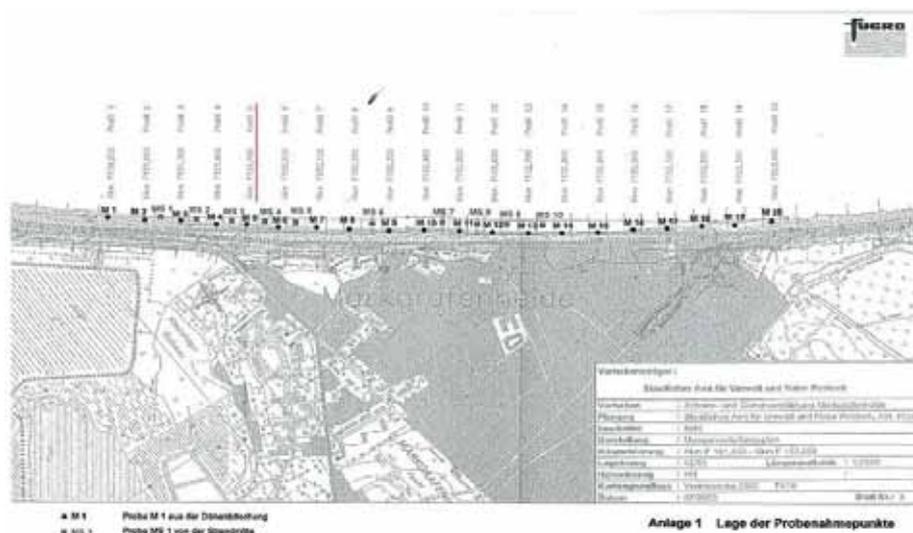


Abb. 8.6: Lage der Probenahmepunkte in Markgrafeneide (STALU, 2012)

Die Daten wurden bereits im Juli 2003 aufgenommen. Das Profil 5 bei KKM F151.900 wird beispielhaft zur Darstellung des Dünenkörpers herangezogen. Die Düne besteht im Böschungsbereich zu 99,9 % aus Sand und zu

0,1 % aus Kies. In der Strandmitte liegt der Sandanteil bei 97,2 % und hat einen Kiesanteil von 2,8 %. Formfaktoren und Korndurchmesser sind ebenfalls ermittelt worden.

Tab. 8.3: Ergebnisse der Sieblinien bei KKM F151.900 (STALU, 2012)

Ort der Entnahme	BBodenart	U = d60 / d10	Formfaktor	Ton / Schluff / Sand / Kies [%]	Korngröße [µm]
Böschung	mS, fs	1,8	1,0	-/-/99,9/0,1	260
Strandmitte	mS, fs2, gs2	1,9	0,9	-/-/97,2/2,8	280

In der folgenden Tabelle werden die gewählten Kennwerte der Dünenzuverlässigkeit dargestellt.

Tab. 8.4: Parameter der Zuverlässigkeitsanalyse Düne

Parameter	Mittelwert E(x)	Standardabweichung Std(x)	Einheit
Rauheitsfaktor	0,9	0,01	-
mittlere Wellenhöhe	2,17	3,65	m
kritische Kronenbreite	10	0,5	m
Korndurchmesser	2,6*10 ⁻⁴	1*10 ⁻⁵	m
Rundheit	3,5	0,2	-
Formfaktor	1,0	0,01	-
Korndichte	2650	50	kg/m ³

Bei der im Uhrzeigersinn zu bestimmenden Kubatur muss der wasserseitigen Böschung ein Materialzonenwert zugewiesen werden. Dieser teilt der Düne einen Rauheitsfaktor zu. Bei den vorhandenen Dünen in Markgrafenheide wird dieser an jeder Stelle gleich angesetzt.

Die Kubatur der Düne bei KKM F151.900 zeigt Abb. 8.7. Die Kronenhöhe beträgt wasserseitig 4,90 m. Die Kronenbreite erstreckt sich über 43,24 m.

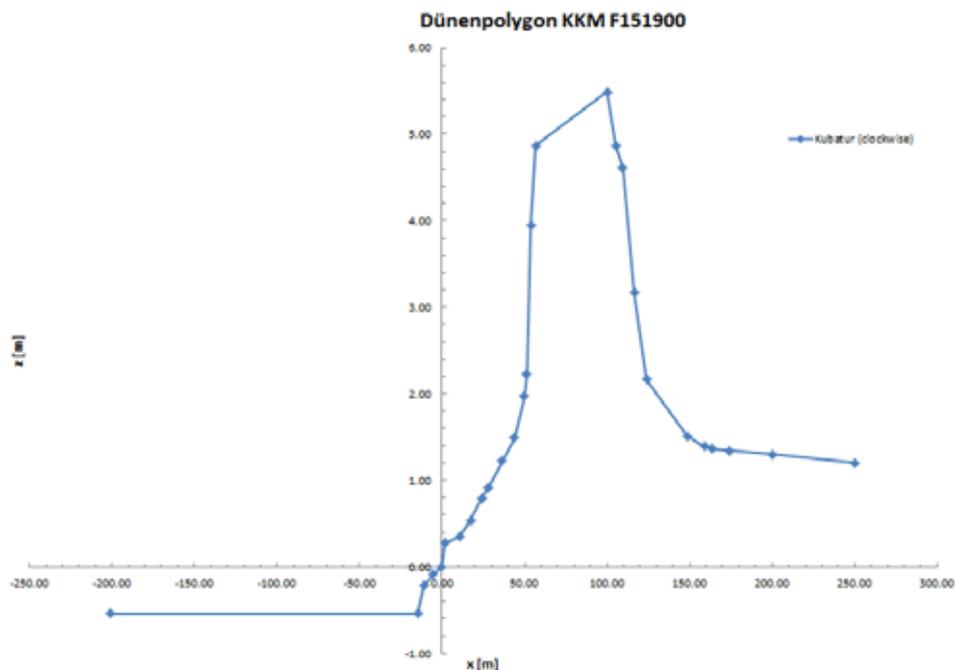


Abb. 8.7: Dünenpolygon bei KKM F151.900

Bei der Simulation werden alle in ProMaIDES implementierten Versagensmechanismen berücksichtigt. Dazu zählen die Betrachtung der Erosionsstabilität auf der Wasser- und Landseite. Landseitig wird zwischen *Overtopping* (Überlauf) und *Overflow* (Überströmen) unterschieden. Auf der Wasserseite ist die windinduzierte Welle entscheidend.

Deich

Bei den zu untersuchenden Deichen wird das Regelprofil 1 des Staatlichen Amtes für Umwelt und Natur in Rostock zugrunde gelegt. Die Kubaturen respektive Materialpolygone werden dementsprechend aufgebaut (vgl. Abb. 8.8). Die Materialkennwerte entstammen zu großen Teilen vorliegenden Bodengutachten. Die sonstigen festgelegten Inputparameter sind auf Expertenwissen zurückzuführen (vgl. BACHMANN ET AL, 2011).

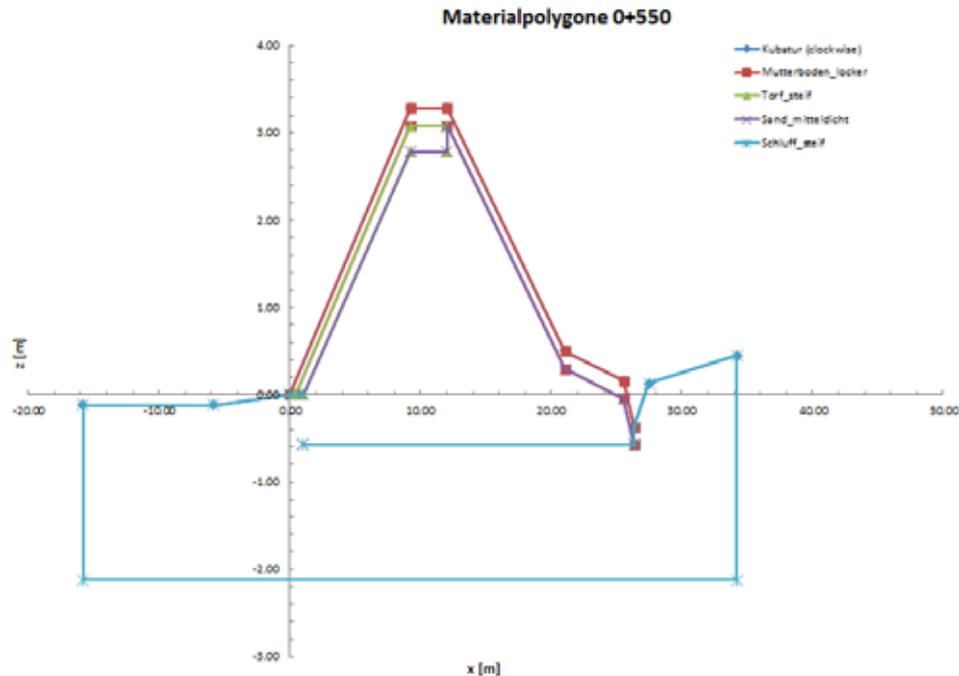


Abb. 8.8: Deichkubatur mit Materialpolygonen bei 0+550

Die Abbildung zeigt beispielhaft die Kubatur des südlichen Deichrings an Station 0+550 m. Die Deichkrone ist 3,28 m hoch und besitzt eine Kronenbreite von 2,81 m. Ein Kulturboden mit Rasensaat dient im gesamten Deichringsystem als abdeckende Schicht. Die Dicke der Schicht beträgt 0,2 und wird mit den Literaturwerten einer „guten“ Grasqualität belegt. Wasserseitig wird dies durch eine 0,3 m dicke, bindige Abdeckschicht aus torfhaltigem Material unterstützt. Der Stützkörper besteht aus mitteldichtem Sand. Die Deiche sind auf einer wasserundurchlässigen Schluffschicht gegründet (Deckschicht).

Bei der Analyse der Deiche kommt, neben den bereits genannten Versagensaspekten der Dünen, die geohydraulische Betrachtung infolge der Kombination von Deckschichtaufbruch (*Heave*) und Tunnelerosion (*Piping*) hinzu. Weiterhin wird der geostatische Böschungsbruch als möglicher Versagensgrund untersucht. Tab. 8.5 gibt einen kurzen Überblick der festgelegten Deichkennwerte.

Tab. 8.5: Parameter der Materialschicht Feinsand der Deichsektionen

Parameter	Mittelwert	Standardabweichung	Einheit
Reibungswinkel	32.5	3	°
Kohäsion	0	0	N/m ²
Porosität	0.3	0.063	-
Kornrohdichte	2650	120	kg/m ³
Wassergehalt	0.09	0.108	-
d10	0.00022	0.00006	m
d60	0.0034	0.00005	m
d70	0.006	0.00006	m

Die Werte sind beispielhaft für die Materialschicht Feinsand dargestellt. Zusätzlich sind alle eingangs bei den Dünen definierten Kennwerte verwendet worden. Die Parameter der weiteren Materialzonen sind entsprechend angepasst. Die Materialwerte der vier diskretisierten Deichsektionen sind identisch. Es variiert lediglich die Kubatur in den jeweiligen Abschnitten.

Die Deiche unterliegen keinem direkten Welleneinfluss, daher wird die maximale Wellenhöhe im südlichen Abschnitt des Deichringsystems auf 50% reduziert und im östlichen Deichring mit 20% des Dünenwerts angesetzt. Der Wellenauftreffwinkel ist bei Düne als auch Deich auf 45° definiert worden. Die maximale Breschenweite ist bei allen Bauwerken auf 100 m festgelegt worden.

Bei der Zuverlässigkeitsanalyse der Küsten

schutzbauwerke beträgt die Anzahl der Monte-Carlo Läufe in ProMaIDes maximal 10.000 und mindestens 1.000. Die maximale Anzahl der Schritte innerhalb einer Versagenskurve ist auf 5.000, mit einer Schrittgröße von mindestens 0,1 m und höchstens 0,3 m, festgelegt.

Spundwand

Die beiden Spundwandsektionen werden als Hochufer angesehen. Es werden daher keine Parameter und Kubaturen festgelegt. Eine Breschenbildung kann in diesen Bereichen nicht erfolgen. Es ist lediglich ein Überströmen möglich.

8.3 Hydrodynamische Analyse

Das Kapitel der hydrodynamischen Analyse beinhaltet den hydraulischen Modellaufbau und dessen Datengrundlage. Zunächst werden die wichtigsten Inputparameter und Randbedingungen des Modellaufbaus erläutert. Es wird keine separate Simulation der Hydraulik durchgeführt, da dies im Zuge der Risikoanalyse geschieht.

8.3.1 Datengrundlage

Die hydrodynamischen Parameter haben einen großen Einfluss auf die entstehenden Konsequenzen.

In erster Linie kommt die Einstautiefe zum Tragen. Diese wird zum einen bei den Wasserstandsganglinien für die Überflutungssimulation eingesetzt und zum anderen als maßgeblicher Parameter bei den Schadensfunktionen verwendet.

Allgemein ist dies jedoch als ein erhebliches Defizit bei der Betrachtung von Hochwasserschäden anzusehen, da zur detaillierten Risikoanalyse weitere wichtige Faktoren wie Fließgeschwindigkeit, Einstaudauer, Vorwarnzeit oder Zeitpunkt des Ereignisses beachtet werden müssen (MESSNER & MEYER, 2005). Die Einstaudauer verursacht beispielweise einen erheblich höheren Schadensanteil im Falle von Betriebsunterbrechungen als der Wasserstand. Des Weiteren können hohe Fließgeschwindigkeiten bei der Fortschreitung der Breschenbildung eine Rolle spielen (REESE ET AL., 2003A). Mit einer ausreichenden Vorwarnzeit könnten Schäden wesentlich verringert werden. Passende Evakuierungsmaßnahmen, mobile Schutzvorrichtungen oder auch die Verlagerung von Gütern und Wertgegenständen wären umsetzbare Vorkehrungen. Bei der Landnutzung oder öffentlichen Anlagen ist die Tages- und Jahreszeit ebenfalls eine relevante Kenngröße, da in Brache- oder Ferienzeiten andere Voraussetzungen bezüglich auftretender Schäden oder Evakuierungsmöglichkeiten herrschen.

Sturmflutganglinien

Die Wasserstandsdaten stammen in den meisten Fällen aus Messungen der Wasser- und Schifffahrtsverwaltung sowie der zuständigen Landesbehörden und aus vorliegenden Modelldaten.

Zur Erstellung der Ganglinien werden neben dem zeitlichen Verlauf des Wasserstandes während einer Sturmflut vor allem die Eintrittswahrscheinlichkeiten der Sturmfluten benötigt. Des Weiteren muss bei den statistischen Analysen auf die Kombination der Parameter Wasserstand, Seegang und Strömung geachtet werden.

Im Zuge des HoRisK Projekts sind an der Universität Rostock aus gemessenen Wasserständen drei typische Ganglinienformen für Hochwasserereignisse in der Ostsee abgeleitet worden, welche in diesem Bericht bei der Durchführung der Hochwasserrisikoanalyse zu Grunde liegen. Die Ganglinien unterscheiden sich in Form, Fülligkeit und Eintrittswahrscheinlichkeit der Hochwasserereignisse. Die statistische Herleitung der Funktionen wird ausführlich in FRÖHLE (2011) erläutert.

Nach der Definition der Schwere von Sturmfluten an der Ostseeküste (MELUR, 2012) ergeben sich folgende Einteilungen:

- leichte Sturmflut = 1,00 bis 1,25 m über Normal Null (NN),
- mittlere Sturmflut = 1,25 bis 1,50 m über NN,
- schwere Sturmflut = 1,50 bis 2,00 m über NN,
- sehr schwere Sturmflut > 2,00 m über NN.

Bei den geringeren vorliegenden Eintrittswahrscheinlichkeiten (100, 200 und 500) sind keine Scheitelwasserstände über 2,00 m NN zu erwarten. Es handelt sich also im ungünstigsten Fall um eine schwere Sturmflut.

Die Ganglinien mit Überschreitungswahrscheinlichkeiten von 1000 und 5000 können je nach Scheitelwert zur Kategorie der schweren oder auch sehr schweren Sturmfluten gezählt werden. Bei Jährlichkeiten von 10.000 sind maximale Pegelstände von bis zu 3,00 m möglich und in jedem Fall als sehr schwere Sturmflut zu deklarieren.

Die Formen (F1 bis F3) unterscheiden sich im Zeitpunkt des zu erreichenden Sturmflutscheitelwasserstands, da der Zeitpunkt des Auftretens jedoch nicht allzu große Auswirkungen auf die Ausmaße der Überflutungsflächen hat, wird im Zuge diesen Berichtes beispielhaft nur die erste Form (F1) behandelt. Der Zeitpunkt des Scheitelwasserstands wird nach der Hälfte der gesamten Überflutungsdauer erreicht. Bei den Formen F2 und F3 ist der Scheitelwasserstand zeitlich nach vorne bzw. hinten verschoben.

Die Fülligkeit steht im Wesentlichen für die Fläche unter den Wasserstandsganglinien.

Aufgrund der Formenvielfalt von Sturmflutganglinien in der Ostsee ist eine exakte Nachbildung tatsächlich eingetretener Sturmfluten nicht möglich. Für die Beurteilung des Versagensrisikos eines Bauwerkes können sie jedoch herangezogen werden (KFKI, 2011).

Seegangparameter

Seegangparameter sind Kennwerte, die bestimmte Eigenschaften des zeitlich und örtlich veränderlichen unregelmäßigen Seegangs beschreiben und quantifizieren. Je nach Auswerteverfahren sind dies im Zeitbereich Mittelwerte von einzelnen Parametern, wie Wellenhöhen, -perioden oder -anlaufzeit und im Frequenzbereich markante Frequenzen des Seegangsspektrums.

Die Wellenverhältnisse im Planungsgebiet müssen auf der Grundlage von Messungen oder Beobachtungen über einen ausreichend langen Zeitraum hinsichtlich der theoretischen Eintrittswahrscheinlichkeit analysiert werden (WILEY, 2013). Zu den beeinflussenden Faktoren der Seegangparameter zählen Wind, Wassertiefe, Flachwassereffekte (z.B. Bodenreibung, Shoaling) und vorliegende Strömungen (z.B. Tidenströmungen).

Für den Küstenschutz und dabei anfallende Baumaßnahmen sind Prognosen hinsichtlich des Seegangs und den damit einhergehenden Parametern unumgänglich, da diese einen wichtigen Faktor in Bezug auf die Einwirkung auf Küstenschutzbauwerke und deren Versagensmechanismen einnehmen. Die vom Bundesamt für Seeschifffahrt und Hydrographie (BSH) stammende Datengrundlage für Seegang ist für die Ostseeküste bisher wenig befriedigend und muss zukünftig erweitert und verbessert werden (FRÖHLE, 2011).

8.3.2 Modellaufbau

Für die Simulation werden aus den vorhandenen digitalen Geländemodellen mit einer Rastergröße von 1m x 1m neue Raster mit Auflösungen von 10m x 10m und 25m x 25m interpoliert. Die Wahl zweier unterschiedlicher Auflösungen erfolgt auf Grund einer möglichen Vergleichbarkeit der Ergebnisse der Risikoanalyse. Die maßgeblichen Randbedingungen und Parameter werden in der Steuerungsdatei von ProMaIDes (*.ilm-Datei) verwaltet. Die Datei beinhaltet Informationen zu Rechenschritten, gegebenenfalls definierten Breschen und verweist auf die weiteren Dateien der Deich- bzw. Küstenlinie. Diese enthalten die Werte der Wasserstandsganglinien, den Poleni- und Widerstandsfaktor, die XY-Koordinaten der diskretisierten Überflutungsfläche sowie die Höhen der Küstenschutzbauwerke.

Küstenlinie

Anfangs wurde die Deich- respektive Küstenlinie mittels ArcMap, einem Teilmodul des ESRI ArcGIS Softwarepakets, diskretisiert und jeweils in einer Datei (*Coastline.txt*) gespeichert. Sie dient der Festlegung der Küstenlinie, deren Höhen und möglichen Versagensmechanismen. Die beiden Küstenmodelle in Markgrafenheide werden mit 364 Punkten (10m x 10m) bzw. 153 Punkten (25m x 25m) abgebildet. Die entsprechenden Bauwerkshöhen sind den vorliegenden Daten des STALU entnommen worden.

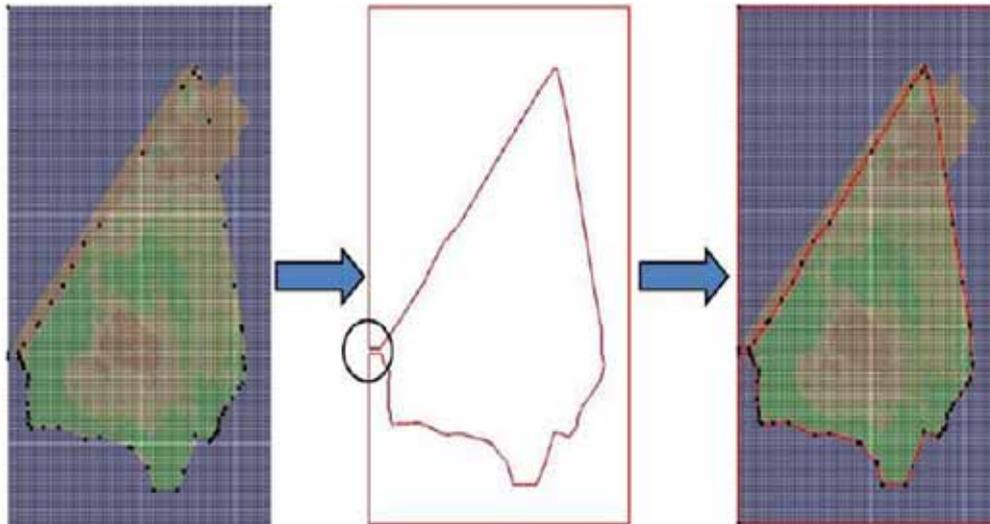


Abb. 8.9: Schritte der Deichdiskretisierung in Markgrafenheide (SIMON, 2011)

Bei der Diskretisierung wird die Deichlinie nicht geschlossen, da ProMaIDes sonst das umschließende Meer als Überflutungsfläche ansehen würde (Abb. 8.9).

Anzumerken ist, dass das Wasser ausschließlich über die Bresche in das Hinterland eindringen kann, falls der maximale Wasserstand den Wert von 3,25 m nicht übersteigt, da dies der Kronenhöhe des Deichringsystems entspricht.

Wasserstandsganglinien

Die Modellierung erfolgt für insgesamt 36 der 54 vom Institut für Wasserbau der TU Hamburg-Harburg zur Verfügung stehenden Wasserstandsganglinien unterschiedlicher Jährlichkeit, Form und Fülle. Auf Grund der Ausmaße der Risikoanalyse wird sich die Darstellung und Auswertung der Ergebnisse auf ausgewählte Ganglinien beschränken. Abb. 8.10 zeigt die sechs verwendeten Wasserstandsganglinien.

Bei der Risikoanalyse werden die Jährlichkeiten 100, 1000 und 10.000 berücksichtigt und wie bereits bei den Datengrundlagen erwähnt, lediglich eine Form festgelegt (Kapitel 8.3.1). Bei der Wahl der Füllen werden nur die Varianten a und c eingesetzt.

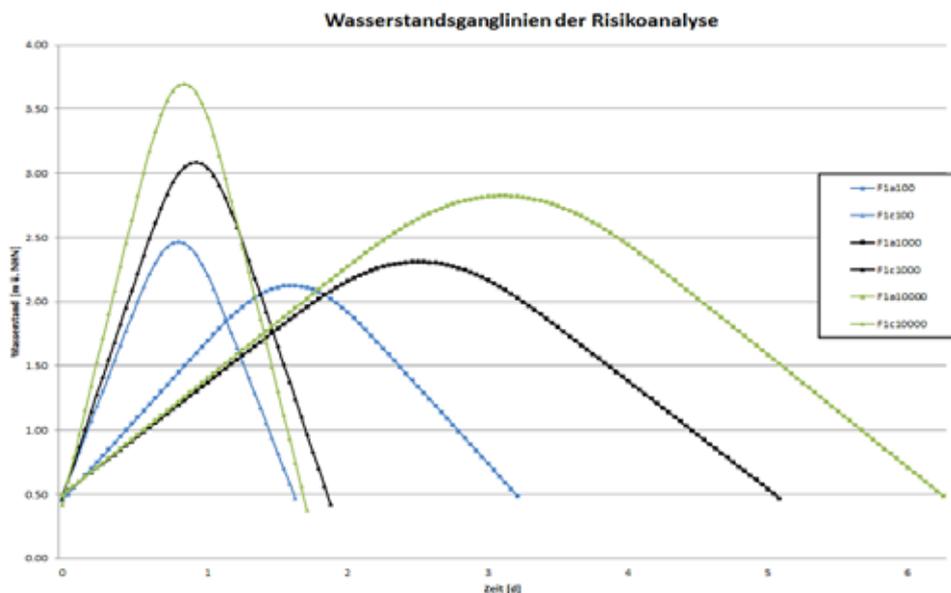


Abb. 8.10: Wasserstandsganglinien der Wahrscheinlichkeit 1 in 100 a

Der Zeitraum der Ganglinie F1a100 umfasst 78 Stunden und hat einen Sturmflutscheitelwasserstand von 2,13m bei Stunde 39. Der Startwasserstand ab Stunde 0 beträgt 0,45 m.

In der **.ilm*-Steuerungsdatei sind entsprechend der Dauer der jeweiligen Ganglinien die Zeitschritte angepasst worden, um eine vollständige Simulation zu gewährleisten. Die Anzahl der produzierten Simulationsbilder hängt von

der Länge des simulierten Zeitschrittes (*TSTEP*) und der Anzahl der Zeitschritte (*TNOF*) ab. Bei der beispielhaften Ganglinie F1a100 werden die Parameter wie folgt gewählt:

- *TSTEP*: 3600s
- *TNOF*: 78

ProMaIDes erzeugt somit 78 Bilder nach jeweils 3600s simulierter Echtzeit. Dies entspricht wiederum den 78 Stunden der Wasserstandsganglinie. Eine weitere Einstellung bezieht sich auf die Anzahl der softwareinternen Zeitschritte (*NOFITs*). Der Wert wird in den Simulationen auf 60 festgelegt. Es werden daher 60 Abgleiche pro 3600s unternommen, welche als Randbedingung für den nächsten Zeitschritt herangezogen werden.

Eine Übersicht sämtlicher Einstellungen der hydrodynamischen Analyse befindet sich in den jeweiligen **.ilm*-Dateien, welche der beiliegenden Daten CD zu entnehmen sind.

8.4 Analyse der Konsequenzen

In den meisten Hochwasserrisikoanalysen können nicht alle Arten von Schäden betrachtet werden. Im Zuge des Berichtes sollen ausschließlich der ökonomische Schaden (ECN) und der Personenschaden (POP) untersucht werden. Auf eine Simulation ökologischer und psychosozialer Schäden wird mangels Datengrundlage verzichtet. In Kapitel 8.3.1 ist auf die Defizite des Wasserstands als alleinige Bezugsvariable hingewiesen worden und wird an dieser Stelle nicht erläutert. Im Folgenden werden die wesentlichen Inputparameter zur Vorbereitung auf die Hochwasserrisikoanalyse festgelegt. Eine gesonderte Schadensberechnung wird wegen der anschließenden Risikoberechnung nicht durchgeführt.

8.4.1 Datengrundlage

Zur Berechnung des ökonomischen Schaden werden Schadensfunktionen benötigt, die mit entsprechenden Vermögenswerten des Statistischen Bundesamts und den erzeugten Überflutungsflächen des HYD-Moduls diesen ermitteln können. Es stehen die Schadensfunktionen des IWW Lehrstuhls zur Verfügung. Des Weiteren werden ATKIS Datensätze verwendet, um die Flächennutzungsdaten des Gebiets zu erhalten.

Die Personenschäden werden mit Wasserständen und / oder auch Fließgeschwindigkeiten berechnet. Um eine Anzahl betroffener, gefährdeter Personen zu erhalten, werden diese Größen mit einer Bevölkerungsdichtematrix verschnitten. Diese entsteht durch die Zuordnung spezifischer Einwohnerwerte zu den einzelnen Rasterelementen.

Hierbei wird zwischen betroffenen und gefährdeten Personen unterschieden. Betroffene Personen lassen sich zwar in den Überflutungsgebieten lokalisieren, jedoch treffen sie nicht unbedingt nachteilige Folgen des Hochwassers. Gefährdete Personen stehen jedoch im unmittelbaren Kontakt zur Flut und erleiden eine physische Beeinträchtigung (POMMERANZ, 2013).

8.4.2 Modellaufbau

Für die Untersuchung der auftretenden Schäden werden die Schadensraster (*ECN* und *POP*) entsprechend der Hydraulik auf 10m x 10m und 25m x 25m interpoliert. Dies ist nicht zwingend notwendig, da ProMaIDes keine zu den Hydraulikdaten identischen Rastergrößen benötigt. Für die Schadensberechnung sind deutlich weniger Konfigurationsgrößen im Entscheidungsunterstützungssystem ProMaIDes einzustellen, da keine separate Steuerungsdatei benötigt wird.

Zur Berechnung der ökonomischen Schäden werden die im vorherigen Kapitel genannten IWW Schadensfunktionen und die statistisch ermittelten Vermögenwerte entsprechend ihrer Landnutzungskategorie in der Datei *Schadensfunktionen_IWW.dam* von ProMaIDes hinterlegt. Weiterhin sind die erstellten Schadensraster getrennt nach mobilem und immobilem Sektor und der entsprechenden Rastergröße einzulesen.

Amtlich topografisch – kartografisches Informationssystem (ATKIS)

Die ATKIS-Datensätze übermitteln Informationen über die Lage, Geometrie und Flächennutzung. Anhand eines Objektkatalogs erfolgt die Zuordnung der Objektarten in neun verschiedene Objektbereiche. Vor Nutzung der bereitstehenden Gebietsdaten sollten diese aufbereitet werden um mögliche Redundanzen der Landnutzungskategorien zu beseitigen, da den Objekten der ATKIS-Datensätze mehrere Objektbereiche zugeteilt werden können (SCHÜTTRUMPF ET AL., 2009). Eine Übersicht der Klassifizierung folgt in tabellarischer Form auf der nächsten Seite (Tab. 8.6). Den Kategorien Freizeit, Landwirtschaft und Forstwirtschaft werden im mobilen Sektor keine Bereiche zugewiesen, da in diesen Bereichen keine Schäden zu erwarten sind.

Die ATKIS Daten lagen bereits in bearbeiteter, redundanzfreier Form vor und konnten direkt verwendet werden.

Tab. 8.6: Redundanzfreie ATKIS Kategorien, nach SCHÜTTRUMPF (2009)

Schadenskategorie	Objektgruppe	Objektart	Index der Kategorie (mobil / immobil)
Private Wohnbebauung	Wohnbaufläche	2111	1 / 101
Industrie / Gewerbe	Bergbau	2121	2 / 102
	Deponie	2122	
	Kläranlage	2129	
	Industrie / Gewerbe	2112	
Mischnutzung	gemischte Flächennutzung	2113	3 / 103
Staat	Besondere Nutzung	2114	4 / 104
Freizeit	Sportanlage	2201	5 / 0
	Freizeitanlage	2202	
	Friedhof	2213	
	Grünanlage	2227	
	Campingplatz	2228	
Verkehr	Parkplatz	3103	6 / 106
	Bahnkörper	3204	
	Flughafen / Landeplatz	3303	
	Bahnhofsanlage	3501	
	Raststätte	3502	
Landwirtschaft	Ackerland	4101	7 / 0
	Grünland	4102	
	Gartenland	4103	
	Gehölz	4108	
	Sonderkultur	4109	
Energie	Umspannstation	2127	8 / 108
	Heizwerk	2133	
	Wasserwerk	2134	
Forstwirtschaft	Wald / Forst	4107	9 / 0

Schadensfunktionen

Schadensfunktionen dienen der Ermittlung des ökonomischen Schadens eines Hochwasserereignisses. In den meisten Fällen werden der Wasserstand und der relative Schaden in Zusammenhang gesetzt. Es werden entsprechend der vorgegebenen ATKIS Kategorien diverse Schadensfunktionen verwendet. Schadensfunktionen bilden die Basis einer der Analyse der Konsequenzen und beeinflussen die Resultate maßgeblich. Gleichermäßen sind die Schadensfunktionen jedoch der größte Unsicherheitsfaktor der Schadensberechnung, da beispielsweise nur die Wassertiefe als Bezugsgröße herangezogen wird (vgl. Kapitel 8.3.1), wobei selbst bei dieser Herleitung der Funktionen länderspezifisch und regional erhebliche Diskrepanzen vorliegen.

Nachstehende Grafik (Abb. 8.11) zeigt beispielhaft die in der Hochwasserrisikoanalyse der Region Markgrafenheide verwendeten Schadensfunktionen des IWW. Die Funktionen entstammen der Dissertation von KUTSCHERA (2009), welche als weiterführende Literatur zur Erstellung von Schadensfunktionen heranzuziehen ist.

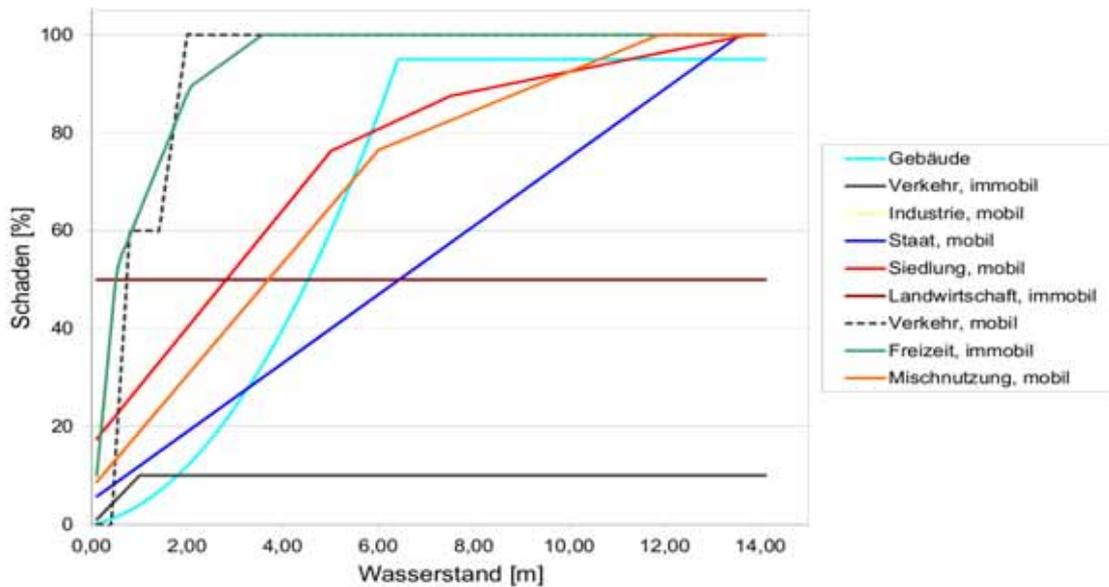


Abb. 8.11: Schadensfunktionen des IWW

Vermögenswerte

Mithilfe der Vermögenswerte, welche jeder Schadenskategorie zugeordnet werden, erfolgt die Umrechnung des relativen Schadens in einen absoluten Schaden. Die eingesetzten Vermögenswerte (Tab. 8.7) sind statistisch ermittelt worden und richten sich nach SCHÜTTRUMPF (2009).

Tab. 8.7: Vermögenswerte entsprechend der ATKIS Kategorien

ATKIS Kategorie	Immobil [€/m ²]	Mobil [€/m ²]
Wohnbebauung	296,34	119,83
Industrie / Gewerbe	260,97	90,49
Mischnutzung	499,20	100,03
Staat	282,11	1,32
Freizeit	10,53	0,00
Verkehr	106,41	199,70
Landwirtschaft	1,03	0,00
Energie	294,48	2,19
Forstwirtschaft	0,99	0,00

Personenschaden

Im Rahmen des Programmpakets ProMaIDes werden die Konsequenzen für gefährdete Personen anhand des Modells von JONKMAN (2007) ermittelt. Dabei wird das Untersuchungsgebiet in drei Gefahrenzonen eingeteilt, die eine spezifische Vulnerabilität aufweisen. Die Vulnerabilität wird durch Schadensfunktionen basierend auf historischen Datenaufzeichnungen erfasst (Abb. 8.12). Für Hintergründe zum *loss-of-life* Modell wird auf JONKMAN (2007) verwiesen.

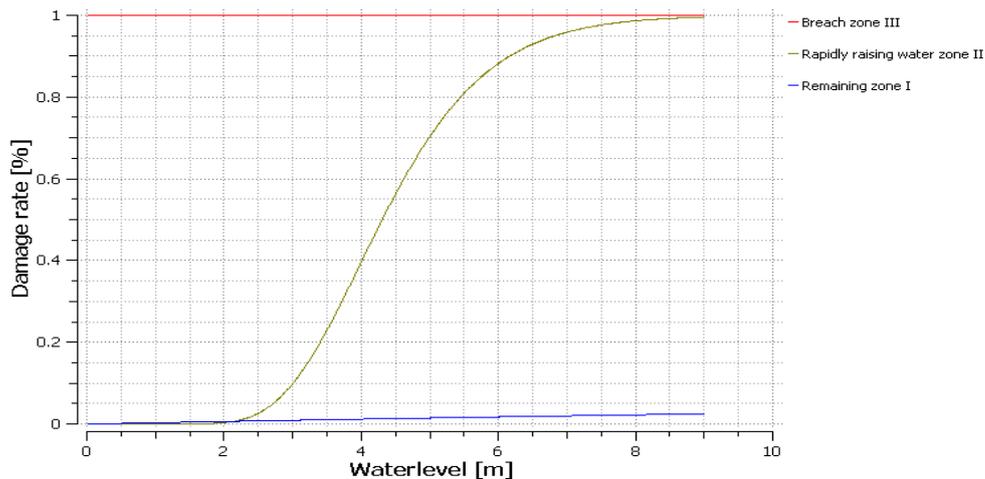


Abb. 8.12: Schadensfunktion der gefährdeten Personen (nach JONKMAN, 2007)

8.5 Durchführung der Risikoanalyse

Der folgende Abschnitt befasst sich mit der Ermittlung des entstehenden Hochwasserrisikos in der Region Markgrafenheide. Die Durchführung basiert auf den zuvor modellierten hydraulischen Daten, den Einwirkungs-Versagensfunktionen und den Schadensdaten. Eine detaillierte Darstellung der Rahmenbedingungen ist den entsprechenden Kapiteln zu entnehmen. Da eine ausreichende Datengrundlage vorliegt und sämtliche Basisanalysen durchgeführt worden sind, wird der gebietsbasierte Ansatz mit Versagen und gesteuerter Festlegung der Systemzustände gewählt. Die Bezeichnung der Versagenszustände erfolgt im Fließtext analog zur programminternen Namensgebung von ProMaIDes. Im Rahmen der Risikoanalyse sind sieben Versagenszustände und deren Kombinationen gegeben. CA bedeutet, dass kein Versagensereignis eintritt. CA_Sektion-0 bezieht sich auf ein Versagen der entsprechenden Hochwasserschutzsektion (Tab. 8.8). Die Sturmflutereignisse werden bei der Auswertung mit $SE_{Ganglinie}$ bezeichnet.

Tab. 8.8: Zustandsereignisse der Risikoanalyse

Versagenszustand	Ort des Versagens
CA	Kein Versagensereignis
CA_1-0	0+550 m (südlicher Deichabschnitt)
CA_2-0	1+100 m (südlicher Deichabschnitt)
CA_3-0	1+800 m (östlicher Deichabschnitt)
CA_4-0	2+300 m (östlicher Deichabschnitt)
CA_5-0	KKM 151900 (Dünenkörper)
CA_6-0	KKM 152600 (Dünenkörper)
CA_7-0	KKM 153000 (Dünenkörper)

Die Darstellung und Auswertung erfolgt für präferierte Szenarien der Rastergröße 25 m x 25 m. Ein Vergleich mit den Simulationsergebnissen der Rastergröße 10 m x 10 m erfolgt am Ende des Kapitels.

8.5.1 Kein Versagensereignis (CA)

Zunächst wird der Versagenszustand CA untersucht. Die Deich- und Dünenkörper versagen bei diesem Zustand nicht. Bei den 100-jährigen Hochwasserereignissen SE_{F1a100} und SE_{F1c100} ist die Wahrscheinlichkeit für das Versagensereignis mit 37 % respektive 29 % recht hoch. Da der Scheitelwasserstand mit Ausnahme des $SE_{F1c10000}$ deutlich unter den Kronenhöhen der Schutzbauwerke liegt, sind keine Überflutungen zu erwarten. Die eintretende Überflutungsfläche durch Überströmen beträgt beim $SE_{F1c10000}$ 1,11 km² und hat einen mittleren Wasserstand von 1,81 m zur Folge. Der ökonomische Schaden beläuft sich auf 16,9 Mio. Euro. 504 Personen sind betroffen, weitere vier Personen werden gefährdet. Die Eintrittswahrscheinlichkeit dieses Hochwasserereignisses liegt jedoch bei nahezu Null Prozent.

8.5.2 Versagensereignisse (einzeln)

Ein Versagen innerhalb der drei Dünensektionen ist unter Verwendung der ausgewählten Wasserstandsganglinien sehr unwahrscheinlich. Die Möglichkeit besteht nur bei den Sturmflutereignissen $SE_{F1a10000}$ (1 %), $SE_{F1c10000}$ (größer 40 %) sowie beim $SE_{F1c1000}$ (kleiner 10 %), da die maximalen Scheitelwasserstände ausreichend hoch sind um die Deiche zu gefährden. Bei den weiteren Hochwasserereignissen sind die Dünen in keiner Weise betroffen. Die mittlere Deichsektion bei KKM 152.600 (CA_6-0) ist ausschließlich vom $SE_{F1c10000}$ betroffen, welches einen Scheitelwasserstand von mehr als 3,50 m aufweist. Die Versagenszustände CA_5-0, CA_6-0 und CA_7-0 treten nicht als Einzelereignis auf. Die Wahrscheinlichkeiten liegen bei nahezu Null Prozent. Dies bedeutet, dass beim Eintreten der entsprechenden Sturmflutereignisse kombinierte Versagenszustände zu erwarten sind.

Der Versagenszustand CA_4-0 im östlichen Deichring bei 2+300 m kann nur durch die schweren Sturmfluten $SE_{F1a10000}$ (10 %), $SE_{F1c10000}$ (100 %) und $SE_{F1c1000}$ (55 %) ausgelöst werden. Die Wahrscheinlichkeit für den Versagensfall CA_4-0 liegt unter zwei Prozent.



Abb. 8.13: Ergebnisse der hydrodynamischen Analyse des $SE_{F1a10000}$ für das Versagensereignis CA_4-0

Die beispielhafte Analyse des $SE_{F1a10000}$ für das Versagensereignis CA_4-0 ergibt eine überflutete Fläche von 0,23 km², was einem Flächenanteil von 9,5 % entspricht (Abb. 8.13). Der Mittelwasserstand beträgt 0,38 m bei einem Maximum von 2,82 m. Der Großteil der Überflutungsfläche befindet sich direkt hinter der östlichen Deichlinie, an welcher sich das Wasser Richtung Norden und Süden ausbreiten kann. Über den Ferienpark und die Wälder hinweg fließt das Wasser auf Grund geringer Geländehöhen von 1,5 m NN weiter ins Landesinnere. Wasserstände über 0,5 m sind ausschließlich an der Deichlinie, vor allem nördlich der Überführung vorzufinden. Südlich der Überführung sind die Wasserstände weitaus geringer. Ein weiterer Aspekt der sich ausbreitenden Wassermassen ist die langanhaltende Flutdauer von mehr als sechs Tagen. Das Wasser fließt somit nicht direkt wieder ab, sondern bleibt in der Region erhalten und breitet sich dadurch weiter aus.

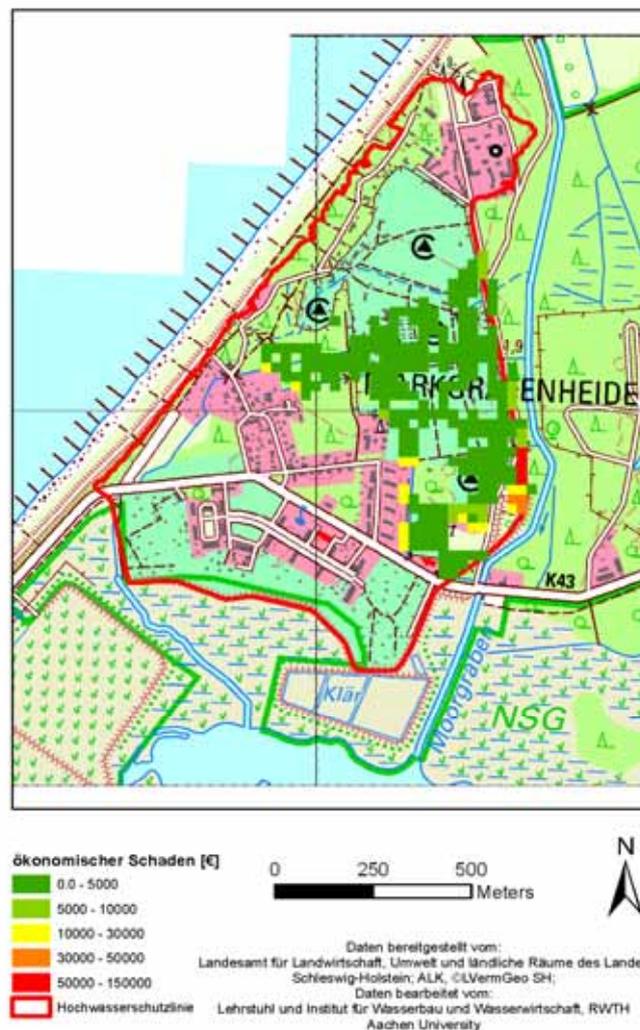


Abb. 8.14: Ökonomischer Schaden der Analyse der Konsequenzen des $SE_{F1a10000}$ (CA_4-0)

Abb. 8.14 zeigt die Verteilung der auftretenden ökonomischen Schäden. Der Gesamtschaden liegt bei 1,21 Mio. Euro. 890.000 Euro sind im mobilen Sektor und 320.000 Euro im immobilien Sektor vorzufinden. Im östlichen Bereich von Markgrafenheide sind vorwiegend forstwirtschaftliche Flächen vorhanden, daher sind die Werte überwiegend in geringen monetären Bereichen bis 5.000 Euro angesiedelt.

Am Parkplatz direkt an der Deichlinie und an der Grenze zu den bebauten Gebieten steigen die Schadenswerte auf über 10.000 € an.

Die prozentuale Verteilung der mobilen, ökonomischen Schäden zeigt Abb. 8.15. Es wird deutlich, dass der größte Schadensanteil mit 77 % im Bereich Verkehr liegt. Weitere 16 % fallen auf den mobilen Anteil der privaten Wohnbebauung, was wiederum aus der Überschwemmung der Pension im Osten und den Randgebieten der privaten Wohnbebauung resultiert. Ein kleiner Prozentsatz von 7 % entsteht in der Kategorie Mischnutzung. Die Sektoren Industrie und Staat haben keinerlei ökonomischen Schadensanteil.

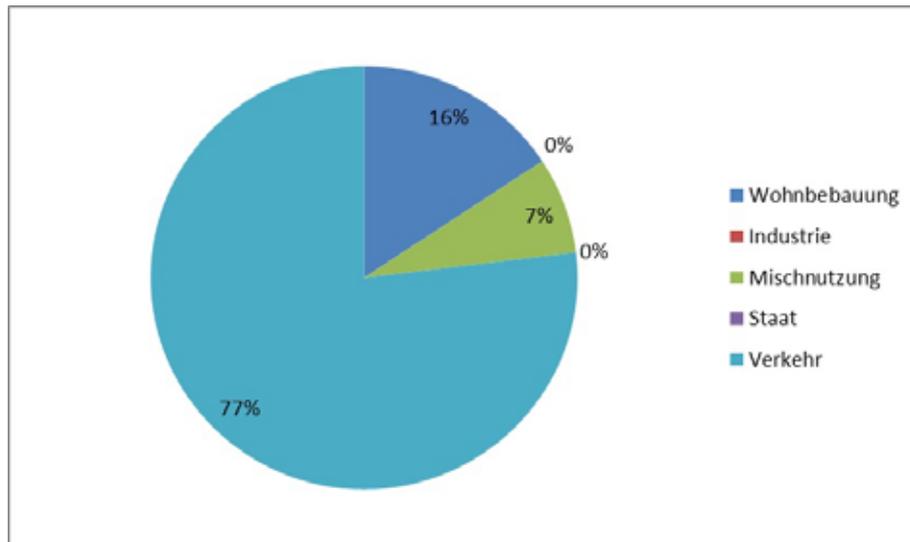


Abb. 8.15: Prozentuale Verteilung des mobilen, ökonomischen Schadens beim $SE_{F1a10000}$ (CA_4-0)

Bei der Analyse der intangiblen Konsequenzen kommt es zu einer Anzahl von 30 betroffenen Personen (Abb. 8.16), wobei die Werte nicht als absolute Werte anzusehen sind, da diese über die Zellen aufaddiert werden. Es sind keine Personen innerhalb der entstehenden Überflutungsfläche als gefährdet einzustufen, da die Wasserstände mit weniger als 0,5 m zu gering sind um eine Gefährdung herbeizuführen. Die Fließgeschwindigkeiten sind ebenfalls sehr niedrig.

An der Pension „Forstfuhrmannhof“ nördlich der Überführung, an der Wohnbebauung angrenzend, befinden sich die Gebiete betroffener Personen. Dies ist entsprechend auf die in der hydrodynamischen Analyse erhaltenen Überflutungsflächen zurückzuführen.



Abb. 8.16: Betroffene Personen der Analyse der Konsequenzen beim $SE_{F1a10000}$ (CA_4-0)

Die Versagensereignisse CA_1-0, CA_2-0 und CA_3-0 des Deichringsystems können durch sämtliche Hochwasserereignisse ausgelöst werden. Insbesondere die Sektion 0+550 m (50 %) hat bei allen Sturmflutereignissen eine hohe Wahrscheinlichkeit. Der Abschnitt bei 1+800 m innerhalb der östlichen Deichringsektion ist lediglich beim $SE_{F1c1000}$ (75 %) und $SE_{F1c10000}$ (100 %) mit höheren Wahrscheinlichkeiten belegt. Die Möglichkeit während der anderen Sturmfluten liegt weit unter 20 %. Die deutlich unterschiedlichen Wahrscheinlichkeiten basieren auf den mit 3,09 m respektive 3,70 m hohen Sturmflutscheitelwasserständen. Bei diesen beiden Szenarien ergibt sich erneut keine Möglichkeit eines Einzelversagens. Die restlichen Sturmfluten erreichen für das Einzelversagen CA_3-0 sehr geringe Wahrscheinlichkeiten von unter 10 %. Die südlichen Deichabschnitte, welche unter erhöhtem Welleneinfluss stehen, weisen für die Versagenszustände CA_1-0 und CA_2-0 jeweils Wahrscheinlichkeiten bis zu 40 % auf.

Auf Grund der hohen Versagenswahrscheinlichkeit von etwa 30 % wird nachfolgend die südliche Deichsektion 0+550 m anhand des $SE_{F1a1000}$ analysiert. Die Überflutungsfläche ist mit 0,43 km² und einem Anteil von 18 % an der Gesamtfläche erheblich höher als die des $SE_{F1a10000}$. Der mittlere Wasserstand liegt bei 0,7 m. Die Maximalwerte belaufen sich auf 2,28 m. Abb. 8.17 zeigt die Ausbreitung der Wassermassen während des $SE_{F1a1000}$.



Abb. 8.17: Ergebnisse der hydrodynamischen Analyse des $SE_{Fla1000}$ (CA_1-0)

Es ist deutlich zu erkennen, dass sich die Wassermengen um die sich im Zentrum von Markgrafeneheide befindliche Erhöhung der Warnemünder Straße verteilen. Die Erhebung dient als zweite Deichlinie, da hier die dichteste Besiedlung und somit größte Vulnerabilität besteht. Zunächst breitet sich die Flut entlang des südlichen Deichrings aus. Hier betragen die Wasserstände bis zu 2,0 m. Im westlichen Bereich fließen die Wassermassen weiter Richtung Norden entlang der Dünensektion KKM 151.900.

Die Geländehöhen von etwa 0,5 m NN begünstigen dies. Die Wasserstände weisen hier Höhen von mehr als 2,0 m auf. Nördlich der Warnemünder Straße erstreckt sich das Überflutungsareal über die Waldflächen. Dies ist auf die Dauer des Sturmflutereignisses zurückzuführen, welches etwa fünf Tage andauert. Die Wasserstände sind eher gering und liegen bei maximal 0,5 m.

Die Analyse des ökonomischen Schadens ergibt einen Gesamtwert von 3,1 Mio. Euro. Der mobile Anteil beträgt 2,34 Mio. Euro und ist erheblich höher als der immobile Schadensanteil mit 0,76 Mio. Euro. Der Großteil der Schadenswerte ist auf Grund der betroffenen Schadenskategorien eher gering und liegt bei etwa 5.000 Euro. Im Bereich hinter der Dünensektion KKM 151.900 befindet sich ein Parkplatz, welcher ökonomische Schadenswerte über 50.000 Euro aufweist. Nordöstlich des Parkplatzes beginnen die Wohnbebauungen. Hier sind ebenfalls erhöhte Schäden zwischen 10.000 und 30.000 Euro zu erwarten. Auch der im Osten liegende Parkplatz nördlich der Überführung ist von der Überflutung betroffen und erzeugt einen hohen ökonomischen Schaden.



Abb. 8.18: Ökonomischer Schaden der Analyse der Konsequenzen des $SE_{F1a1000}$ (CA_4-0)

Die prozentuale Verteilung der Schäden ähnelt der Konsequenzen der vorherigen Untersuchung des $SE_{F1a10000}$ (Abb. 8.19).

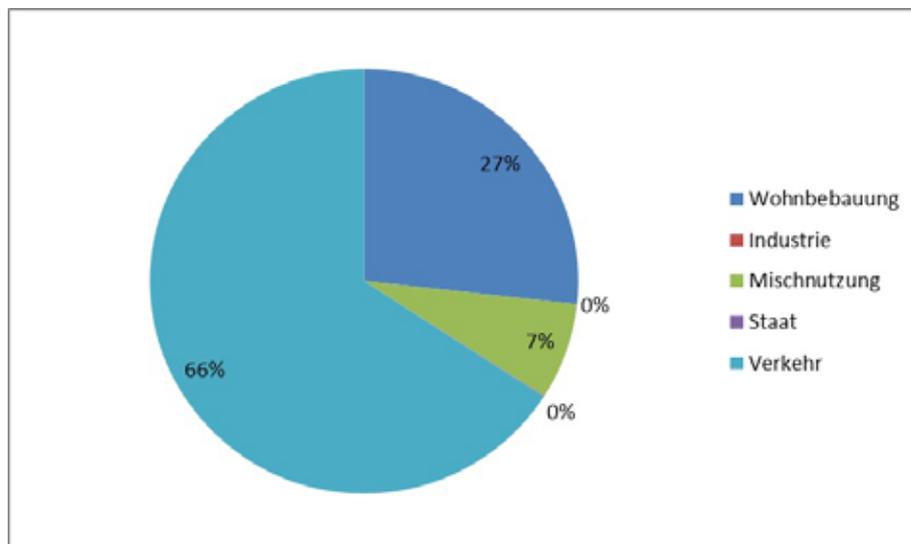


Abb. 8.19: prozentuale Verteilung des mobilen, ökonomischen Schadens beim $SE_{F1a1000}$ (CA_1-0)

Der Hauptanteil von 66 % der mobilen Schäden ist dem Sektor Verkehr zuzuordnen und entsteht durch die Überflutung der beiden Parkplätze. Der Schadensanteil von 27 % im Sektor Wohnbebauung resultiert zu Großen Teilen aus den betroffenen Flächen nahe der Dünensektionen. Schäden im industriellen und staatlichen Sektor sind erneut nicht vorhanden.

Bei der Analyse der Personenschäden wurde eine Anzahl von 120 betroffenen Personen ermittelt (Abb. 8.20). Gefährdete Personen sind auch hier nicht zu erwarten. Die Fließgeschwindigkeiten sind zu gering. Die Flächen der ökonomischen Schäden im Bereich der Wohnbebauung in Dünennähe sowie die Ferienpension entsprechen exakt den Gebieten der betroffenen Personen. Des Weiteren sind im Bereich des südlichen Deichrings vereinzelt Personen am Rand der Wohnsiedlungen betroffen.

Abschließend lässt sich feststellen, dass das $SE_{F1a10000}$ (CA_4-0) ungeachtet eines erheblich höheren Sturmflutscheitelwasserstands als auch einer größeren Fülligkeit, wesentlich geringere Auswirkungen auf die Wasserstände und Überflutungsfläche hat als das $SE_{F1s1000}$ (CA_1-0). Die Geländehöhe im Süden und somit die Verortung des Versagenszustands ist hier von größerer Bedeutung, da diese weitestgehend unter 0,5 m NN liegt und sich in der Senke das Wasser sammeln und weiter ausbreiten kann. Im Osten von Markgrafenheide sind Höhen von 2,0 m NN vorhanden und behindern das weitläufige Verteilen der Wassermassen. Der Einfluss der reduzierten Wellenhöhe im östlichen Deichringsystem sollte als weiterer Aspekt beachtet werden.

Die Fließgeschwindigkeiten sind in beiden Szenarien zu gering, um in Zusammenspiel mit den Wasserständen Personen gefährden zu können.



Abb. 8.20: betroffene Personen der Analyse der Konsequenzen beim $SE_{F1a1000}$ (CA_1-0)

8.5.3 Versagensereignisse (kombiniert)

Die Risikoanalyse ergibt für etliche Versagenskombinationen Wahrscheinlichkeiten von nahezu Null Prozent, was vor allem an den recht sicheren Dünensektionen (CA_5-0, CA_6-0 und CA_7-0) und den reduzierten Wellenhöhen im östlichen Deichringabschnitt liegt. Insbesondere die Sektion 2+300 m (CA_4-0) ist selten involviert. Die Wahrscheinlichkeiten bei Versagenskombinationen mit dem CA_3-0 betragen bis zu 5 %. Ferner wird das Sturmflutereignis SE_{F1c100} für den Versagenszustand CA_1-0_2-0 untersucht, da sich die Möglichkeit eines Versagens auf 13 % beziffern lässt. Hierbei Versagen beide südliche Deichringsektionen.

Die hydrodynamische Analyse ermittelt eine Überflutungsfläche von 0,54 km². Der Anteil an der Gesamtfläche beträgt 23 %. Der maximale Wasserstand liegt bei 2,42 m und hat einen Mittelwasserstand von 0,7 m zur Folge. Die Abb. 8.21 zeigt die resultierenden Überflutungsflächen.



Abb. 8.21: Ergebnisse der hydrodynamischen Analyse des SE_{F1c100} (CA_1-0_2-0)

Die Ergebnisse der Analyse zeigen annähernd die Überflutungsflächen des SE_{F1c100} (CA_1-0). Der mittlere Wasserstand ist identisch. Der maximale Wasserstand ist beim kombinierten Versagensereignis etwas höher. Das Hochwasserereignis breitet sich über die südliche Senke weitläufig aus. Die erhöhte Warnemünder Straße mit deren umliegenden Wohnbebauungen bleibt unberührt. Die Wassermassen fließen entlang der Dünensektion KKM 151.900. Im Osten verteilt sich das Wasser über die Überführung hinweg weiter Richtung Norden. Hier wird der gesamte Bereich zwischen der nördlichen Hochebene und der Straßenerhöhung überflutet. Die Wasserstände in dieser Region liegen bei maximal 0,6 m. Sämtliche Flächen hinter der südlichen Deichlinie weisen Wasserstände von mehr als 2,0 m auf. Insbesondere das Gebiet hinter der Dünensektion 151.900 ist erheblich eingestaut. Durch die hohen Wasserstände im Süden werden die Wohnbebauungen in diesem Bereich mit bis zu 0,5 m überschwemmt.



Abb. 8.22: Ökonomischer Schaden der Analyse der Konsequenzen des SE_{F1c100} (CA_1-0_2-0)

Die Analyse der Konsequenzen ergibt einen ökonomischen Gesamtschaden von 3,97 Mio. Euro. Die mobilen Schäden betragen 2,80 Mio. Euro, während die Schäden im immobilien Sektor bei 1,17 Mio. Euro liegen. Die Schadenswerte nördlich der Warnemünder Straße sowie östlich Richtung Deichlinie betragen lediglich bis zu 5000 Euro, da die Fläche vorwiegend forstwirtschaftlich geprägt ist. Der Parkplatz hinter der Deichsektion 1+800 m und die Pension Forstfuhrmannshof verzeichnen deutlich höhere Schadenswerte. Die Wohnbebauungen westlich vom Forstfuhrmannshof sind ebenfalls betroffen. Der Parkplatz, an der Düne bei KKM 151.900 angrenzend, weist Schadenswerte bis 150.000 Euro auf. Des Weiteren sind die Ferienwohnungen und Pensionen nordöstlich des Parkplatzes mit Schadenswerten von 30.000 Euro belegt.

Das Kreisdiagramm (vgl. Abb. 8.23) auf der nächsten Seite zeigt die prozentuale Verteilung der mobilen, ökonomischen Schäden des Hochwasserereignisses SE_{F1c100} .

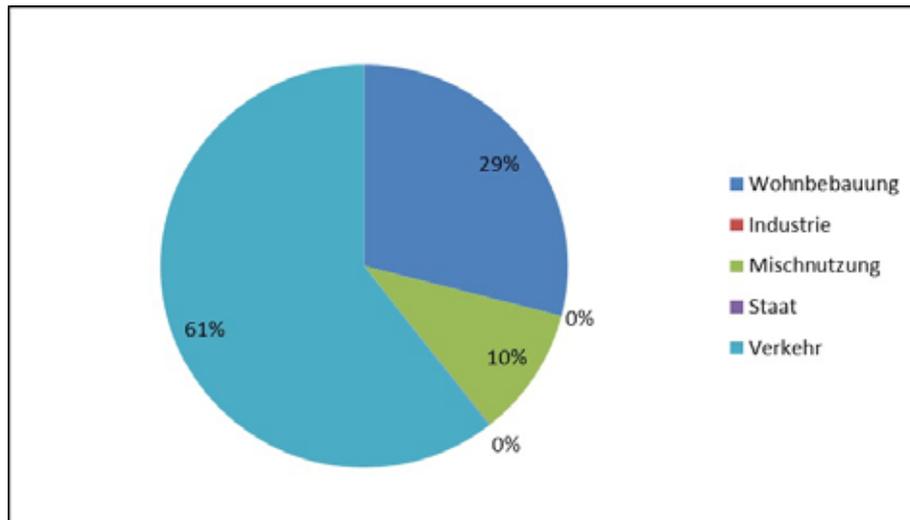


Abb. 8.23: prozentuale Verteilung der mobilen, ökonomischen Schäden beim $SE_{F_{1c}100}$ (CA_1-0_2-0)

Die Kategorie Verkehr hat einen Anteil von 61 %. Weitere Schäden treten im Bereich Wohnbebauung (29 %) und der Kategorie Mischnutzung (10 %) auf. In den Sektoren Industrie und Staat werden keine Schäden erwartet.

Die Resultate der Untersuchung intangibler Konsequenzen zeigt Abb. 8.24. Insgesamt sind 161 betroffene Personen verortet. Der Großteil befindet sich in der Umgebung der Pensionen bei der Dünensektion KKM 151.900. Die weiteren Personen verteilen sich auf die im Süden befindliche Wohnbebauung und die westlich von der Pension Forstfuhrmannshof gelegene Häuserreihe. Die Pension selbst ist ebenfalls involviert. Auf Grund der geringen Fließgeschwindigkeiten sind keine gefährdeten Personen zu erwarten.

Ein direkter Vergleich mit den analysierten Einzelversagensereignissen ist wegen der unterschiedlichen Wasserstandsganglinien und Versagensorte nicht möglich. Es ist jedoch zu erkennen, dass das $SE_{F_{1a}1000}$ (CA_1-0) nahezu identische Ergebnisse liefert. Der Sturmflutscheitelwasserstand der beiden Hochwasserereignisse unterscheidet sich dabei kaum. Das $SE_{F_{1a}1000}$ dauert ungefähr drei Tage länger an und weist eine deutlich höhere Fülle auf, während das $SE_{F_{1c}100}$ einen kombinierten Versagenszustand aufzeigt. Es kann angenommen werden, dass durch den weiteren Versagensfall in kürzerer Zeit eine vergleichbare Überflutungsfläche erzeugt wird. Die zusätzlichen Wassermengen der Sturmflutdauer respektive die des zweiten Deichbruchs kompensieren sich.



Abb. 8.24: betroffene Personen der Analyse der Konsequenzen beim SE_{F1c100} (CA_1-0_2-0)

8.6 Zusammenfassung

Die Simulation und Durchführung der Hochwasserrisikoanalyse wurde für die zwei Rastergrößen 25 m x 25 m und 10 m x 10 m realisiert. Der Modellaufbau erfolgte für 36 unterschiedliche Wasserstandsganglinien.

Je Rastergröße wurden sechs Wasserstandsganglinien ausgewählt und in der Simulation eingesetzt. Die Überschreitungswahrscheinlichkeiten der Ereignisse betragen 1 in 100, 1000 sowie 10.000 Jahren. Die Fälligkeit der Hochwasser war ebenfalls unterschiedlich. Der Scheitelwasserstand wurde in allen Szenarien nach der Hälfte der Flutdauer erreicht (F1). Bei der Modellierung der Hochwasserschutzsektionen wurden die Bauwerkskubaturen und benötigte Materialzonen anhand vorliegender Daten nachgebildet und die Sektionen entsprechend gewählt. Die Berechnung der Einwirkungs-Versagensfunktionen erfolgte anschließend unter Berücksichtigung jeglicher in ProMaIDes implementierter Versagensmechanismen. Die Analyse der Konsequenzen wurde zur Ermittlung der ökonomischen Gesamtschäden sowie der intangiblen Konsequenzen modelliert.

Die Auswahl der analysierten Szenarien beruhte auf den errechneten Ergebnissen und wurde im Hinblick auf Unterschiede innerhalb der Überflutungsflächen, ökonomischen Schäden und Personenschäden im Untersuchungsgebiet gewählt. Des Weiteren sollte die Komplexität einer Hochwasserrisikoanalyse durch den Einfluss diverser Inputparameter hervorgehoben werden.

Es lässt sich sagen, dass die Jährlichkeit und der damit verbundene maximale Scheitelwasserstand von großer Bedeutung sind. Die Ergebnisse zeigten weiterhin den Einfluss der Fälligkeit, der Verortung des Versagenszustands sowie der Differenzen durch unterschiedliche Rastergrößen.

Das Hochwasserrisiko in der Region Markgrafenheide ist als sehr gering einzustufen. Die Sturmfluten weisen zu geringe Scheitelwasserstände auf, um gravierende Schäden an den Bauwerken hervorzurufen. Die Dünenbauwerke

sind nahezu nicht betroffen. Der Deichring im Osten ist, trotz der sehr flachen Kubatur, durch seine Lage auf der wasserabgewandten Seite nur unwesentlich von den Hochwasserereignissen berührt. Für das Risiko der südlichen Deichsektionen wurden etwas höhere Versagenswahrscheinlichkeiten errechnet, jedoch sind selbst dabei die Konsequenzen der Sturmfluten moderat.

Die Region ist mit circa 600 Einwohnern sehr dünn besiedelt und die Wohnbebauung liegt vorwiegend im Bereich rund um die Erhebung der Warnemünder Straße, welche ohnehin nicht überflutet wird. Lediglich die Randbereiche der Wohnbebauung zeigen geringfügige Schadenswerte, wobei hier darauf zu achten ist, dass sich die südliche Wohnbebauung bereits ausgedehnt hat oder dies in Zukunft geschehen wird. Bisher ohne Schadenswerte belegte, überflutete Regionen hinter der südlichen Deichlinie könnten somit zu erheblich höheren Konsequenzen führen. Die vorwiegend betroffenen Areale und entstehenden ökonomischen Schäden sind im Forstwirtschafts- und Verkehrssektor vorzufinden. Das Risiko für Personen in der Region ist auf Grund der Wasserstandshöhen und Fließgeschwindigkeiten ebenfalls unwesentlich. Gefährdete Personen wurden bei keinem der Szenarien ermittelt.

Abschließend kann festgehalten werden, dass in jeder Sektion ein Risiko vorliegt. Dieses kann jedoch wegen des Deichrings, der sehr hohen Dünenkörper und der als zweite Deichlinie fungierenden Straßenerhebung zurzeit als unerheblich angesehen werden.

8.7 Schrifttum

- BACHMANN ET AL. (2009): REISE: Multikriterielle Entscheidungsunterstützung zur Planung von Hochwasserschutzkonzepten. 2009.
- BACHMANN, D. (2011): Zuverlässigkeitsbezogene Analyse der Emscherdeiche zur Erweiterung des D³-HOWIS-Systems. Aachen : RWTH, Institut für Wasserbau und Wasserwirtschaft, 2011.
- BACHMANN, D. (2012): Beitrag zur Entwicklung eines Entscheidungsunterstützungssystems zur Bewertung und Planung von Hochwasserschutzmaßnahmen. Aachen : RWTH, Institut für Wasserbau und Wasserwirtschaft, 2012.
- BADZIAI ET AL. (2010): 01/10, s.l. : ThyssenKrupp GfT Bautechnik, 2010, Bd. Die Bautechnik.
- BING (2013): Bing Maps. [Online] 18. 12 2013. <http://www.bing.com/maps/>.
- EPPMANN, H. (2011): Statistisches Amt für Hamburg und Schleswig - Holstein. www.statistik-nord.de/daten [Letzter Zugriff: 20. Juni 2012].
- FRÖHLE, P. (2011): Hochwasserrisikomanagement für den Küstenraum. s.l. : HTG Tagungsband, 2011.
- GOOGLE (2012): Googlemaps. <http://maps.google.com/> [Letzter Zugriff: 21. Juni 2012].
- GOOGLE (2014): Googlemaps. <http://maps.google.com/> [Letzter Zugriff: 22. April 2014].
- HENNE, A. (2010): 3 Szenarien zur zukünftigen Entwicklung der Insel Pellworm vor dem Hintergrund des Klimawandels. Diplomarbeit . Gottfried Wilhelm Leibniz Universität Hannover: Fakultät für Architektur und Landschaft, Institut für Freiraumentwicklung, Fachgebiet Entwerfen urbaner Landschaften.
- HOFSTEDTE, DR. J. (2008): Küstenschutz in Schleswig-Holstein. [Hrsg.] Umwelt und ländliche Räume Schleswig-Holsteins Ministerium für Landwirtschaft. 2008.
- LKN-SH (2013): Ein neues Profil für Büsums Wasserkante. 2013.
- MALUCK, M. (2006): lancewad-Plan. (Schleswig-Holstein, Archäologisches Landesamt). <http://www.lancewadplan.de/default.asp?M=23&SM=35&Schema=> [Letzter Zugriff: 16.05.2011].
- MELUR (2012): Generalplan Küstenschutz des Landes Schleswig-Holstein. Kiel : Ministerium für Energiewende, Landwirtschaft, Umwelt und ländliche Räume des Landes Schleswig-Holstein, 2012.
- MELUR-SH (2013): Generalplan Küstenschutz des Landes Schleswig-Holstein Fortschreibung 2012. Kiel.
- MESSNER & MEYER (2005): Flood damage, vulnerability and risk perception - challenges for flood damage research. Leipzig : Umweltforschungszentrum UFZ, 2005.
- POMMERANZ, C. (2013): Analyse der Konsequenzen für durch Sturmflutereignisse betroffene und gefährdete Personen an der deutschen Nordseeküste mit Hilfe eines numerischen Modellverfahrens. Aachen : s.n., 2013.
- REESE ET AL., (2003A): MERK – Mikroskalige Evaluation der Risiken in überflutungsgefährdeten Küstenniederungen. Kiel : s.n., 2003a.
- REGELWERK KÜSTENSCHUTZ MECKLENBURG-VORPOMMERN (2009): Übersichtsheft; Grundlagen, Grundsätze, Standortbestimmung und Ausblick, Ministerium für Landwirtschaft, Umwelt und Verbraucherschutz Mecklenburg Vorpommern, Schwerin.
- ROSTOCK-MARKGRAFENHEIDE (2014): Zahlen und Fakten. <http://www.rostock-markgrafenheide.de/uber-markgrafenheide/zahlen-und-fakten/> [Letzter zugriff: 22.04.2014].
- SCHÜTTRUMPF, H. ET AL. (2009): Entwicklung eines risikobasierten Entscheidungshilfesystems zur Identifikation von Schutzmaßnahmen bei extremen Hochwasserereignissen. Aachen : BMBF, 2009.
- SIMON, C. (2011): Numerische Überflutungssimulation eines Deichrings an der Ostsee für eine Hochwasserrisikoanalyse. Aachen : s.n., 2011.
- STADELMANN R. (2008): Den Fluten Grenzen setzen. Schleswig-Holsteins Küstenschutz. Westküste und Elbe. Band 1: Nordfriesland. Husum Druck- und Verlagsgesellschaft. Husum.
- STADELMANN, R. (2008A): Den Fluten Grenzen setzen. Schleswig-Holsteins Küstenschutz. Westküste und Elbe. Band 2: Dithmarschen und Elbe/Elbmarschen, Insel Trischen und Helgoland. Husum Druck- und Verlagsgesellschaft. Husum.
- STADT LÜBECK (2014): Bevölkerungsstand. Historische Bevölkerungsentwicklung (Anno 1350 bis heute) http://www.luebeck.de/stadt_politik/statistiken/files/PDF/200.pdf [Letzter zugriff: 22.04.2014].
- STALU (2012): Abteilung Küste. Rostock : Staatliches Amt für Umwelt und Natur Rostock, 2012.

- STATISTIKAMT NORD (2012): Bevölkerung der Gemeinden in Schleswig-Holstein, 4. Quartal 2012, Fortschreibung auf Basis des Zensus 2011. Statistische Berichte, Kennziffer: A I 2 – vj 4/12 SH. Statistisches Amt für Hamburg und Schleswig-Holstein. 16. Juli 2012.
- STATISTIKAMT NORD (2012A): Bodenflächen in Hamburg und Schleswig-Holstein am 31.12.2011 nach Art der tatsächlichen Nutzung. Statistische Berichte, Kennziffer: A V 1 – j/11, Korrektur vom 15. November 2012. Statistisches Amt für Hamburg und Schleswig-Holstein. 15. November 2012.
- WILEY, J. (2013): Empfehlungen des Arbeitsausschusses 'Ufereinfassungen'. 2013.

9. Leitfaden PROMAIDES

9.1 Einführung

Der folgende Abschnitt des Berichtes befasst sich mit der Erstellung eines softwarenahen Leitfadens zur Benutzung des Entscheidungsunterstützungssystems ProMaIDes bei der Durchführung einer Hochwasserrisikoanalyse. Ziel des Leitfadens ist die anschauliche Darstellung der Verarbeitung von vorhandenen Rohdaten bis hin zur Einbindung in das Softwarepaket ProMaIDes, um einen anwenderfreundlichen Einstieg zu ermöglichen. Dies wird anhand des Untersuchungsgebiets Markgrafenheide als praxisorientiertes Beispiel gezeigt. Der Fokus liegt vorwiegend in der Benutzung der für Markgrafenheide eingesetzten Module mit deren Einstellungs-, Import- und Export-Möglichkeiten. Die mathematischen und theoretischen Hintergründe, sowie weitere Anwendungsbereiche sind nicht Teil des folgenden Leitfadens.

An dieser Stelle sei auf die Dissertation von BACHMANN (2012) verwiesen, welche diesbezüglich als weiterführende Literatur herangezogen werden kann.

9.2 Die Software

Zur Nutzung des Entscheidungsunterstützungssystem ProMaIDes sollten dem Anwender grundlegende Kenntnisse im Fachbereich Wasserwesen (z.B. Hydraulik, Schadenspotentiale, etc.) vorliegen, um Zusammenhänge der Teilmodule erkennen und Simulationsergebnisse besser beurteilen zu können.

Eine Installationsroutine zur Nutzung der Software muss nicht durchgeführt werden. Das Programm kann direkt ohne Installation auf jedem windowstauglichen Computer gestartet werden. Es werden keine besonderen Hardware- oder Softwareanforderungen gestellt. Die maximale Speichernutzung liegt bei einem Gigabyte.

ProMaIDes befindet sich im Entwicklungsstadium und wird am Institut für Wasserbau und Wasserwirtschaft der RWTH ständig weiterentwickelt.

Hinweise

Der Leitfaden behandelt die *ProMaIDes Version 0.0.1* (Stand Januar 2014). Die zur Aufbereitung verwendete Software *ArcGIS* stand in *Version 10* (inklusive Service Pack 5) zur Verfügung. Beide Anwendungen haben eine englische Menüführung, weshalb im Leitfaden entsprechendes Vokabular verwendet wird.

9.3 Arbeiten mit ProMaIDes

Beim Starten des Entscheidungsunterstützungssystems ProMaIDes dient das Startbild (Abb. 9.1) einer erneuten Übersicht der vorhandenen Module.

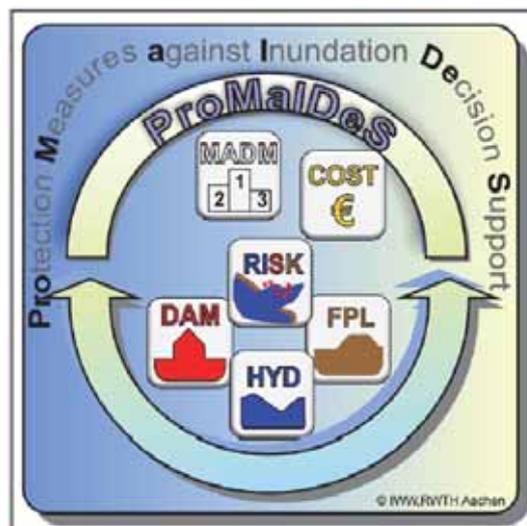


Abb. 9.1: : Startbild von ProMaIDes

Die im Menü oben angeordnete Navigationsleiste ist in die einzelnen Module untergliedert, welche nach Bedarf aktiviert sind. Die Implementation des GIS Moduls ist noch nicht realisiert worden und kann dementsprechend nicht ausgewählt werden. In den diversen Menüs können die jeweiligen Dateien in die Datenbank eingelesen, miteinander verknüpft und Simulationen gestartet werden.

Die Benutzeroberfläche bietet mehrere Ansichtsmöglichkeiten (Abb. 9.2):

- Datei-Ansicht (*File*)
- Datenbank-Ansicht (*Database*)
- Modelldaten-Ansicht (*Data*)
- GIS-Ansicht (GIS) – Noch nicht implementiert!

Das Hauptfenster in der Mitte dient der Darstellung der jeweiligen Daten, wie beispielsweise die Parametereinstellungen der Input-Dateien, die bereits eingelesenen Datensätze der Datenbank oder die Simulationsergebnisse. Weiterhin kann über das Fenster der Export gesteuert und Werte verändert werden (*Rechtsklick -> Edit*).

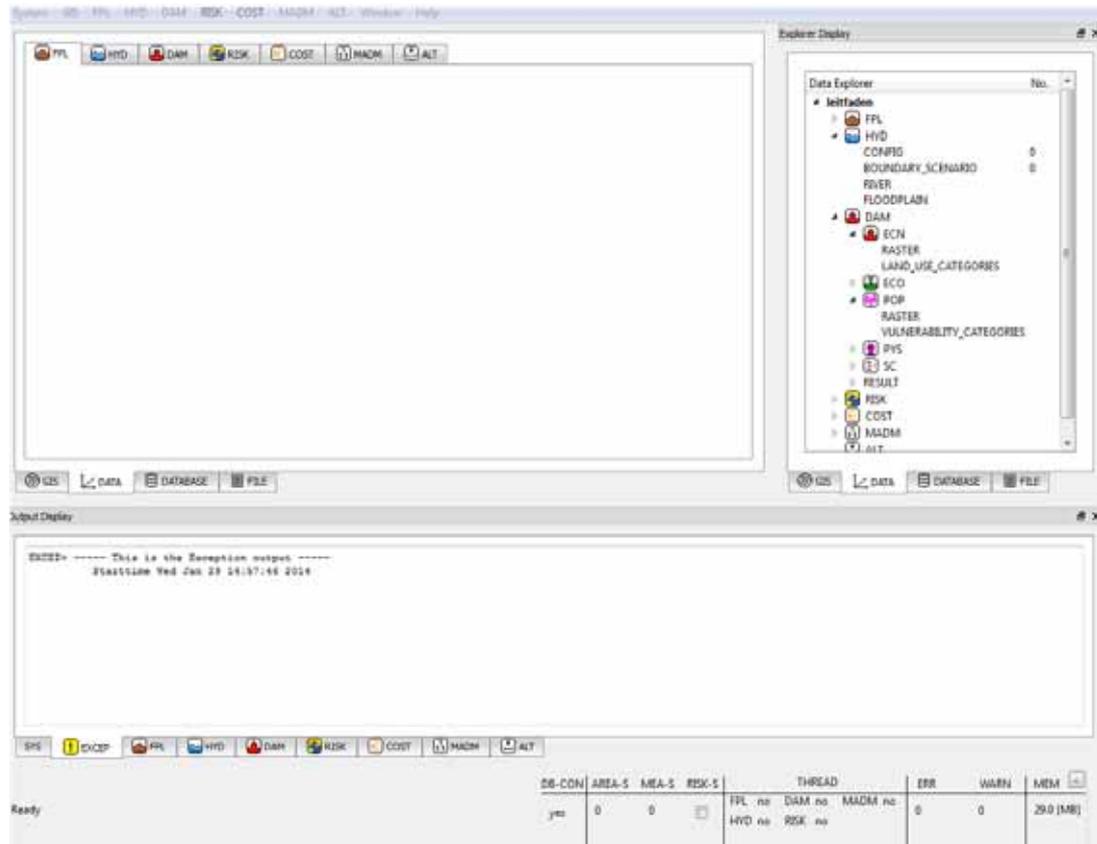


Abb. 9.2: Hauptansicht nach Erstellung eines neuen Projekts

Auf der rechten Seite befindet sich ein entsprechender Strukturbaum, welcher zur besseren Übersicht und Koordination in den einzelnen Modulen dient. Das untere Fenster gibt, wiederum aufgeteilt in die Teilmodule, die aktuellen Arbeitsvorgänge in Textform aus.

Des Weiteren ist ein zusätzlicher Reiter, die Ausnahmebehandlung (*EXCEPTION*) zu finden. Diese Ausgabe sollte stets kontrolliert werden, da diese ausführliche Informationen zu auftretenden Fehlern sowie Warnungen beim Einlesen von Daten oder bei der Durchführung der Simulation liefert. Es werden sowohl die Anzahl der Ausnahmen, als auch die Fehlerursache mit Ort und Hilfe zur Fehlerkorrektur angegeben. Die resultierende Reaktion auf den Fehler wird ebenfalls mitgeteilt.

Im untersten Bereich der Benutzeroberfläche erhält der Anwender einen kurzen Überblick der zurzeit ‚aktiven‘ Module, den Status zur Datenbank, Fehleranzahl und aktuelle Speicherbelegung.

Beim Erstellen eines neuen Projekts ist es empfehlenswert die Zielsetzung der angestrebten Simulation vorher zu kennen, da bei der Abfrage des Projekttypen die zu benötigten Teilmodule aktiviert werden müssen (Abb. 9.3). Die nachträgliche Möglichkeit des Editierens einer Projektdatei besteht zwar, ist jedoch nicht in Bezug auf den Projekttypus und den Projektnamen anwendbar.

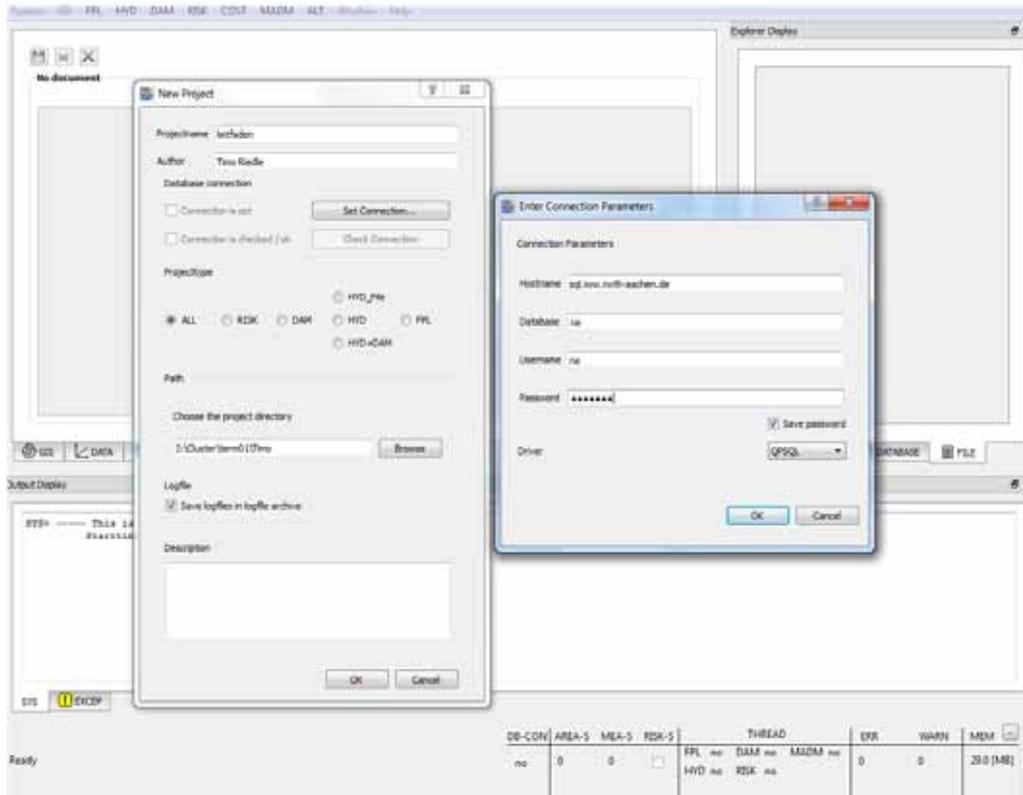


Abb. 9.3: Dialogfeld zur Erstellung eines neuen Projekts

Der Projektname, -autor und das Projektverzeichnis sind frei wählbar. Bei der Verzeichnisauswahl sollte im Hinblick auf die spätere Rechenzeit die lokale Festplatte vorgezogen werden.

Das Anlegen eines Projekts setzt eine funktionsfähige SQL-Datenbank (*Structured Query Language*) voraus, welche unter *Set Connection* im Projekt-Dialog angegeben werden muss. Anschließend kann vor der endgültigen Erstellung der Projektdatei mit der Funktion *Check Connection* die Konnektivität zur Datenbank überprüft werden. Das Projekt wird beim Beenden automatisch am angegebenen *Pfad* gespeichert.

9.4 Beispielhafte Anwendung

9.4.1 Datenaufbereitung (*ArcGIS*)

Festlegung der Rastergrößen und Koordinatensysteme

Zur Verwendung der Geländedaten in ProMaIDES müssen die vorliegenden Rohdaten, meist in Form eines digitalen Geländemodells (DGM), entsprechend aufbereitet werden, damit die benötigten Informationen (z.B. X,Y,Z-Koordinaten oder Landnutzungskategorien) exportiert werden können.

Vorteilhaft sind DGM Auflösungen von 1m x 1m, da diese den höchsten Detailgrad liefern, was wiederum eine genauere Betrachtung des Untersuchungsgebiets zulässt. Oftmals muss jedoch auf Grund zu hoher Datenmengen die Auflösung der Raster vergrößert werden (Markgrafeneide: 10m x 10m, Lübecker Bucht 100m x 100m). Abb. 9.4 zeigt beispielhaft die Differenzen im Detailgrad der digitalen Geländemodelle von Markgrafeneide.

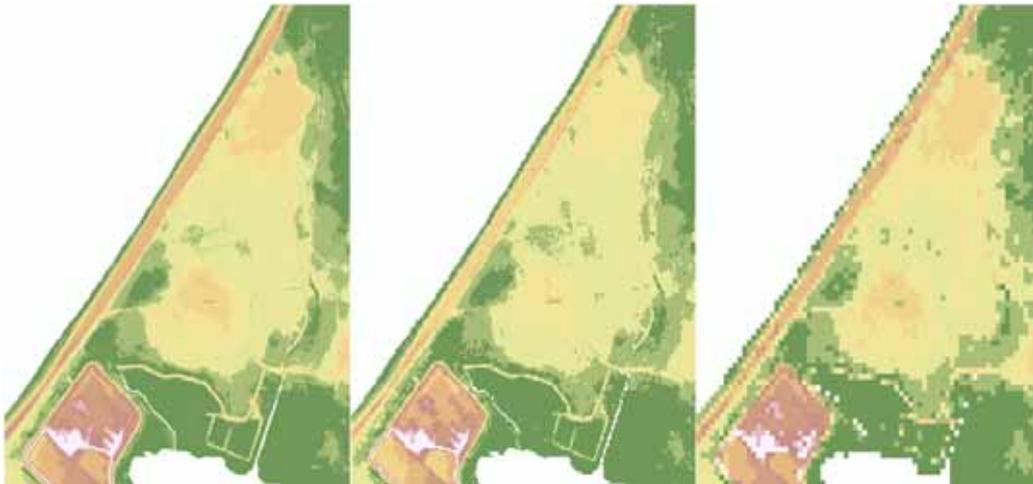


Abb. 9.4: Digitales Geländemodell der Region Markgrafenheide (v.l.n.r. 1m x 1m, 10m x 10m, 25m x 25m)

Am Anfang jeglicher Bearbeitung ist es erforderlich das zu verwendende Koordinatensystem in allen Dateien festzulegen.

- Öffnen der *ArcToolbox*
- Unter Data Management Tools - Projections und Transformations die Option Define Projection auswählen

Des Weiteren ist es sinnvoll zu Beginn nicht benötigte Regionen des DGM mit der *Clipping*-Funktion zu entfernen, um nur das nähere Umfeld des Untersuchungsgebiets zu erhalten. Die Masse an Daten die dadurch wegfällt wird ohnehin nicht benötigt, dient der Verringerung der Zeit beim Datenexport und der Rechenzeit in ProMaIDes.

- Öffnen der *ArcToolbox*
- Unter *Analysis Tools – Extract* die Funktion *Clip* aufrufen

Hinweise

ProMaIDes arbeitet beim Import von Zahlenwerten mit *Punkt statt Komma*, daher sollten die Länderereinstellungen oder Trennzeichen vorher im Betriebssystem festgelegt werden. Alternativ kann später bei allen aus ArcGIS exportierten Dateien das Komma über einen Texteditor durch Punkte ersetzt werden, was allerdings sowohl eine Fehlerquelle bedeutet als auch zu einem zeitlichen Mehraufwand führt.

Bei zu großen Datenmengen ist eine Aufteilung des Gebiets in mehrere kleinere Raster sinnvoll. Dabei ist auf eine *Überlappung* der einzelnen Raster zu achten, da diese zur späteren *2D-Kopplung* benötigt wird.

Der Rechenaufwand wird durch das Verwenden von *hohen, schmalen* Rastern deutlich verringert.

Eventuelle *Drehungen* der Raster zur besseren Anpassung an den Verlauf der Küste muss über den Winkel (*angle*) im Header der ProMaIDes Rasterdatei eingestellt werden, da ArcGIS keine Drehungen unterstützt.

Erstellen der Küsten- bzw. Deichlinie

Da das Untersuchungsgebiet Markgrafenheide wird von einem Deichringsystem umfasst wird, ist ein weiterer Schritt, nämlich die Festlegung einer konkreten Küstenlinie erforderlich.

- Öffnen des *ArcCatalog*
- *File – New* anklicken und anschließend *Shapefile* auswählen
- Dateityp als *Polyline* festlegen und *Koordinatensystem* wählen

Nachfolgend muss im *Editier-Modus* unter *ArcMap* die Küstenlinie anhand vorliegender Informationen über die Küstenschutzbauwerke abgesteckt und als *Shapefile* (*.shp) gespeichert werden (Abb. 9.5).

- Öffnen von *ArcMap*
- Starten des *Editier-Modus* (*Editor – Start Editing*) über die Menüleiste
- Auf der rechten Seite erscheint ein Fenster mit einer Auswahl der zur Verfügung stehenden, editierbaren *Shapefiles*.
- Auswahl des entsprechenden *Shapefiles* und erstellen der Küstenlinie durch setzen von Punkten

- Nach Fertigstellung unter *Editor – Stop Editing* den *Editor-Modus* beenden und das erzeugte *Küstenpolygon* abspeichern.

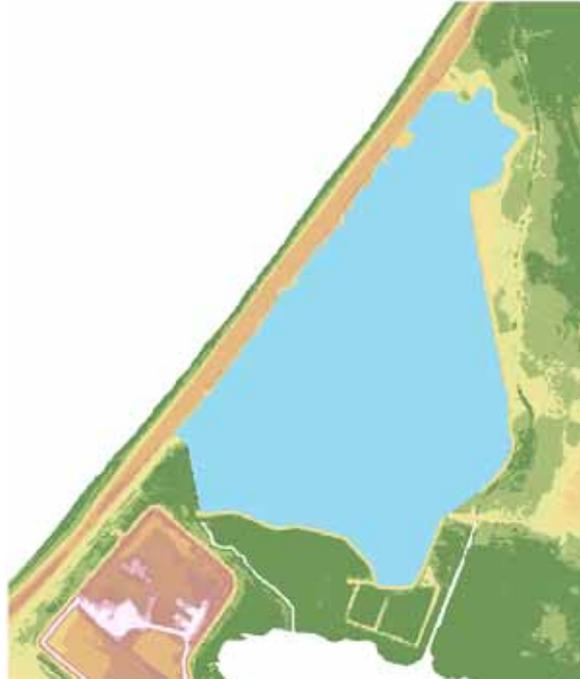


Abb. 9.5: Polygon der Küstenlinie in Markgrafenheide

Unter der erneuten Verwendung des *Clipping-Werkzeugs* kann der Bereich außerhalb der Küstenlinie abgeschnitten werden (Abb. 9.6).

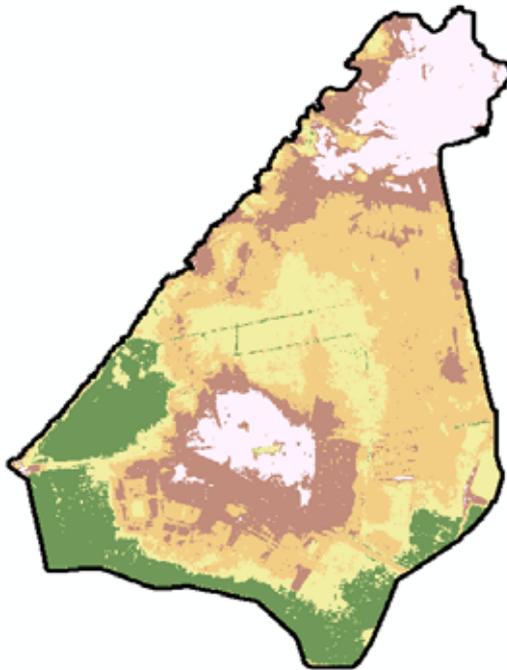


Abb. 9.6: Untersuchungsgebiet nach Ausführung der *Clipping-Funktion*

Die Festlegung der konkreten XY-Koordinaten der zu exportierenden Küstenlinie erfolgt über die Erstellung eines *Punktschapes*.

- Öffnen von *ArcCatalog*
- *File – New* anklicken und anschließend *Shapefile* auswählen
- Anschließend den Dateityp als *Point* bestimmen und *Koordinatensystem* wählen

Die folgenden Schritte im *Editier-Modus* sind identisch der zuvor beschriebenen Erstellung eines *Küstenpolygons*. Bei der Durchführung sind jedoch einige Grundsätze zu beachten:

- Es ist notwendig *Start-, End- und Eckpunkte* zu setzen und nicht direkt mit der Küstenlinie zu beginnen.
- Die *Start- und Endpunkte* müssen *innerhalb* der durch die Eckpunkte festgelegten *Überflutungsfläche* liegen, da ProMaIDes die Datei mit den Koordinaten sonst nicht einlesen wird (Abb. 9.7 mittig auf der linken Seite).
- Vom Startpunkt beginnend werden die Punkte *gegen den Uhrzeigersinn* bis hin zum *Endpunkt* gesetzt. Die Positionierung der *Eckpunkte* erfolgt anschließend *im Uhrzeigersinn*.

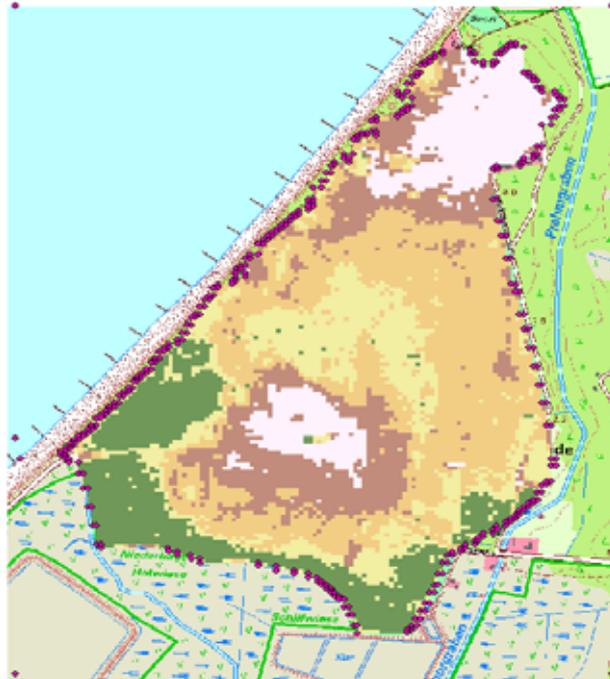


Abb. 9.7: Punktshape der Küstenlinie in Markgrafeneheide

Hinweise

Bei der Wahl der *Punkte* ist darauf zu achten, dass diese möglichst *genau* und in *geringen Abständen* an der Deichlinie entlang gesetzt werden.

Die Zellen innerhalb der Eckpunkte und außerhalb der Küstenlinie werden fortan als *Küstenzellen* betrachtet, entsprechend sind die Zellen bei Hochwasserereignissen direkt geflutet. Die Zellen innerhalb der *Küstenlinie* sind *Landzellen*.

Idealerweise sollte der Abstand der *Eckpunkte* zu den äußersten XY-Koordinaten des Küstenpolygons einem Vielfachen (beispielweise 25m, 50m, usw.) der verwendeten *Rastergröße* entsprechen, da es sonst zu Verschiebungen bei der grafischen Ergebnisdarstellung kommen kann.

Export der Geländehöhen (Z-Koordinaten)

Nachfolgend können die Geländehöhen als Textdatei (*.txt) exportiert werden. Hierzu sind nachstehende Schritte nötig:

- Öffnen der *ArcToolbox*
- Unter dem Reiter *Conversion Tools – From Raster* die Funktion *Raster to ASCII* anklicken
- Im folgenden Fenster das passende *Shapefile* auswählen und den Speicherort bestimmen

Vor der Durchführung der Transformation kann in einem zusätzlichen Schritt die Gebietsbegrenzung festgelegt werden.

- Anklicken von *Environments – Processing Extent* im bereits geöffnetem Dialogfenster
- Im *Extent-Menü* die XY-Koordinaten der erstellten Eckpunkte eintragen

Export der XY-Koordinaten

Um die XY-Koordinaten der Küstenlinie zu exportieren, müssen diese zunächst generiert werden.

- Rechtsklick auf das erstellte *Punktshape* und *Open Attribute Table* auswählen
- Mit der Funktion *Add Field* unter dem Menüpunkt *Table Options* müssen zwei Spalten mit dem Typ *Double* eingefügt werden.
- Nun erfolgt ein weiterer Rechtsklick auf die jeweilige neue Spalte und die Benutzung der Funktion *Calculate Geometry*
- Es können je nach Spalte die Werte der X- bzw. Y-Koordinaten errechnet werden. Die Einheit ist passend zu wählen (z.B. Angabe in Metern).

Nach der Generierung der Koordinaten kann der Export der Punkte erfolgen. Dazu wird weiterhin die Attributtabelle genutzt.

- Öffnen von *Table Options – Export* und festlegen eines Speicherpfads sowie den Dateityp als *Textfile* wählen

Die beiden erstellten Textdateien mit den XY- bzw. Z-Werten können nun in einem Texteditor bearbeitet werden, um die Kompatibilität für ProMaIDES herzustellen. Die durchzuführenden Schritte werden in den nachstehenden Kapiteln des Leitfadens genauer erläutert.

Hinweise

Die Erstellung der *Küstenlinie* ist *nicht zwingend erforderlich*. Lediglich bei einer nachfolgenden Untersuchung der Küstenschutzbauwerke durch das *FPL-Modul* von ProMaIDES. Falls keine Küstenschutzlinie betrachtet wird oder im Untersuchungsgebiet nicht vorhanden ist, reicht die Generierung eines *Rechteckpolygons*, welches das Untersuchungsgebiet abdeckt, aus. Das Polygon dient beim Export als *Gebietsgrenze*.

Erstellung der Landnutzungsraster

Die Landnutzungsdaten zur Berechnung des ökonomischen Schadens liegen meist in Form von ATKIS Daten in 1m x 1m Raster vor, welche ähnlich der Hydraulikdaten aufbereitet werden müssen. Für den späteren Gebrauch ist es notwendig, dass die diversen ATKIS Landnutzungskategorien redundanzfrei zur Verfügung stehen. Im Zuge dieses Leitfadens wird die Aufbereitung anhand bereits redundanzfreier Daten erläutert (Abb. 9.8).



Abb. 9.8: Redundanzfreie Landnutzungsdaten der Region Markgrafenheide

Im ersten Schritt wird das vorliegende Polygon in ein passendes Raster umgewandelt, welches der Auflösung der Hydraulikdaten entspricht (im Beispiel 25m x 25m).

- Öffnen der *ArcToolbox*
- Unter dem Reiter *Conversion Tools – To Raster* die Option *Polygon to Raster* ausführen

- Im Dialogfenster erfolgt die Wahl des Speicherortes, Festlegung der Zellgröße (*Cellsize*) und Auswahl des zu verwendenden Werts (*Value Field*)

Im Punkt *Value Field* wird als zu konvertierender Wert die Kategorie der immobilien bzw. mobilen Anteile gewählt. Die Konvertierung muss demnach *zweimal* erfolgen. Anschließend erfolgt die Umwandlung der Raster in ASCII Textdateien.

- Öffnen der *ArcToolbox*
- Ausführen der Funktion *Raster to ASCII* aus der Rubrik *Conversion Tools – From Raster*
- Auswahl des zu nutzenden Polygons und bestimmen des Speicherpfads

Die erstellten Raster müssen ebenfalls in ein ProMaIDes kompatibles Format gebracht werden. Eine detaillierte Beschreibung befindet sich im Kapitel des DAM-Modul.

Berechnung der Einwohnerdichte

Bei der Berechnung der Anzahl in der Region betroffener Personen sind die Schritte analog zu den eben aufgeführten der Landnutzung durchzuführen. Lediglich bei der Auswahl des *Value Field* muss der Wert der errechneten Einwohnerdichte, anstatt der mobilen bzw. immobilien Kategorien ausgewählt werden.

Um den Wert der Einwohnerdichte zu errechnen sind folgende Schritte nötig.

- Öffnen der *ArcToolbox*
- Ausführen des Befehls *Merge* aus dem Reiter *Data Management Tools – General*
- Auswählen der *Shapefiles* zu den Kategorien Wohnbebauung und Mischnutzung, um deren Attributtabelle zusammenzuführen (Abb. 9.9).



Abb. 9.9: Shapefile der betroffenen Fläche (schwarze Markierung)

Die erhaltene Fläche und die Einwohnerdichte kann anschließend über das Menü der Attributtabelle errechnet werden.

- Rechtsklick auf das neue *Shapefile* aus den zusammengeführten Dateien
- Öffnen der Attributtabelle (*Rechtsklick - Open Attribute Table*)
- Über *Table Options – Add Field* drei neue Felder des Typ *Double* hinzufügen
- Eintragen der vorliegenden Einwohnerzahl in eine der neuen Spalten
- Errechnung der Gebietsfläche (*area*) durch Rechtsklick auf die nächste Spalte und Anklicken der Funktion *Calculate Geometry*
- Ermitteln der Einwohnerdichte über den *Field Calculator* (Rechtsklick auf die dritte angelegte Spalte).


```

1 #*****
2 # Raster data set for the hydraulic module of ProMaIDes
3 # This file contains the general data of an raster.
4 # The information block contains the general raster information. This block begins with
5 # !$BEGIN_RASTERINFO and have to end with !$END_RASTERINFO.
6 # The information in the block are:
7 #         - number of columns or number of elements in x-direction (keyword !ncols)
8 #         - number of rows or number of elements in y-direction (keyword !nrows)
9 #         - x-coordinate of the raster origin in [m] (keyword !xllcorner)
10 #        - y-coordinate of the raster origin in [m] (keyword !yllcorner)
11 #        - width in x-direction of the quadratic element [m] (keyword !width_x)
12 #        - width in y-direction of the quadratic element [m] (keyword !width_y)
13 #        - angle of the raster clockwise is positive direction [°] (keyword !angle)
14 #
15 #
16 #Syntax:   - Comments are marked with: #
17 #         - keywords for the type are case-sensitive
18 #         - delimiter between values are whitespace(s) or tab(s)
19 #         - name can not include any whitespaces or tabs
20 #
21 #*****
22
23 #Start the general raster information block (block one)
24 !$BEGIN_RASTERINFO
25     !ncols      53
26     !nrows     72
27     !xllcorner 33313337
28     !yllcorner 6008202
29     !width_x   25
30     !width_y   25
31     !angle     0
32 !$END_RASTERINFO
33 #End the general raster information block
34

```

Abb. 9.11: Hydraulikraster mit allgemeinen Eingangsparametern

Hinweise

Es empfiehlt sich den allgemeinen *Header*, welcher Informationen zum Aufbau der Syntax in den Rasterdateien enthält, in jeder der ASCII-Textdateien mitzuführen.

Das #-Symbol dient innerhalb jeglicher Textdatei zur Auskommentierung.

Die Zeilen, Spalten, Koordinaten und Zellgrößen müssen in beiden Dateien übereinstimmen.

Der *NoData_Value* ist auf -9999 einzustellen und nicht mit Null zu belegen, da sonst keine Wasserstände um die Küstenlinie anstehen können.

Rastergrößen mit je *mehr als 300 Zeilen und Spalten sind zu vermeiden* indem das Gebiet in kleinere Teilabschnitte unterteilt wird. Die Begrenzung resultiert aus dem nur eingeschränkt vorhandenen, zusammenhängenden Arbeitsspeicher.

Einlesen der Hydraulikraster

Zum Einlesen bedarf es beider Dateien. Die Dateien können nach Einfügen der passenden *Syntax* importiert und in ein entsprechendes ProMaIDes Format (**.out*) konvertiert werden (Abb. 9.12). Die Output-Datei befindet sich im angegebenen Ordner der eingelesenen *ASCII*-Dateien.

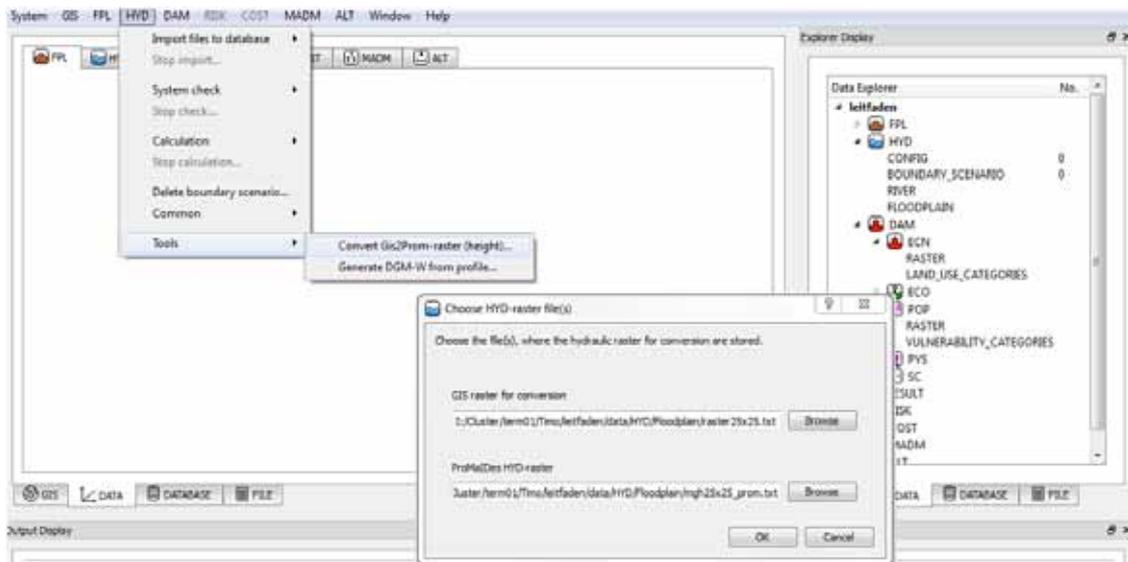


Abb. 9.12: Konvertieren der Hydraulikraster

Die Schritte zum Importieren sind folgend dargestellt:

- Öffnen des Menüpunkts *HYD – Tools*
- Linksklick auf den Unterpunkt *Convert Gis2Prom-raster (height)*
- Beide Rasterdateien auswählen und *OK* klicken damit *.out-Datei erstellt wird

Einlesen der Szenarien

Ein wichtiger Teil des HYD-Moduls ist die *.ilm – Steuerungsdatei. In der Datei sind sämtliche Einstellungen bezüglich der Inputparameter (z.B. Zeitschritte, Toleranzen, Koordinaten und Anzahl der Modelle) sowie Verknüpfungen zu verwendeten Dateien (z.B. Wasserstandganglinien, Küstenlinie und Breschenpunkte) festgehalten. Der Ablauf ist wie folgt:

- In der Navigationsleiste *HYD – Import files to database* auswählen
- Linksklick auf *Base scenario* und Ablageort der *.ilm - Steuerungsdatei angeben (Abb. 9.13)

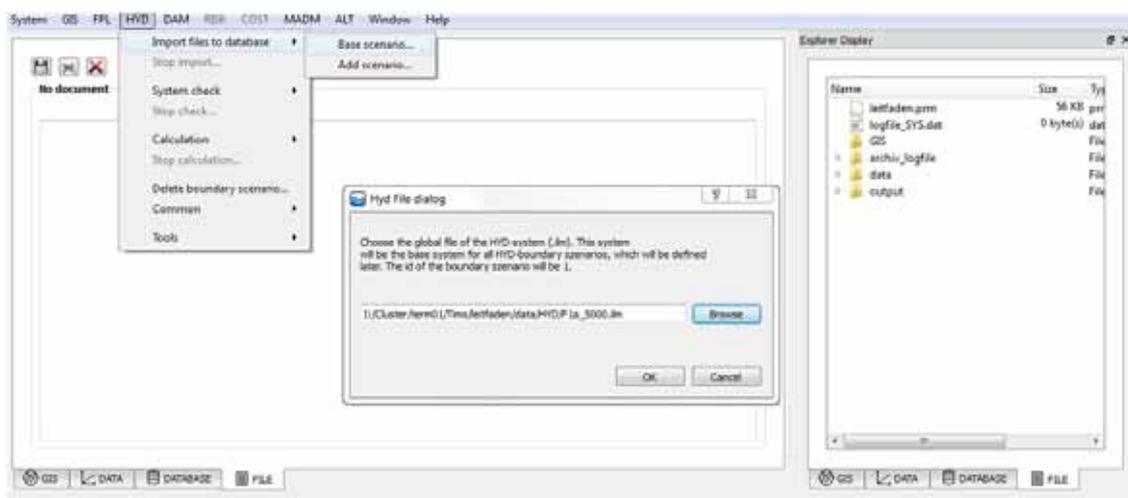


Abb. 9.13: Einlesen der *.ilm-Steuerungsdatei in ProMaDes

Hinweise

Das erste Szenario wird als Basis Szenario festgelegt. Bei Bedarf können über *HYD - Import Files to database – Add scenario* beliebig viele zusätzliche Szenarien hinzugefügt werden.

Die *.ilm-Datei besitzt ebenfalls einen *Header* mit Informationen der immer behalten werden sollte. Des Weiteren ist am Ende der Datei ist eine *Leerzeile* einzufügen, da ProMaDes sonst kein Ende der Datei erkennt.

Alle Einstellungen die in dieser Datei per Texteditor vorgenommen werden, können auch anschließend in ProMaIDes angepasst werden. Dazu muss lediglich in der Datenstrukturansicht im rechten Fenster unter dem Modul HYD der Unterpunkt *config* geöffnet werden.

Auf eine grafische Darstellung der Steuerungsdatei wird an der Stelle verzichtet, da diese zu viele Daten enthält und nicht übersichtlich dargestellt werden kann.

Vor dem Import der *.ilm-Datei ist es nützlich die Verweise aller weiteren verwendeten Dateien innerhalb der Steuerungsdatei zu überprüfen und die entsprechende Ordner-Struktur, welche ebenfalls in dieser festgelegt wird, bereits im Vorfeld anzulegen. Abb. 9.14 zeigt eine typische Fehlermeldung, die auf Grund falscher Verknüpfungen entstehen kann.

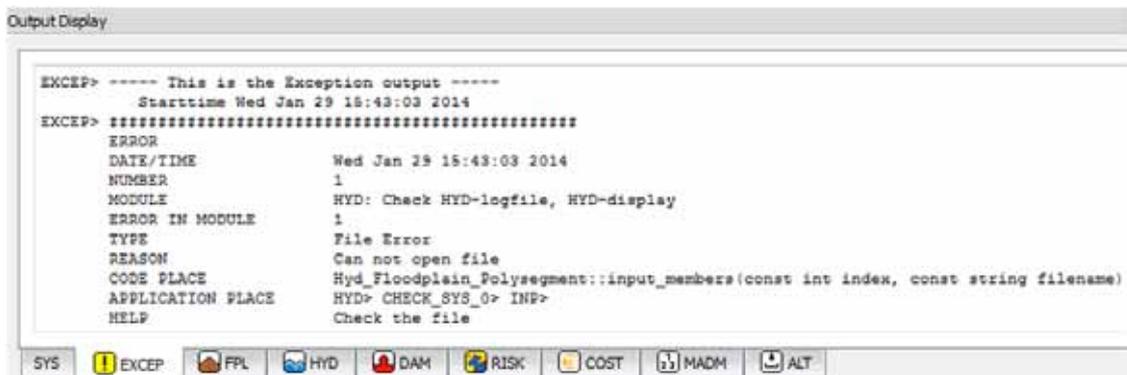


Abb. 9.14: Fehlermeldung beim Importieren der *.ilm-Datei

Einlesen der Wasserstandsganglinien

Zur Berechnung werden die Wasserstandsganglinien der Gebiete mit Meterangaben benötigt. Die Anzahl der Punkte ist anzugeben (Abb. 9.15). Das Einlesen der Datei erfolgt über die *.ilm-Datei.

```

1 # comment
2 # !BEGIN
3 # number beginning from 0 ++ number of points
4 # hour [h] discharge [m³/s]
5 # !END
6
7 !BEGIN #hallo
8 0 21 waterlevel #waterlevel [m]
9 0 0.48
10 1 0.51
11 2 0.54
12 3 0.57
13 4 0.60
14 5 0.63
15 6 0.66
16 7 0.69
17 8 0.73
18 9 0.76
19 10 0.79
20 11 0.82
21 12 0.85
22 13 0.88
23 14 0.91
24 15 0.94
25 16 0.98
26 17 1.01
27 18 1.04
28 19 1.07
29 20 1.10
30 !END
  
```

Abb. 9.15: Aufbereitete Wasserstandsganglinie für ProMaIDes

Einlesen der Küstenlinie

Als nächster Schritt erfolgt das Vervollständigen der Küstenlinie. ArcGIS exportiert ausschließlich die XY-Koordinaten, jedoch verlangt die Software ProMaIDes außerdem die Deichhöhen und je nach Berechnungsart zusätzliche Parameter. Es sind entsprechend weitergehende Daten über die Küstenschutzbauwerke notwendig, aus denen die Bauwerkshöhen entnommen werden können.

Folgende Abbildung (Abb. 9.16) zeigt den grundlegenden Aufbau der benötigten Datei mit den diversen Einstellungsmöglichkeiten. Der *Header* beinhaltet Erklärungen zu den möglichen Einstellungsvarianten. Die Küstenlinie wird ebenfalls über die *.ilm-Datei importiert.

```

#####
1 #Coastline file for the ProNaDes HYD-modul
2 #General
3 # Start the dike/line with 'BEGIN' and end it with 'END'
4 # Comments are marked with #
5 #
6 #Dike/line specific data
7 # index      := id of the dike/line (sequentially upwards 0,1,...)
8 # name       := name of the dike/line
9 # number_points := number of points representing the dike/line
10 # closed_flag := use 'CLOSED' if the dike/line is closed; if nothing is set to dike/line is not closed (coastline is automatically closed)
11 #
12 #Point specific data
13 #The point data are relevant for the points following segment. The heights are interpolated.
14 # x          := x-coordinate of the dike/line point [m]
15 # y          := y-coordinate of the dike/line point [m]
16 # abp_h      := absolute height of the crest of the dike/line point [m]
17 # base_h     := absolute height of the water-side base of the dike/line point [m]
18 # overflow_flag := flag if overflow of the following dike/line is allowed [standard = true]
19 # poleni     := Poleni-factor of the following dike/line [-] [standard = 0.577]
20 # break_flag := flag if breaching of the following dike/line is allowed [standard = false]
21 # abrupt_falls_flag := flag if discontinuous breaching (e.g. wall) of the following dike/line is applied [standard = false (continuous)]
22 # resistance := resistance [continuous m^3/s] [discontinuous m^3/s]
23 # abrupt_opening := abrupt opening of the breach [just used in case of discontinuous breaching] [m]
24 #####
25
26 BEGIN
27 #index name      number_points closed_flag
28 0 coastline 155 CLOSED
29
30 #example for the point data
31 #seg.1 (3)
32 #x y      abp_h[m] base_h[m]
33 #24.5 30.028 7.6 1.2 break is taken as false; overflow is true with standard-poleni 0.577
34 #seg.2 (4)
35 #x y      abp_h[m] base_h[m] overflow_flag
36 #24.5 30.028 7.6 1.2 false break is taken as false
37 #seg.3 (2)
38 #x y      abp_h[m] base_h[m] overflow_flag poleni[-]
39 #24.5 30.028 7.6 1.2 true 0.6 break is taken as false
40 #seg.4 (6)
41 #x y      abp_h[m] base_h[m] break_flag abrupt_falls_flag resistance[m/s]
42 #24.5 30.028 7.6 1.2 true false 3.9 overflow is true with standard-poleni 0.577
43 #seg.5 (7)
44 #x y      abp_h[m] base_h[m] break_flag abrupt_falls_flag resistance[m^0.5/s] abrupt_opening[m]
45 #24.5 30.028 7.6 1.2 true true 3.9 2.5 overflow is true with standard-poleni 0.577
46 #seg.6 (8)
47 #x y      abp_h[m] base_h[m] break_flag abrupt_falls_flag resistance[m/s] overflow_flag poleni[-]
48 #24.5 30.028 7.6 1.2 true false 3.9 true 0.66
49 #seg.7 (9)
50 #x y      abp_h[m] base_h[m] break_flag abrupt_falls_flag resistance[m^0.5/s] abrupt_opening[m] overflow_flag poleni[-]
51 #24.5 30.028 7.6 1.2 true true 3.9 2.5 true 0.66
52
53 #x y      abp_h base_h overflow_flag abrupt_falls_flag resistance #
54 3313217.707800 4008745.091110 10.000 0.000 false false 0.01 # 1Startpunkt
55 3313438.190400 4008777.784630 1.170 0.000 true true 0.01 0.4 # 2Spundwand
56 3313486.245700 4008778.230520 1.280 0.000 true true 0.01 0.4 # 3Spundwand
57 3313642.328400 4008553.193510 3.860 0.000 true false 0.01 4.7
58 #####

```

Abb. 9.16: Datei der Küstenlinie

Hinweise

Zur *besseren Übersicht* ist es ratsam am Zeilenende gegebenenfalls eingestellte Breschenpunkte und die *Sonderpunkte* (z.B. Startpunkt, Eckpunkte, Spundwände oder Deich- und Dünensektionen) zu *kennzeichnen*, um diese bei großen Mengen an Koordinatenpunkten zügiger wiedererkennen zu können.

Die *absolute Höhe* der in ArcGIS festgelegten *Begrenzungspunkte* ist frei wählbar und sollte mit deutlich *höheren Werten* belegt werden *als* die *restlichen Punkte*.

Bei der Simulation werden *die Zeitschritte* vom *Base Scenario* verwendet. Falls *mehrere Szenarien* mit variierender Sturmflutdauer gerechnet werden, sollten die *Zeitschritte* entsprechend der Wasserstandsganglinien unter *config* im Datenstrukturbaum des *HYD-Moduls* *editiert* werden.

Berechnung der Hydraulik

Anschließend kann die Simulation der Hydraulik durchgeführt werden. Es gibt zwei Möglichkeiten die Berechnung zu starten. Zum einen durch Auswahl einer einzelnen **ilm-Datei* oder mit einer Auswahl mehrerer bereits eingeleseener Steuerungsdateien aus der Datenbank.

- Öffnen von HYD – Calculation
- Je nach Bedarf an Szenarien zwischen Per file (ein Szenario) oder Per database (mehrere) wählen (Abb. 9.17).

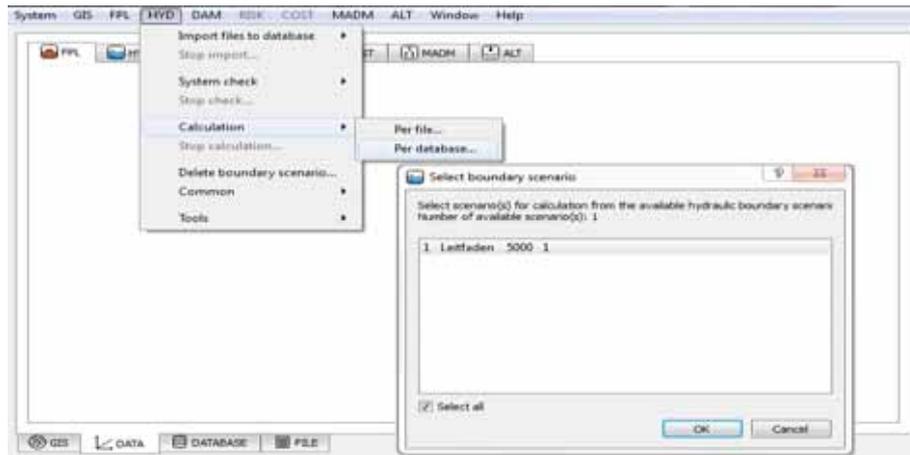


Abb. 9.17: Start der Hydrauliksimulation

Anschließend liegen die Ergebnisse in der Datenbankansicht des Hydraulik-Moduls vor und können direkt eingesehen, exportiert sowie gedruckt werden. Es besteht fortan die Möglichkeit (rechts über die Datenstrukturansicht) konkrete Abfragen in der *SQL-Datenbank* vorzunehmen, um detailliertere Ergebnisse zu erhalten (Abb. 9.18).

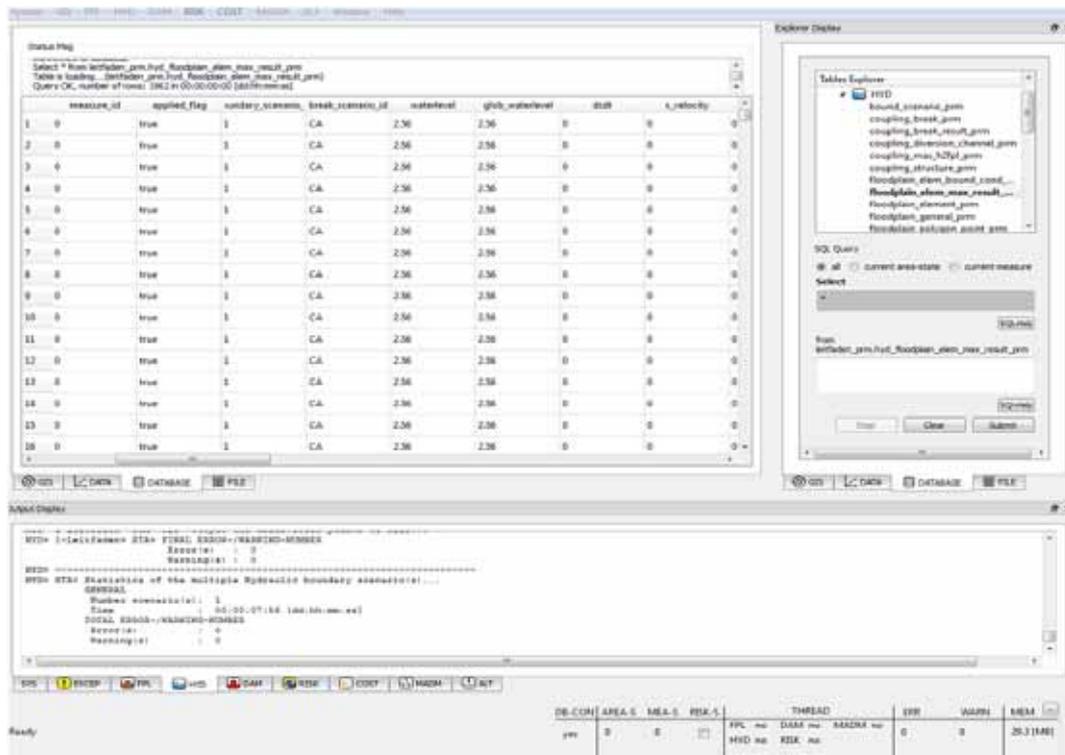


Abb. 9.18: Ergebnistabelle nach Durchführung der Hydraulikberechnung

Zur grafischen Darstellung und Aufbereitung der Resultate können mehrere Anwendungen eingesetzt werden. Einen Überblick über die Möglichkeiten dazu befindet sich im Kapitel zur grafischen Auswertung.

Hinweise

Je nach Gebietsgröße und Einstellungen variiert die benötigte *Rechenzeit* und kann bis zu *mehreren Stunden andauern*. Die Rechenzeit ist weiterhin abhängig von der *Anzahl* parallel rechnender *Threads*. Diese sollten bei zu großen Untersuchungsgebieten auf eins reduziert werden (*HYD – Common – Properties*). Dies erhöht zwar die Rechenzeit, vermindert jedoch die Gefahr eines Abbruchs der Simulation auf Grund zu hohen Speicherbedarfs.

Über den Unterpunkt *Delete boundary scenario* können jegliche Szenario-Dateien des Hydraulikmoduls gelöscht werden.

Die errechneten *Ergebnisse* bleiben im *Output* Ordner des Projekts erhalten.

9.4.3 FPL-Modul

Einlesen der Küstenschutzlinie

Im FPL-Modul können die Versagenswahrscheinlichkeiten einzelner Hochwasserschutzsektionen ermittelt werden. Es sind **fpl*-Dateien erforderlich, welche diverse Informationen über die Kilometrierung, Materialwerte und die Geometrie der Bauwerke enthalten (Abb. 9.19).

```

*****
# fpl-section data set for the fpl module of ProMaDes
# This file contains the data of floodprotectionline sections.
#
#
# Syntax:
#   - comments are marked with #
#   - keywords for the type are case-sensitive
#   - delimiters between values are white spaces (if blank)
#   - some can not include any whitespace or tabs
*****

#Start the general fpl-section information block
'GENERAL_SECTION
name         name         #Name of the section
type         type         #Type of the section
direction    direction    #Direction of the water side of the section (0°=north)
coordinate_x 0.000000    #x-coordinate of the water side start point [m]
coordinate_y 4.000000    #y-coordinate of the water side start point [m]
coordinate_z 0          #vertical-coord. of the water side start point [m]
'END_SECTION

#Start the general fpl-section information block

#Start the hydraulic connection data block of the fpl-section. This block is optional, if the program is set to read it or is required
'HYDRAULIC_CONNECTION
main_length 0          #Length of the length, when the same reliability result is valid (optional)
main_factor 1          #Factor how much a new reliability result can differ from the result before (optional)
section_start 300.000000 #Name of the section
section_end 300.000000 #Name of the section
max_breach_width 10.000000 #optional: Maximum breach width [m] (100 m)
critical_velocity 0.100000 #breakwater factor: optional, but is needed for continuous breakwater as dikes (10%)
'END_HYDRAULIC_CONNECTION

#Start the hydraulic connection data block of the fpl-section

#Start the block of the general random variables/ the data of fixed random variables are required, in contrast to dynamic variables, which are optional.
'GENERAL_RANDOM_VARIABLES
'GENERAL_RANDOM_VARIABLES
name_var     varname     #Name of the random variable (fixed)
fpl_type     type        #Distribution type: mean, triangle, diamond, normal, weibull, generalized
default_name name_default #optional: user defined (parameter) distribution is further specified; default name= default name in its database table; just use it in database projects
var_boundary 0.0         #optional: variance boundary of the variable
var_boundary 0.5         #optional: variance boundary of the variable
'END_GENERAL_RANDOM_VARIABLES
name_var     4.77        #Name of the distribution type mean; in case of a dynamic variable it is not required
fpl_type     exponential #Type of the distribution type mean: exponential, normal, lognormal, uniform, exponential, gumbel, weibull
spread_coeff 0.5         #Weibull deviation, if the mean of variable is not dynamically evaluated then the mean-value here to be set; variation coefficient, if the mean of the variable is dynamically evaluated
constant     0.0         #optional: fixed constant
'END_GENERAL_RANDOM_VARIABLES

'GENERAL_RANDOM_VARIABLES
name_var     water_height #Name of the random variable (fixed)
fpl_type     mean        #Distribution type: mean, triangle, diamond, normal, weibull, generalized
default_name var_water   #user_defined distribution is further specified; default name= default name in its database table
'END_GENERAL_RANDOM_VARIABLES
'END_SECTION

```

Abb. 9.19: Ausschnitt einer **fpl*-Datei der Zuverlässigkeitsanalyse

Hinweise

Die angegebenen *Start- und Endpunkt* bei der Kilometrierung sind in *aufsteigender Reihenfolge* anzugeben.

Die Angabe der Wellenrichtung entspricht bei 0° einem *senkrechten Aufprall* auf die Küste.

Bei der *Zuweisung* der Materialzonen sind entsprechende *Materialwerte* in der **fpl*-Datei zu hinterlegen.

Bei der Angabe der Kubatur ist auf die Steigung der Bauwerke zu achten, da ProMaIDES sonst bei zu flachen (>1:8) oder steilen (<1:1) Neigungen eine Fehlermeldung ausgibt.

Die *Neigung der Landseite* muss negativ eingetragen werden.

Die *wasserseitige Belastung* ist *stets links der Deichkubatur* anzusetzen

Der Import wird wie folgt vorgenommen.

- Öffnen des Menüpunkts FPL – Import to database
- Anzahl der einzulesenden **fpl*-Dateien festlegen und die Dateien auswählen (Abb. 9.20)

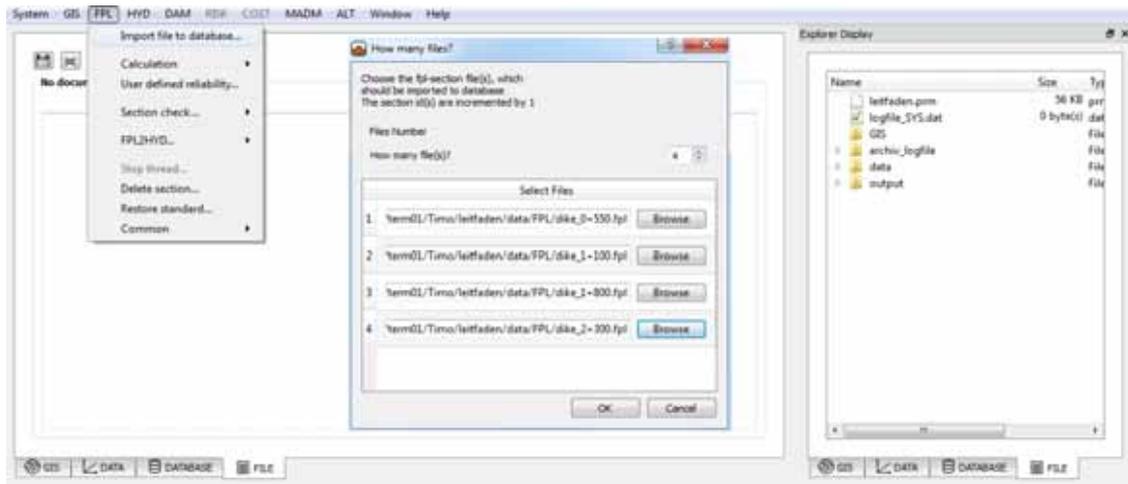


Abb. 9.20: Hinzufügen der Küstenschutzlinie

Verknüpfung der Module (FPL und HYD)

Um die Berechnung starten zu können müssen die hydraulischen Daten mit denen der Hochwasserschutzsektionen gekoppelt werden.

- Auswählen des Reiters *FPL – FPL2HYD*
- Anklicken der Funktion *Combine FPL2HYD* (Abb. 9.21)

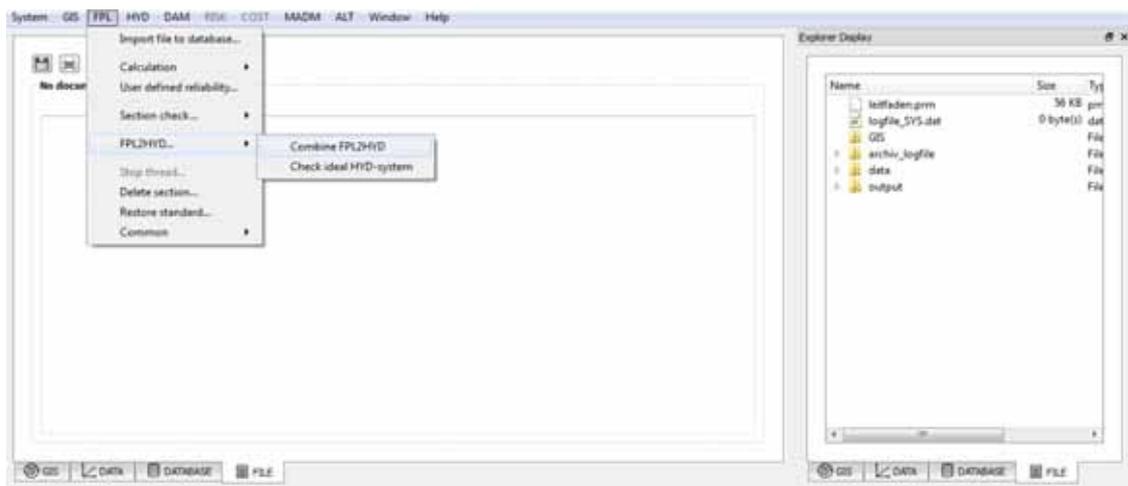


Abb. 9.21: Kopplung der Module FPL und HYD

Berechnung der Versagenswahrscheinlichkeiten

Es gibt mehrere Möglichkeiten der Versagensberechnung, welche jeweils auf unterschiedlichen statistischen Hintergründen beruht. Dementsprechend sind die Einstellungsmöglichkeiten bei den Varianten verschieden. Der Ablauf zum Start einer Simulation ist jedoch bei allen identisch.

- Öffnen von *FPL – Calculation*
- Nun erscheint im nächsten Unterpunkt die Auswahl der Berechnungsvarianten (Deterministic, Monte-Carlo und Fragility curve). Eine Variante muss ausgewählt werden
- Anschließend erscheint ein Dialogfeld zu Festlegung der Anzahl zu verwendender Hochwasserschutzsektionen (Abb. 9.22)

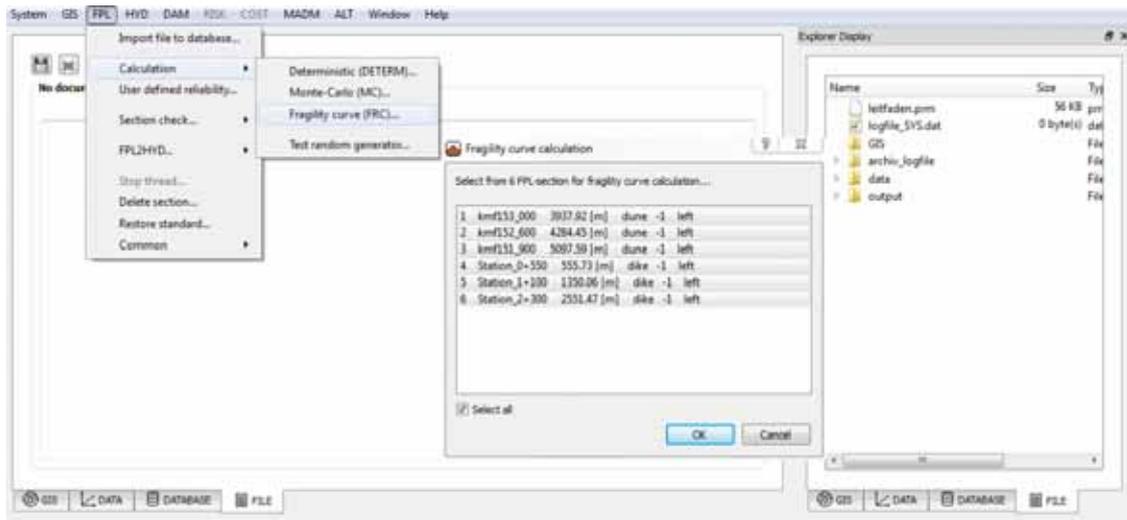


Abb. 9.22: Auswahl der Hochwasserschutzsektionen

Nach Beendigung der Simulation können die Daten analog zum HYD-Modul im Hauptfenster der Datenbankansicht eingesehen, exportiert sowie gedruckt werden.

Hinweise

Bereits vorhandene Resultate von Simulationen und die eingefügten **.fpl*-Dateien können unter dem Punkt *FPL – Delete section* gelöscht werden.

Mit der Auswahl des Unterpunkts *FPL – User defined reliability* können eigens festgelegte Einwirkungs-Versagensfunktionen eingefügt werden.

9.4.4 DAM-Modul

Das derzeit implementierte Schadensmodul von ProMaIDES ist in vier Teile unterteilt. Im folgenden Abschnitt wird nur auf die Nutzung der *ECN-* (*economic*) und *POP-* (*people*) Funktion des Schadensmoduls eingegangen.

Einbinden der ökonomischen Schadensraster

Neben dem erstellten Raster der Landnutzungsdaten wird außerdem eine Datei mit den verwendeten Schadensfunktionen sowie den Vermögenswerten benötigt. Diese Schadensdatei (**.dam*) wird beispielhaft in den nachstehenden Grafiken (Abb. 9.23 und Abb. 9.24) gezeigt.

```

1 #*****
2 # Economical damage function set for the damage module of ProMaDes
3 # With the help of the damage function corresponding to the land-use category of a raster element and
4 # an impact value a relative damage is evaluated. This is combined with the stock-value to
5 # a absolute damage for this raster element.
6 # Here the damage function of the economical immobile damage calculation as
7 # as the damage function of the mobile damage calculation are stored. The user
8 # is responsible to mark them with different indices (id_landuse). further he can
9 # mark them with the name of the landuse.
10 # The economical damage function data are:
11 # - total number of functions in file. keyword !NO_FUNCTIONS
12 # - Functions information after the !BEGIN-keyword:
13 #   - Number of points representing the function
14 #   - Identifier of the landuse category: raster information
15 #   - the name of the landuse category
16 #   - the keyword for the typ of the impact value of the function (x-value)
17 #   - the default stock value for the landuse category [€]
18 #   - the 5% quantile of default stock value for the landuse category [€] [optional]
19 #   - the 95% quantile of default stock value for the landuse category [€] [optional]
20 # - the point information:
21 #   - impact value. correspondign to the giving impact value type. e.g. waterlevel [m] or velocity [m/s]
22 #   - relative damage [%]
23 #   - 5%-quantile of the relative damage [%] [optional]
24 #   - 95%-quantile of the relative damage [%] [optional]
25 #
26 # Syntax: - Comments are marked with: #
27 # - keywords for the type are case-sensitive
28 # - delimiter between values are whitespace(s) or tab(s)
29 # - each function have to end with the keyword !END
30 # - name can not include any whitespaces or tabs
31 #
32 # Remarks to the damage function:
33 # - following types of impact values are possible:
34 #   - IMPACT_H: local waterlevel [m]
35 #   - IMPACT_V: flow velocity [m/s]
36 #   - IMPACT_D: wet duration [s]
37 #   - IMPACT_VH: product of local waterlevel times flow velocity [m2/s]
38 # Literature: e.g. "Analyse der Unsicherheiten bei der Ermittlung der Schadenspotentiale infolge Überschwemmung"
39 # Kutschera 2008. RWTH Aachen. PHD
40 #*****
41
42 #total number of damage function in file
43 !NO_FUNCTIONS 20
44
45 #start one damage function
46 !BEGIN
47 #number_points id_landuse name_landuse impact_type stockvalue_landuse
48 | 120 1 settlement_immob IMPACT_H 296.34
49 #impact_value rel_damage
50 0.00 0.00
51 0.10 0.22
52 0.70 2.38
53 12.00 95
54 !END
55 #end one damage function
56
57 !BEGIN
58 #number_points id_landuse name_landuse impact_type stockvalue_landuse
59 | 120 101 settlement_mob IMPACT_H 119.83
60 #impact_value rel_damage
61 0.00 0.00

```

Abb. 9.23: Inputdatei der Schadensfunktionen und Vermögenswerte


```

1 #*****
2 # People2risk damage function set for the damage module of ProMaIDes
3 # Here the damage function of the people2risk damage calculation is stored. The user
4 # is responsible to mark them with different indices (id_people2risk_cat), further he can
5 # mark them with the name of the people2risk category. The people2risk category can depend on
6 # the quality of the buildings in the element.
7 # The people2risk damage function data are:
8 #
9 # - total number of functions in file, keyword !NO_FUNCTIONS
10 # - Functions information after the !BEGIN-keyword:
11 # - Number of points representing the function
12 # - Identifier of the people2risk category
13 # - the name of the people2risk category
14 # - the keyword for the type of the impact value of the function (x-value) in general IMPACT_H
15 #
16 # - the point information:
17 # - impact value, corresponding to the giving impact value type, e.g. waterlevel [m] or velocity [m/s]
18 # - relative damage zone 1 [from 0 to 1]
19 # - relative damage zone 2 [from 0 to 1]
20 # - relative damage zone 3 [from 0 to 1]
21 #
22 # The zone are characterized by following boundaries:
23 # - zone 1 (slow rising water) : waterlevel rise ds/dt<0.5 m/h
24 # - zone 2 (fast rising water) : waterlevel rise ds/dt>0.5 m/h
25 # - zone 3 (fast and deep water): flow velocity V>=2 m/s and produkt of waterlevel times flow velocity hv>=7m^2/s
26 #
27 # Syntax:
28 # - Comments are marked with: #
29 # - keywords for the type are case-sensitive
30 # - delimiter between values are whitespace(s) or tab(s)
31 # - each function have to end with the keyword !END
32 # - name can not include any whitespaces or tabs
33 #
34 # Remarks to the damage function:
35 # - following types of impact values are possible:
36 # - IMPACT_H: local waterlevel [m]
37 # - IMPACT_V: flow velocity [m/s]
38 # - IMPACT_D: wet duration [s]
39 # - IMPACT_VM: produkt of local waterlevel times flow velocity [m^2/s]
40 # Literature: e.g. "Loss of life estimation in floodrisk assessment",Jonkman 2007, TU Delft PhD
41 #*****
42
43 #total number of damage function in file
44 !NO_FUNCTIONS 1
45
46 #start one damage function
47 !BEGIN
48 #number_points id_people2risk_cat name_people2risk_cat impact_type
49 #x x x x
50 #rel_damage_1 rel_damage_2 rel_damage_3 general IMPACT_H
51 #impact_value
52 0.02 9.50774E-06 4.17788E-01 1
53 0.03 2.21268E-05 1.13601E-69 1
54 0.04 3.69676E-05 4.13004E-62 1
55 0.05 3.35349E-05 1.46109E-56 1
56 0.06 7.15073E-05 3.11601E-52 1
57 0.07 9.06884E-05 1.02572E-48 1
58 !END
59 #end one damage function
60

```

Abb. 9.28: Schadensfunktionen zur Berechnung der Konsequenzen von Personen

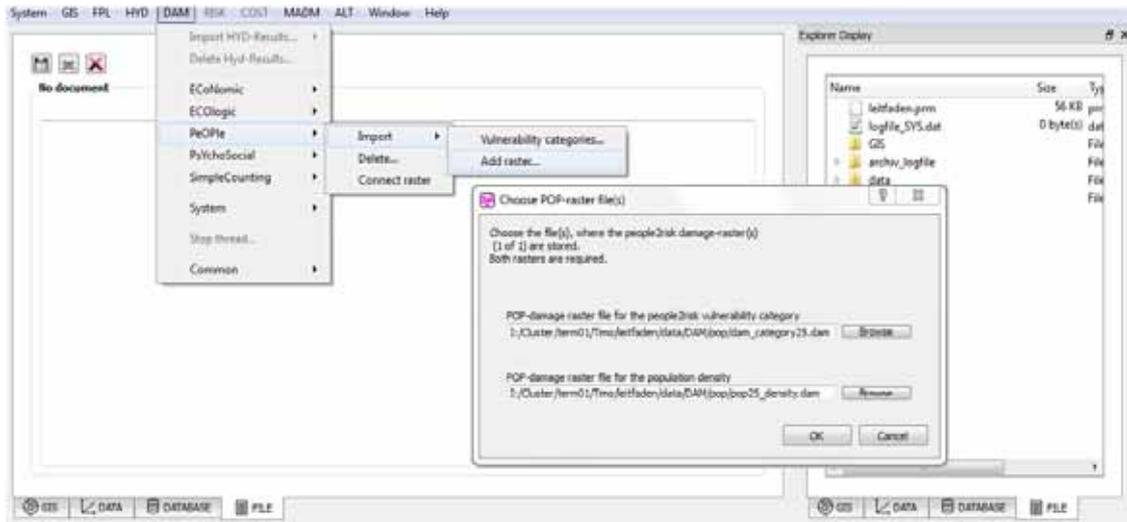


Abb. 9.31: Importieren der Schadensraster für Konsequenzen von Personen

Verknüpfung der Module (DAM und HYD)

Nachdem alle benötigten Input-Dateien der Module eingelesen wurden, müssen die Schadensdaten mit der Hydraulik verknüpft werden (Abb. 9.32).

- Öffnen von *DAM – System* und ausführen der Funktion *Connect dam2hyd*

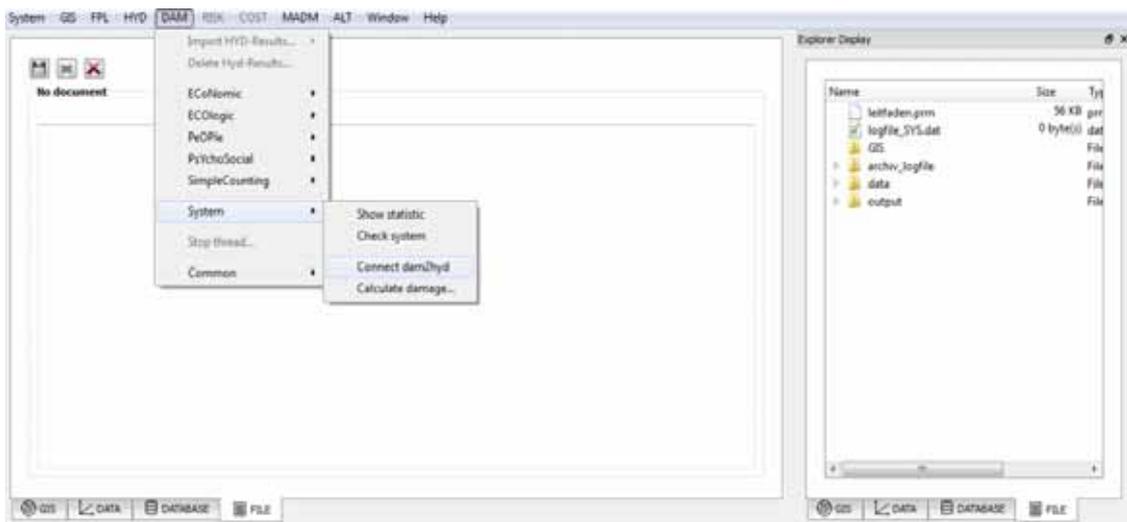


Abb. 9.32: Verschneiden der Schadens- und Hydraulikdaten

Berechnung der Schäden

In diesem Schritt können die Schäden ermittelt werden. Es besteht die Möglichkeit alle in der Datenbank vorhandenen hydraulischen Ereignisse zu verwenden oder entsprechend zu selektieren (Abb. 9.33).

- Öffnen von *DAM – System*
- Auswählen der Option *Calculate damage*
- Im Dialogfenster ein oder mehrere entsprechende(s) Szenarien festlegen

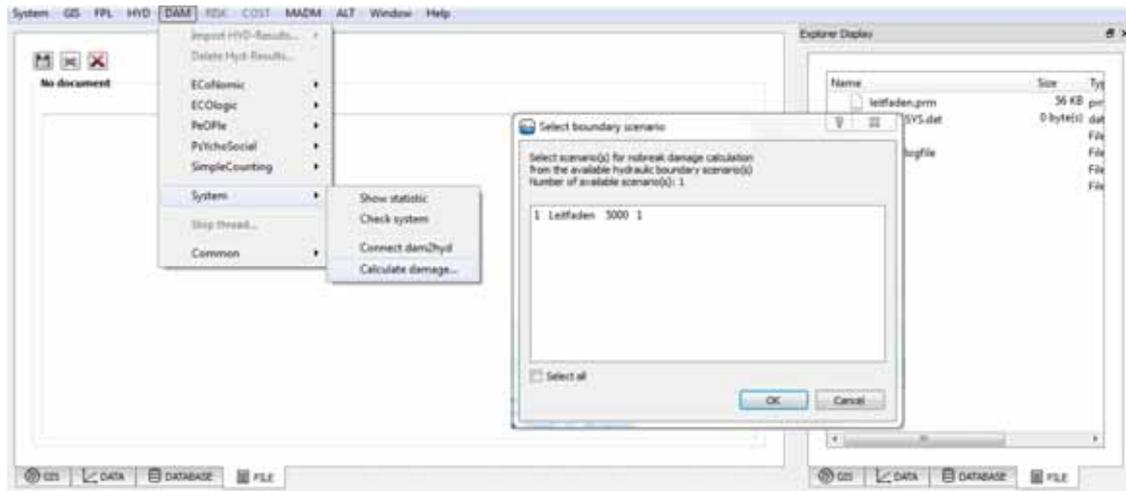


Abb. 9.33: Auswahl der Hochwasserszenarien

Die Ausgabe der Ergebnisse erfolgt erneut über das Hauptfenster in der Datenbankansicht. Die Möglichkeiten zum Ausdruck und Export ist gegeben. Eine Bearbeitung der Ergebnisse sollte mit entsprechender Software erfolgen.

Hinweise

Unter den jeweiligen Reitern zu *Economic* und *People* können die eingelesenen Raster und die bereits errechneten Ergebnisse aus der Datenbank entfernt werden.

Die Resultate bleiben im *Output* Ordner des DAM-Moduls gespeichert.

9.4.5 RISK-Modul

Aktivierung des Risikomoduls

Die Aktivierung erfolgt durch das Setzen eines *Hakens* im Bereich der Statusanzeigen (Abb. 9.34).

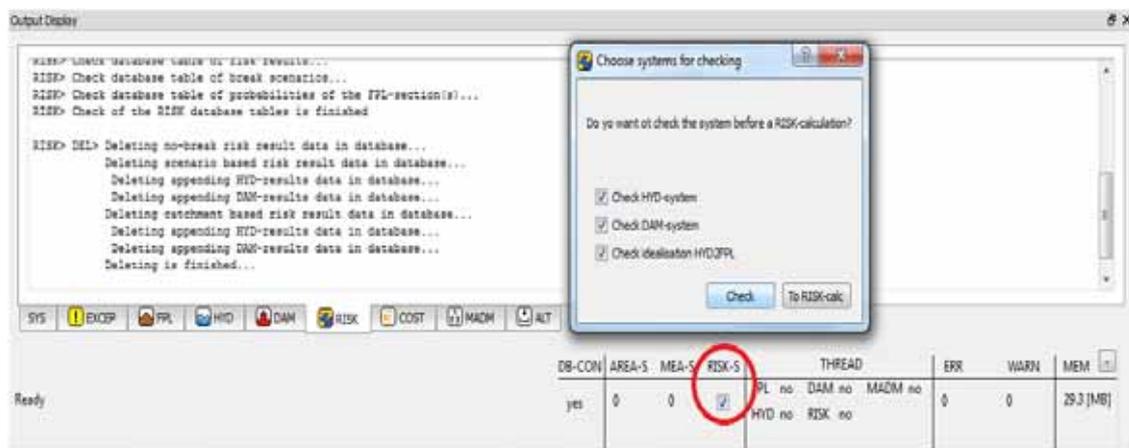


Abb. 9.34: Aktivierung des Risikomoduls

Im anschließenden Dialogfenster besteht die Möglichkeit die eingelesenen Daten des *HYD*- und *DAM*-Moduls zu überprüfen. Des Weiteren kann die Verknüpfung der Hochwasserschutzsektionen mit der Hydraulik verifiziert werden. Falls dies nicht erwünscht ist, kann direkt zur Risikokalkulation fortgeschritten werden (**To RISK-calc**).

Es erscheint ein Auswahlfenster mit der Option bei der Risikokalkulation auf bereits generierte Ergebnisse der Einzelmodule zurückgreifen zu können. Die Aktivierung erfolgt *per Mausclick* auf die jeweilige Möglichkeit (Abb. 9.35).

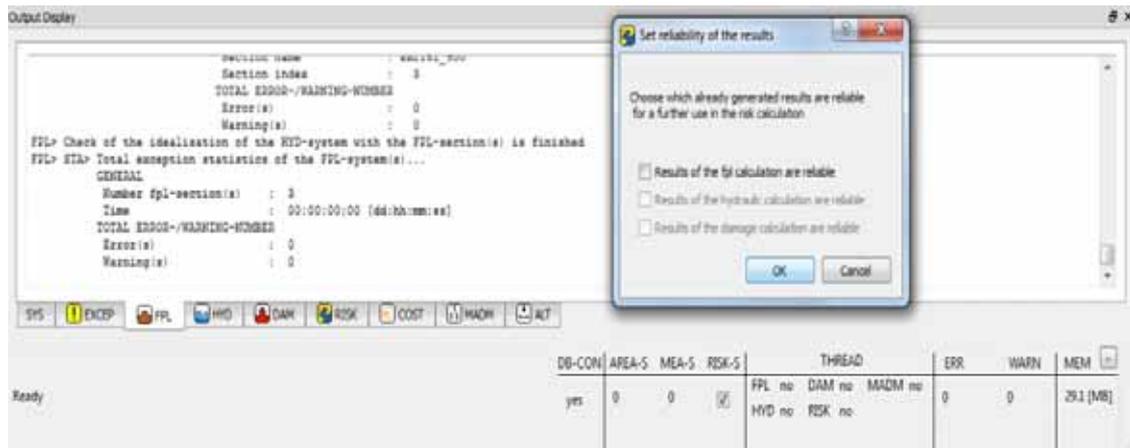


Abb. 9.35: Auswahl der Zuverlässigkeit der Module

Hinweise

Eine *Aktivierung* der *Risikoberechnung* ist erst möglich, wenn die Daten des *Hydraulik-* und *Schadensmoduls* bereits eingelesen und miteinander *verknüpft* worden sind. Bei durchgeführten *Änderungen* in den *Teilmodulen* muss anschließend zwingend eine *erneute Verknüpfung* erfolgen.

Um spätere Fehler während der Risikoberechnung zu vermeiden, sollten alle drei zur Verfügung stehenden *Möglichkeiten der Überprüfung* durchgeführt werden.

Berechnung des Risikos

Es gibt diverse Arten das Risiko zu berechnen. Je nach Wunsch kann die entsprechende Option im Menü ausgewählt werden.

- Öffnen von RISK – Calculation
- Nach Bedarf zwischen Nobreak risk, Scenario risk oder Catchment risk wählen

Unter Verwendung der beiden erstgenannten Varianten beginnt die Risikoberechnung direkt nach Anklicken unter Auswahl eines Szenarios. Bei der Variante *Catchment risk* stehen zusätzliche Berechnungsmöglichkeiten zur Verfügung. Zur Berücksichtigung aller Risikovarianten sind folgende Schritte notwendig:

- Unter dem Reiter *Catchment risk* die Funktion *Calculate all* auswählen
- Im Dialogfenster können die bevorzugten Methoden ausgewählt werden. Wird *Automatic scenario calculation* gewählt, können alle Optionen aktiviert werden (Abb. 9.36).

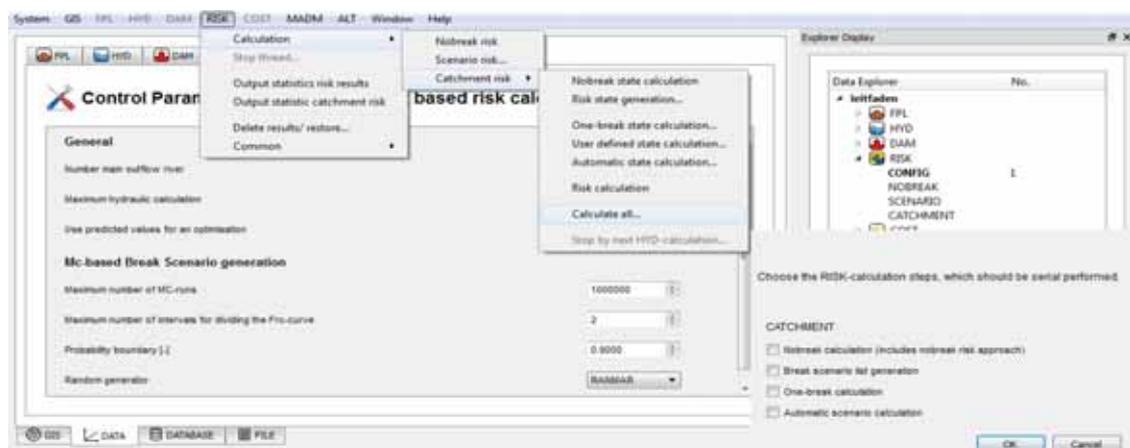


Abb. 9.36: Starten der Risikoberechnung

Hinweise

Es besteht bei erhöhter Datenmenge die Möglichkeit die Anzahl parallel rechnender *Threads* zu reduzieren (*RISK – Common - Properties*).

9.4.6 Grafische Auswertung

Das nachstehende Kapitel dient lediglich dazu, einen kurzen Überblick über Software zu erhalten, die zur Aufbereitung der erhaltenen Ergebnisse aus ProMaIDes behilflich sein kann und in dieser Arbeit verwendet worden ist. In erster Linie sind dies diverse Geoinformationssysteme, Tabellenkalkulationsprogramme und Visualisierungssoftware. Die *Output*-Daten von ProMaIDes liegen in **.dat*-Dateien und **.r2c*-Dateien vor. Des Weiteren werden die Daten in einer *SQL*-Datenbank abgelegt.

Es folgt eine Übersicht von möglichen Programmen. Die Vorgehensweisen zur Bearbeitung mit Hilfe dieser Anwendungen sind den entsprechenden Handbüchern zu entnehmen.

Geoinformationssysteme (ESRI ArcGIS 10 und QGIS 1.7.0 Wrocław)

Das Geoinformationssystem *QGIS* besitzt die Möglichkeit *SQL*-Datenbanken direkt auszulesen. Die Ergebnisse können hiermit grafisch als Landkarte dargestellt und weiterverarbeitet werden.

Bei der Nutzung von *ArcGIS* ist zu beachten, dass ein Zugriff auf die *SQL*-Datenbank nicht möglich ist. Es besteht innerhalb von *QGIS* jedoch die Möglichkeit die Daten als ESRI *Shapefile* abzuspeichern. Anschließend können die Daten mit *ArcGIS* bearbeitet werden. Beide Geoinformationssysteme bieten ähnliche Möglichkeiten der Aufbereitung.

Tabellenkalkulation (Microsoft Excel)

In ProMaIDes besteht die Option eines Datenexports. Die Daten können anschließend in *Microsoft Excel* eingebunden werden. Es bietet sich die Darstellung der Werte in Tabellenform oder mit Hilfe passender Diagramme an.

Visualisierungssoftware (Tecplot 360 2011R2 und BlueKenne 3.3.4)

Beide Anwendungen können die Ergebnisse darstellen und zusätzlich den zeitlichen Ablauf der hydraulischen Berechnung animieren. Es können gezielt Bilder zu bestimmten relevanten Zeiten abgebildet werden.

BlueKenne benötigt **.r2c*-Daten, während *Tecplot* mit **.dat*-Dateien arbeitet.