

Optimierung des Küsten- und Hochwasserschutzes auf den Halligen

Von der Fakultät für Bauingenieurwesen
der Rheinisch-Westfälischen Technischen Hochschule Aachen zur Erlangung des
akademischen Grades eines Doktors der Naturwissenschaften genehmigte
Dissertation

vorgelegt von

Theide Erk Wöffler

Berichter: Univ.-Prof. Dr.-Ing. Holger Schüttrumpf
Univ.-Prof. Dr.-Ing. Jürgen Jensen

Tag der mündlichen Prüfung: 09.12.2016

Diese Dissertation ist auf den Internetseiten der Hochschulbibliothek online verfügbar.

Kurzfassung

Die zehn nordfriesischen Halligen sind in ihrer Art weltweit einzigartig. Sie liegen im schleswig-holsteinischen Bereich des UNESCO-Weltnaturerbes Wattenmeer und sind im Wesentlichen durch Gezeiten, ausgedehnte Prielsysteme und das flache Relief des Meeresbodens geprägt. Die im Rahmen dieser Arbeit untersuchten Halligen zeichnen sich vor allem dadurch aus, dass sie nicht eingedeicht und die Häuser der Bewohner zum Schutz vor den mehrfach im Jahr auftretenden Überflutungen auf Warften errichtet sind. Die Halligen selbst profitieren durch diese Landunter-Ereignisse in Form von Sedimenten, die sich auf den Halligflächen bei jeder Überflutung ablagern. Diese natürliche Sedimentation hat die Halligen in der Vergangenheit mit dem steigenden Meeresspiegel mitwachsen lassen. In Zeiten des Klimawandels und einer Beschleunigung des Anstiegs des Meeresspiegels ist bislang jedoch nicht geklärt, ob dieses natürliche vertikale Höhenwachstum der Halligflächen den Anstieg der mittleren Wasserstände ausreichend kompensieren kann. Die Halligen und das sie umgebende nordfriesische Wattenmeer sind aber nicht nur wegen ihrer ökologischen und kulturellen Besonderheit von großer Bedeutung, sondern auch wegen der Reduzierung der an der Festlandküste auftretenden Seegangsbelastung. Aufgrund ihrer geographischen Lage und der Abgeschiedenheit während Extremereignissen haben sich im Laufe der Jahrhunderte auf den Halligen besondere Formen des Hochwasser- und Erosionsschutzes entwickeln können, die in ihren Bauweisen auch auf den Erfahrungen und dem Wissen der Bewohner basieren. Allerdings existieren für diese speziellen Bauwerke wie Warften und Deckwerke mit den als Halligigel bezeichneten Raustreifen bislang keine belastbaren Bemessungsansätze und Sicherheitsstandards, die eine kosteneffiziente Bauweise und eine Priorisierung von Maßnahmen ermöglichen.

Zentraler Bestandteil dieser Arbeit ist die wissenschaftliche Untersuchung der vorhandenen Erosions- und Hochwasserschutzbauwerke der Halligen mit dem Ziel, für diese Bemessungsansätze und Sicherheitskriterien zu entwickeln. Des Weiteren wird der Einfluss verschiedener Parameter auf die Sedimentation auf den Halligflächen untersucht und es werden Anregungen für nachhaltige Küstenschutz- und Bewirtschaftungsstrategien entwickelt, die gleichzeitig zukünftige klimatische Bedingungen und dadurch verursachte Beanspruchungen berücksichtigen. In diesen Prozess werden die Halligbewohner mit ihren Erfahrungen und Ideen für einen zukünftigen Schutz involviert. Zur Beantwortung der aufgestellten Forschungsfragen wird zunächst ein numerisches Modell aufgebaut, mit dessen Hilfe die hydrodynamischen Belastungsgrößen im Bereich der Halligen ermittelt werden können. Die weiteren Untersuchungen folgen einem Querschnitt durch eine Hallig von der Halligkante über die Halligfläche bis hin zur Warft. Für den Bereich der Halligkante mit den dort gelegenen Halligraustreifen wird ein Bemessungsansatz aufgestellt, der einerseits die Einwirkungen des Durchströmens und des Wellenüberlaufs berücksichtigt und andererseits die Erosionsresistenz der Halligoberfläche einbezieht. Die Untersuchungen zu den an die Halligkanten angrenzenden Halligflächen zeigen, dass mit Hilfe einfacher Maßnahmen das vertikale Marschwachstum gezielt beeinflusst werden kann und eine nachhaltige Anpassung an den steigenden Meeresspiegel möglich ist. Für die Halligwarften wird ein belastbares Sicherheitskriterium entwickelt, das die geographische Lage und die besondere hydrodynamische Belastung der Halligwarften berücksichtigt. Des Weiteren werden Anregungen und Ideen für zukünftige Küstenschutzmaßnahmen im Rahmen von Zukunftworkshops generiert, bei denen die Halligbewohner ihre eigenen Ideen und Vorstellungen für neue Hochwasserschutzkonzepte unter wissenschaftlicher Begleitung entwickeln. Die anschließende wasserbauliche und wissenschaftliche Bewertung stellt sicher, dass sowohl hydrodynamisch wirksame

als auch von der Bevölkerung akzeptierte Maßnahmen identifiziert werden können. Die gewonnenen Ergebnisse leisten einen wissenschaftlichen Beitrag für einen zukünftigen nachhaltigen Küstenschutz im Gebiet des nordfriesischen Wattenmeeres und stellen durch einzelne Ergebnisse eine Erweiterung des Wissens für andere Küstenbereiche dar.

Abstract

The ten North Frisian Hallig islands are located in Schleswig-Holstein's part of the UNESCO world heritage Wadden Sea. They are of worldwide uniqueness and strongly influenced by tides, wide systems of tidal inlets and the shallow relief of the sea bottom. One unique feature of these islands is the lack of dikes. For this reason the houses are built on artificial dwelling mounds in order to protect the inhabitants and their goods against frequently occurring inundations during storm surge seasons. Nevertheless, the Hallig islands themselves benefit by these inundations due to sediments, which are accumulated on the island's surfaces. This sedimentation has enabled a natural adaptation to sea level rise in the past. In times of climate change and an accelerated sea level rise it is not confident if this natural vertical marsh accretion can compensate the rise of average water levels as well as an acceleration of sea level rise. These ecologic and cultural characteristics are not the only reason for the great importance of the Hallig islands and the surrounding Wadden Sea. They also reduce wave loads on the sea dikes at the mainland in the east of the islands. Due to the geographic location and the isolation during extreme events special kinds of protection measures have been developed over the last centuries. The construction methods of these measures are mainly based on tradition and the knowledge of the inhabitants. However, no resilient design approaches and safety standards for these special structures like dwelling mounds and elevated revetments exist today and neither a cost efficient construction nor a prioritization of measures is possible.

Main part of this thesis is the scientific investigation of the existing coastal protection measures with the objective of the development of design approaches and safety standards. Furthermore, the influence of different parameters on sedimentation on the island's surfaces is analysed. New impulses for sustainable coastal protection measures and management strategies are given which simultaneously consider future climate conditions and the resulting loads. The inhabitants are directly involved in this process by stating their knowledge, experiences and ideas for future protection measures.

To answer these research questions a numerical model is built to calculate the hydrodynamic loads in the area of the Hallig islands. The further investigations follow a typical profile through one of these islands. Beginning at the edge of a Hallig island, the hydraulic performance of the elevated revetments is tested in physical and numerical tests. The results are a weir coefficient and a coefficient for permeability as well as a design approach. This approach respects not only wave overtopping and flow through the structure but also erosion processes on the Hallig island surfaces. The investigations on the main surface areas of the islands show that simple measures can influence the vertical marsh accretion and a sustainable adaptation to a rising sea level is possible. A resilient safety standard for artificial dwelling mounds is developed. It considers the location, geometry and hydrodynamic loads of the respective dwelling mound. This safety standard is applied and quantified for selected dwelling mounds. New impulses and ideas for future protection measures are generated during future workshops where the inhabitants can develop their own coastal protection concepts under scientific advisory. The following evaluation from the hydraulic engineering perspective guarantee hydrodynamic effective and social accepted measures. The results provide a scientific contribution to future sustainable coastal protection measures in the area of the North Frisian Wadden Sea. Furthermore, partial results also represent an extension of knowledge for other coastal areas.

Inhaltsverzeichnis

Kurzfassung	V
Abstract	VII
Inhaltsverzeichnis	XI
Abbildungsverzeichnis	XV
Tabellenverzeichnis	XXIII
Abkürzungs- und Symbolverzeichnis	XXV
1 Einleitung	1
1.1 Einführung	1
1.2 Stand der Wissenschaft	1
1.3 Zielsetzung und Vorgehensweise	2
2 Beschreibung des Naturraumes	7
2.1 Einführung	7
2.2 Naturraum und Entstehung	8
2.3 Vorherrschende und prognostizierte Randbedingungen	9
2.3.1 Windverhältnisse	9
2.3.2 Seegang	12
2.3.3 Wasserstände	19
2.3.4 Morphodynamik	23
2.3.5 Sturmfluten	26
2.4 Zusammenfassung und Zwischenfazit	29
3 Grundlagen und Aufbau der numerischen Modelle	31
3.1 Einführung und Grundlagen	31
3.2 Aufbau des Nordseemodells	32
3.3 Aufbau des Wattenmeermodells	34
3.4 Validierung des hydrodynamischen Modells	37
3.5 Kalibrierung des Seegangmodells	39
3.6 Zusammenfassung und Zwischenfazit	44
4 Entwicklung eines Bemessungsansatzes für Halligraustreifen	45
4.1 Einführung	45
4.2 Bauweisen	47
4.2.1 Variante 1 - Setzsteinraustreifen	47
4.2.2 Variante 2 - Schüttsteinraustreifen mit kolloidaler Vermörtelung oder Asphaltverguss	48
4.2.3 Variante 3 - Elastocoast®-Raustreifen	48

4.3	Stand der Wissenschaft	50
4.4	Darstellung der maßgebenden Parameter bei der Bemessung von Halligraustreifen	52
4.4.1	Einführung	52
4.4.2	Übersicht zu maßgeblichen Prozessen für die Bemessung von Halligraustreifen	52
4.4.3	Erosion und Sedimentation	53
4.5	Physikalische und numerische Modellierung von Halligraustreifen	56
4.5.1	Einführung	56
4.5.2	Physikalische Modellversuche	56
4.5.3	Numerische Modellversuche	61
4.6	Ergebnisse der physikalischen und numerischen Modellversuche	62
4.6.1	Einführung	62
4.6.2	Auswertung der physikalischen Modellversuche	62
4.6.3	Auswertung und Kalibrierung der OpenFOAM Berechnungen	64
4.7	Funktionale Bemessung eines Halligraustreifens	69
4.7.1	Einführung	69
4.7.2	Aufstellen der Grenzzustandsgleichung	69
4.7.3	Ermittlung der Einwirkungs- und Widerstandsgrößen für den Halligraustreifen	70
4.8	Beispielhafter Nachweis eines Raustreifenprofils auf der Hallig Langeneß	77
4.8.1	Vorstellung des Bauwerks	77
4.8.2	Eingangsparameter	78
4.8.3	Bemessungsnachweis von Raustreifenprofilen	78
4.9	Zusammenfassung und Zwischenfazit	83
5	Untersuchungen zur Erhöhung der Sedimentation auf den Halligflächen	85
5.1	Einführung	85
5.2	Sieltoranlage Osterwehl auf Langeneß	85
5.3	Stationäre hydraulische Berechnungen für die Sieltoranlage Osterwehl	86
5.4	In-situ-Messungen	88
5.4.1	Durchführung der in-situ-Messungen	88
5.4.2	Wasserstandsmessungen	90
5.4.3	Geschwindigkeits- und Durchflussmessungen	91
5.4.4	Kritische Sohlschubspannung	95
5.4.5	Trübungsmessungen	100
5.4.6	Salinität	101
5.4.7	Zwischenfazit	102
5.5	Numerische Untersuchungen zur Sedimentation auf den Halligen	103
5.5.1	Einführung	103
5.5.2	Modellaufbau und Kalibrierung	103
5.5.3	Parameterstudie zum Öffnungszustand der Sieltore	107
5.5.4	Parameterstudie zum Einfluss des Wasserstandes auf die Sedimentation	111
5.5.5	Parameterstudie zum Einfluss unterschiedlicher Deckwerkshöhen	112
5.5.6	Zwischenfazit	115
5.6	Fazit und Ausblick	116

6	Untersuchungen zur Hochwassersicherheit von Halligwarften	117
6.1	Einführung	117
6.2	Sicherheitskriterium für Halligwarften	119
6.3	Eingangsdaten zur Überprüfung des Sicherheitskriteriums	122
6.3.1	Grundlagen der Berechnungen	122
6.3.2	Referenzwasserstände	124
6.3.3	Warftgeometrien	125
6.3.4	Seegangsrichtung	126
6.4	Instationäre Berechnung der Wellenüberlaufdaten	128
6.4.1	Sturmflutszenario	128
6.4.2	Berechnung der Wassertiefen auf der Warft	130
6.4.3	Zwischenfazit	133
6.5	Überprüfung der Sicherheitskriterien für das HW ₅₀ und HW ₁₀₀	134
6.6	Maßnahmen zur Erhöhung der Hochwassersicherheit von Warften	137
6.6.1	Allgemein	137
6.6.2	Wirksamkeiten der Maßnahmen an ausgewählten Warften	137
6.6.3	Berme	139
6.6.4	Mögliche Maßnahme zur Warftverstärkung am Beispiel der Hanswarft auf Hooge	139
6.6.5	Zwischenfazit	142
6.7	Untersuchungen zur klassischen Warftform	142
6.7.1	Allgemein	142
6.7.2	Vorgehensweise	143
6.7.3	Ergebnisse	144
6.7.4	Zwischenfazit	147
6.8	Zusammenfassung und Zwischenfazit	149
7	Entwicklung von alternativen Küstenschutz- und Bewirtschaftungsstrategien	151
7.1	Einführung	151
7.2	Beschreibung der Ideen der Zukunftworkshops	152
7.2.1	Bepflanzung und Verbindung der Außensände	152
7.2.2	Raupflasterung der Warften	155
7.2.3	Mobiler Deichschlauch	156
7.2.4	Ringdeich als Wellenbrecher vor der Warft	158
7.2.5	Hydraulische Hochwasserschutzwand	162
7.2.6	Warftverstärkung durch Abflachung, Raupflasterung und Freiborderhöhung	162
7.2.7	Automatische Warfterhöhung durch Auftriebskraft	167
7.2.8	Wirkungsvolle Schutzräume in den Häusern einrichten	167
7.2.9	Eindeichung des Wattenmeeres	168
7.3	Zusammenfassende Bewertung der Ideen der Zukunftworkshops	169
7.3.1	Hydrodynamische Wirksamkeit	169
7.3.2	Betriebssicherheit	170
7.3.3	Bauaufwand	171
7.3.4	Landschaftsbild	172

7.3.5	Naturschutz	173
7.3.6	Akzeptanz	173
7.3.7	Ergebnis	174
7.4	Zusammenfassung und Zwischenfazit	175
8	Zusammenfassung und Ausblick	177
8.1	Zusammenfassung	177
8.2	Ausblick	178
	Schrifttum	181
	Anhang	187
	Anhang A – Untersuchte Geometrien des Halligraustreifens	189
	Anhang B – Simulationsergebnisse der Pilotwarften	190
	Anhang C – Freibordhöhen der Pilotwarften	197
	Anhang D – Überprüfung der Sicherheitskriterien auf den Pilotwarften	200
	Anhang E – Vorschläge für Verstärkungsmaßnahmen auf den Pilotwarften	205
	Anhang F – Winddaten	214
	Anhang G – Entwässerungsgebiete	215
	Anhang H – Sedimentakkumulation	216

Abbildungsverzeichnis

Abbildung 1.1:	Zuordnung der Kapitel der Untersuchungen zu den unterschiedlichen Bereichen einer Hallig (oben) und Fotos zu den dargestellten Bereichen Wattenmeer (A), Halligkante (B), Halligfläche (C), Warft (D) und Gebäude (E)(unten).....	3
Abbildung 1.2:	Ablaufdiagramm der Arbeit.....	4
Abbildung 2.1:	Die Lage der Halligen im nordfriesischen Wattenmeer (Datengrundlage: U.S. National Park Service (NPS) Natural Earth physical map (links); Esri World Imagery (rechts))	7
Abbildung 2.2:	Die landschaftliche Entwicklung Nordfrieslands (nach SCHMIDTKE, 1995).....	9
Abbildung 2.3:	Relative Häufigkeiten der auf Tageswerte gemittelten Messdaten der Windmessstation Hooge für den Zeitraum vom 01.01.1969 bis 31.01.2011 (Daten bereitgestellt vom LKN.SH)	10
Abbildung 2.4:	Modellierte Windrichtung und zugehörige Windgeschwindigkeit der Jahre 2010 bis 2080 für den Punkt lon = 8.2° und lat = 54.6° im IPCC-Szenario A1B	11
Abbildung 2.5:	Modellierte Windrichtung und zugehörige Windgeschwindigkeit der Jahre 2010 bis 2080 für den Punkt lon = 8.2° und lat = 54.6° im IPCC-Szenario B1 .	11
Abbildung 2.6:	Relative Häufigkeiten der modellierten Windgeschwindigkeiten für die Jahre 2010 – 2080 der IPCC Szenarien A1B (links) und B1 (rechts)	12
Abbildung 2.7:	Positionen der Seegangsmessbojen Rütergat, Süderau, Norderhever und Süderhever im südlichen nordfriesischen Wattenmeer.....	13
Abbildung 2.8:	Prozentuale Häufigkeiten der Seegangsrichtungen und der zugehörigen signifikanten Wellenhöhen für die Seegangsmessbojen Rütergat, Süderau, Süderhever und Norderhever	14
Abbildung 2.9:	Verhältnis $H_{1/3}$ zu T_m (oben: Wellenboje Rütergat, unten: Wellenboje Süderhever)	15
Abbildung 2.10:	Verhältnis $H_{1/3}$ zu T_m (oben: Wellenboje Norderhever, unten: Wellenboje Süderau).....	16
Abbildung 2.11:	Positionen der Seegangsmessungen und Wasserstandspegel des LKN.SH während des Orkans Xaver am 05./06.12.2013.....	17
Abbildung 2.12:	Wasserstände an den Pegeln Hooge Anleger, Hilligenley und Nordstrandischmoor im Zeitraum vom 03.12.2013 bis zum 07.12.2013 (Daten bereitgestellt vom LKN.SH)	17
Abbildung 2.13:	Signifikante Wellenhöhen an den Messpunkten Westerland, Nordstrandischmoor Nord, Nordstrandischmoor Mitte und Nordstrandischmoor Süd vom 05.12.2013 bis zum 07.12.2013 (Daten bereitgestellt vom LKN.SH)	18
Abbildung 2.14:	Wellenperiode $T_{m-1,0}$ an den Messpunkten Westerland, Nordstrandischmoor Nord, Nordstrandischmoor Mitte und Nordstrandischmoor Süd während des Orkans Xaver vom 04.12.2013 bis zum 06.12.2013 (Daten bereitgestellt vom LKN.SH).....	18
Abbildung 2.15:	Meeresspiegelkurve für den Bereich der südlichen Nordseeküste (verändert nach BEHRE, 2008)	19
Abbildung 2.16:	Vergleich der Werte des IAWG und des f_{w0} für das HW_{20} , HW_{50} , HW_{100} und HW_{200}	22

Abbildung 2.17:	Überhöhte Darstellung der Bathymetrie und Topographie des nordfriesischen Wattenmeeres (Verschnitt aus Wattgrundkarten, Seekarten, DGM1 und DGM25); Ortsbezeichnungen sind grün beschriftet und geomorphologische Elemente schwarz.....	23
Abbildung 2.18:	Mittlere Aufwachsrate der drei untersuchten Halligen Langeneß, Hooge und Nordstrandischmoor für die drei Beobachtungszeiträume verglichen mit den Überflutungszahlen (KARIUS ET AL., 2014).....	25
Abbildung 2.19:	Karten der vom GZG ermittelten Verteilung der Sedimentaufwachsrate in mm/a auf den untersuchten Halligen Langeneß, Hooge und Nordstrandischmoor. Es sind die Mittelwerte der Sedimentfallenuntersuchung aus drei Jahren dargestellt (KARIUS ET AL., 2014).....	25
Abbildung 2.20:	Zugbahnen einiger Orkantiefs (nach PETERSEN & ROHDE, 1991).....	27
Abbildung 3.1:	Modellkette mit den Elementen des numerischen Nordsee-, Wattenmeer- und Halligmodells (Hallig Hooge).....	31
Abbildung 3.2:	Bathymetrie, offene Modellränder, Beobachtungspunkte und Meer-Landgrenze des Nordseemodells.....	33
Abbildung 3.3:	Lage und Auflösung der numerischen Seegangmodelle (vgl. Abbildung 3.1C).....	35
Abbildung 3.4:	Beispielhafte Ergebnisse von simulierten Wasserständen zum Zeitpunkt eines Hochwassers (links) beziehungsweise Niedrigwassers (rechts) im südlichen nordfriesischen Wattenmeer.....	36
Abbildung 3.5:	Beispielhafte Ergebnisse von simulierten tiefengemittelten Strömungsgeschwindigkeiten während des Ebbstroms (links) und während des Flutstroms (rechts).....	36
Abbildung 3.6:	Beispielhafte Ergebnisse von signifikanten Wellenhöhen zum Zeitpunkt eines Tidehochwassers (links) und eines Tideniedrigwassers (rechts) bei Wind aus 290° und 24 m/s.....	37
Abbildung 3.7:	Wasserstandsganglinien der astronomischen Gezeiten (blau) und den Ergebnissen der numerischen Simulation (rot) für die Pegel Texel / Niederlande, Wierumergronden / Niederlande, Aberdeen / Schottland und New Haven / England.....	38
Abbildung 3.8:	Wasserstandsganglinien der astronomischen Gezeiten (blau) und den Ergebnissen der numerischen Simulation (rot) für die Pegel Büsum, Husum, Helgoland und Norderney.....	39
Abbildung 3.9:	Vergleich der signifikanten Wellenhöhen der Naturmessungen vom 06.12.2013 auf Nordstrandischmoor und der simulierten Daten vor der Kalibrierung während der Sturmflutscheitel (links: Einteilung anhand Sturmflutscheitel; rechts: Einteilung anhand Seegangsmessstationen).....	40
Abbildung 3.10:	Vergleich der mittleren absoluten Wellenperioden $T_{m-1,0}$ der Naturmessungen vom 06.12.2013 auf Nordstrandischmoor und der simulierten Daten vor der Kalibrierung während der Sturmflutscheitel (links: Einteilung anhand Sturmflutscheitel; rechts: Einteilung anhand Seegangsmessstationen).....	40
Abbildung 3.11:	Vergleich der signifikanten Wellenhöhen der Naturmessungen vom 06.12.2013 auf Nordstrandischmoor und der simulierten Daten nach der Kalibrierung während der Sturmflutscheitel (links: Einteilung anhand Sturmflutscheitel; rechts: Einteilung anhand Seegangsmessstationen).....	42

Abbildung 3.12:	Vergleich der mittleren absoluten Wellenperioden $T_{m-1,0}$ der Naturmessungen vom 06.12.2013 auf Nordstrandischmoor und der simulierten Daten nach der Kalibrierung während der Sturmflutscheitel (links: Einteilung anhand Sturmflutscheitel; rechts: Einteilung anhand Seegangsmessstationen)	42
Abbildung 3.13:	Signifikante Wellenhöhe und Seegangsrichtung im numerischen Modell während des zweiten Sturmflutscheitels des Orkans Xaver am 06.12.2013 auf der Hallig Nordstrandischmoor	44
Abbildung 4.1:	Thamenswarft auf Langeneß mit Abbruchkante bei Niedrigwasser (a) und Halligkante von Oland bei Hochwasser (b) (RENGER-PATZSCH, 1927).....	45
Abbildung 4.2:	Idealisierter Querschnitt des Kantenschutzes der Halligen.....	46
Abbildung 4.3:	Setzsteinraustreifen auf Langeneß mit vorgelagertem Deckwerk.....	47
Abbildung 4.4:	Raustreifen mit kolloidaler Vermörtelung auf Langeneß und vorgelagertes Deckwerk	48
Abbildung 4.5:	Elastocoast®-Raustreifen auf Langeneß	49
Abbildung 4.6:	Definitionsskizze und Parameter zur Berücksichtigung der Raustreifendurchlässigkeit (nicht maßstabsgetreu)	50
Abbildung 4.7:	Übersicht zu Einwirkungen und Prozessen an und im Halligraustreifen.....	52
Abbildung 4.8:	Nord-Süd Profil auf der Hallig Langeneß basierend auf DGM1-Daten des LVerGeo SH (Rechtswert des Profils: 3475880).....	54
Abbildung 4.9:	Anordnung der Messquerschnitte während der physikalischen Modellversuche in der Ausbaustufe 1 (oben) und Ausbaustufe 2 (unten)	57
Abbildung 4.10:	Deckwerksprofile an Stationen 7+037 (oben) und 7+255 (unten) auf der Hallig Langeneß (verändert nach LKN.SH, 2011b).....	58
Abbildung 4.11:	Sieblinie der verwendeten Gesteinskörnung	59
Abbildung 4.12:	Aufbau des physikalischen Modellversuchs in der Ausbaustufe 2 in der Kiprinne des IWW	60
Abbildung 4.13:	Vergleich der Überfallbeiwerte nach Poleni für die Ausbaustufen 1 und 2 des Halligraustreifens	64
Abbildung 4.14:	Abweichung der OpenFOAM Überfallbeiwerte von den physikalischen Modellergebnissen am Messquerschnitt 3 im Ausbauzustand 1	66
Abbildung 4.15:	Vergleich der mittleren Geschwindigkeit am Messquerschnitt 3 für Ausbauzustand 1	67
Abbildung 4.16:	Abweichung der OpenFOAM Überfallbeiwerte von den physikalischen Modellergebnissen am Messquerschnitt 3 im Ausbauzustand 2	67
Abbildung 4.17:	Vergleich der Abweichungen der Strömungsgeschwindigkeiten und Wasserspiegellagen am Messquerschnitt 3 zwischen physikalischem Modell und OpenFOAM Variante 3 im Ausbauzustand 1	68
Abbildung 4.18:	Definitionsskizze zur Berechnung der Sickerrate q_s	71
Abbildung 4.19:	Definitionsskizze für den Wellenüberlauf an einem durchlässigen Bauwerk	72
Abbildung 4.20:	Definition des Materialfreibords AC bei durchlässigen Bauwerken	73
Abbildung 4.21:	Nachweisführung für den Halligraustreifen.....	77
Abbildung 4.22:	Fallparabel einer brechenden Welle	79
Abbildung 4.23:	Kumulierte Rate aus Wellenüberlauf- und Sickerrate am Ende des Raustreifens.....	80
Abbildung 4.24:	Reduktion des Wellenüberlaufs bei den fünf untersuchten Varianten	80

Abbildung 4.25:	Geschwindigkeit des Wellenüberlaufschwells am leeseitigen Fuß des Raustreifens am Übergang zur Halligmarsch für verschiedene Bauwerkskonfigurationen	81
Abbildung 4.26:	Entwässerungsgebiete der Hallig Langeneß und Lage des untersuchen Raustreifenprofils an der Station 7+037	82
Abbildung 5.1:	Geographische Lage der Sieltoranlage Osterwehl.....	86
Abbildung 5.2:	Hydraulische Berechnung für die Sieltoranlage Osterwehl in Abhängigkeit des Wasserstandes für drei verschiedene Entleerungszeiträume von 6,5 h, 13 h und 20 h.....	88
Abbildung 5.3:	Valeport Midas CTD-Sonde im Außenbereich des Sieltores Osterwehl während Tideniedrigwasser.....	89
Abbildung 5.4:	Positionen der durchgeführten Messungen im Rahmen der Messkampagne 1 Osterwehl.....	89
Abbildung 5.5:	Positionen der Hobo Water Level Logger während der Messkampagne 2 vom 11.03.2014 bis zum 14.03.2014	90
Abbildung 5.6:	Wasserstände in Meter bezogen auf NHN an den Positionen der CTD-Sonden während der Messkampagne 1.....	91
Abbildung 5.7:	Wasserstände in Meter bezogen auf NHN an den Positionen HOBOWater Level Logger während der Messkampagne 2	91
Abbildung 5.8:	MeasureCat Teledyne RD Instruments Sentinel ADCP im Osterwehl während der Messkampagne 1	92
Abbildung 5.9:	Horizontale Strömungsgeschwindigkeiten in Bezug auf die Hauptströmungsrichtung am 45 m-Profil am 27.02.2013 zwischen 13:32 Uhr und 13:41 Uhr.....	93
Abbildung 5.10:	Gemittelte Durchflussmengen am Sieltor Osterwehl in Abhängigkeit des Wasserstandes im Tidenzyklus während der Messkampagne 1	94
Abbildung 5.11:	Gemittelte Fließgeschwindigkeiten am Sieltor Osterwehl in Abhängigkeit des Wasserstandes im Tidenzyklus während der Messkampagne 1	95
Abbildung 5.12:	Aufbau des Erosionsmessgerätes EROSIMESS (IWW).....	96
Abbildung 5.13:	Das EROSIMESS während der Messkampagne 1 am Osterwehl an den Messpositionen P4 (links) und P1 (rechts) (vgl. Abbildung 5.4).....	97
Abbildung 5.14:	Kalibrierungskurve Lichtintensität – Feststoffkonzentration für Messpunkt P5. 97	
Abbildung 5.15:	Feststoffkonzentration und induzierte Sohlschubspannung über die Zeit am Messpunkt P3. Die kritische Sohlschubspannung wird nicht erreicht.	98
Abbildung 5.16:	Fotos der Trübung während der Messung an Messpunkt P3; links: Propeller noch in Ruhe; Mitte: Beginn der Propellerdrehung; rechts: gegen Ende der Messung	98
Abbildung 5.17:	Feststoffkonzentration und induzierte Sohlschubspannung über die Zeit am Messpunkt P4. Der rote vertikale Strich markiert das Erreichen der kritischen Sohlschubspannung.	99
Abbildung 5.18:	Feststoffkonzentration und induzierte Sohlschubspannung über die Zeit am Messpunkt P5. Der rote vertikale Strich markiert das Erreichen der kritischen Sohlschubspannung.	100
Abbildung 5.19:	Ergebnisse der Trübungsmessungen und Wasserstand im Binnenbereich ...	101
Abbildung 5.20:	Zeitreihe der Salinität an den Positionen der CTD-Sonden während der Messkampagne 1	102
Abbildung 5.21:	Simulierter Überflutungswasserstand eines HW ₅ auf Nordstrandischmoor und Langeneß.....	104

Abbildung 5.22:	(a) Karte der vom GZG ermittelten Verteilung der Sedimentaufwachsraten auf der Hallig Nordstrandischmoor in mm/a (verändert nach KARIUS ET AL., 2014) und (b) Karte der simulierten Sedimentmächtigkeit nach Anpassung der hydrodynamischen Verhältnisse eines HW_5	105
Abbildung 5.23:	Verteilung der kumulierten Sedimentation auf Hallig Nordstrandischmoor nach Anpassung der Parameter (vgl. Tabelle 5.5) für ein HW_5	106
Abbildung 5.24:	Verteilung der kumulierten Sedimentation auf Hallig Langeneß nach Anpassung der Parameter (vgl. Tabelle 5.5) für ein HW_5	106
Abbildung 5.25:	Bathymetrie im Bereich einer Sieltoranlage der Hallig Nordstrandischmoor für ein offenes (a) und ein geschlossenes Sieltor (b)	107
Abbildung 5.26:	Verlauf eines Landunter-Ereignisses auf Hallig Nordstrandischmoor. Links: geschlossene Sieltore, rechts: geöffnete Sieltore	108
Abbildung 5.27:	Differenz der Sedimentmächtigkeiten bei geschlossenen und offenen Sieltoren (oben) sowie die Aufwachshöhen an zwei unterschiedlichen Observationspunkten (unten) auf Nordstrandischmoor	109
Abbildung 5.28:	Differenz der Sedimentmächtigkeiten bei geschlossenem und offenem Sieltor bei einmaliger Sieltoröffnung (A) und ganzjähriger Sieltoröffnung (B). 110	
Abbildung 5.29:	Numerisch simulierte Sedimentation und Wasserstände bei einem HW_5 und HW_{30} auf Nordstrandischmoor am Beobachtungspunkt P1 im Westen der Hallig (vgl. Abbildung 5.27)	111
Abbildung 5.30:	Differenz der kumulierten Sedimentation des HW_{30} und HW_5 auf der Hallig Nordstrandischmoor	112
Abbildung 5.31:	Vergleich der kumulierten Sedimentationsmengen bei erhöhtem und unverändertem Deckwerk auf Nordstrandischmoor	112
Abbildung 5.32:	Differenz kumulierte Sedimentation zwischen unverändertem und erhöhtem Deckwerk auf Hallig Nordstrandischmoor	113
Abbildung 5.33:	Vergleich kumulierter Sedimentation zwischen unveränderter und verringerter Deckwerkshöhen am Beispiel Nordstrandischmoor	114
Abbildung 5.34:	Differenz der kumulierten Sedimentation bei verringerter (-0,30 m) und unveränderter Deckwerkshöhe für Nordstrandischmoor	115
Abbildung 6.1:	Beispiele der drei Warftkategorien in überhöhter Darstellung (DGM1 und ALKIS-Daten): a) Warft ohne Ringdeich (Westerwarft auf Hooge); b) Warft mit geschlossenem Ringdeich (Ockenswarft auf Hooge); c) Warft mit nicht durchgängigem Ringdeich (Süderhörn auf Langeneß)	117
Abbildung 6.2:	Anhaltswerte zur Wirkung von Wellenüberlaufwerten für scharliegende Küstenschutzbauwerke (verändert nach EAK (2007))	119
Abbildung 6.3:	Parameter zur Bestimmung eines Sicherheitskriteriums und kritische Größe $h_{\text{Warft,max}}$	121
Abbildung 6.4:	Flussdiagramm zur Überprüfung der Standsicherheit und aufgestellten Sicherheitskriterien an einer Halligwarft	122
Abbildung 6.5:	Darstellung zur Veranschaulichung einer negativen bzw. positiven Freibordhöhe R_c	124
Abbildung 6.6:	Einteilung einer idealisierten Warft in acht Richtungsklassen	124
Abbildung 6.7:	Vergleich der modellierten signifikanten Wellenhöhen bei Wasserständen des IAWG und des f_{wU}	125
Abbildung 6.8:	Bemessungsprofil der Richtungsklasse Nordwest der Honkenswarft auf Langeneß	126

Abbildung 6.9:	Schematisch dargestellte Einteilung der Abminderungsabschnitte in Abhängigkeit der Wellenanlaufriechung am Warftfuß (blauer Pfeil)	127
Abbildung 6.10:	Simulierte Wasserstände an den Pegeln Büsum, Husum, Helgoland, und Nordstrandischmoor	129
Abbildung 6.11:	Wasserstände am Binnenpegel Nordstrandischmoor und verwendete Multiplikatoren zur Anpassung der Randbedingungen im Wattenmeermodell	129
Abbildung 6.12:	Simulierte signifikante Wellenhöhen für die in Abbildung 6.11 gezeigten Wasserstände bei einem Koppelungsintervall von 20 Minuten.....	130
Abbildung 6.13:	DGM1 der Hanswarft auf Hooge (oben) und mit Hilfe von ALKIS-Daten erweitertes Oberflächenmodell der Hanswarft (unten).....	131
Abbildung 6.14:	Mittlere Wellenüberlauraten an der Hanswarft auf Hooge für ein HW ₂₀ , HW ₅₀ , HW ₁₀₀ und HW ₂₀₀	132
Abbildung 6.15:	Überlaufvolumina an der Hanswarft auf Hooge für ein HW ₂₀ , HW ₅₀ , HW ₁₀₀ und HW ₂₀₀	132
Abbildung 6.16:	Wassertiefenkarten für ein HW ₅₀ (oben) und ein HW ₁₀₀ (unten) auf der Hanswarft für die Zeitschritte 30 min, 60 min und 120 min nach Beginn des ersten Wellenüberlaufes	133
Abbildung 6.17:	Positionen der Türschwellen auf der Hanswarft und ihre Höhen in Meter über NHN	134
Abbildung 6.18:	Überprüfung des Sicherheitskriteriums $h_{\text{Warft,max}}$ für ein HW ₅₀ (NHN + 4,60 m) an der Hanswarft auf Hooge	135
Abbildung 6.19:	Überprüfung des Sicherheitskriteriums $h_{\text{Warft,max}}$ für ein HW ₁₀₀ (NHN + 4,75 m) an der Hanswarft auf Hooge	135
Abbildung 6.20:	Freibordhöhen bei den Referenzwasserständen HW ₂₀ , HW ₅₀ , HW ₁₀₀ und HW ₂₀₀ an der Hanswarft auf Hooge	137
Abbildung 6.21:	Wirksamkeit der Maßnahmen gegen Wellenüberlauf auf ausgewählten Warften und Überströmen bei Verwendung der IAWG-Referenzwasserstände	138
Abbildung 6.22:	Angestrebtes Querprofil der Westseite der Halligwarften	139
Abbildung 6.23:	Schematische Darstellung der vorgeschlagenen Warftverstärkungsmaßnahmen für die Hanswarft auf Hooge	140
Abbildung 6.24:	Aufsummierte Überlaufvolumina nach Umsetzung der aufgeführten Maßnahmen bei einem BHW ₁₀₀ auf der Hanswarft	141
Abbildung 6.25:	Wassertiefen vor und nach Umsetzung der Maßnahme bei einem HW ₁₀₀ (a) bzw. BHW ₁₀₀ (b) auf der Hanswarft zu verschiedenen Zeitpunkten nach Beginn des ersten Wellenüberlaufes	141
Abbildung 6.26:	Zeitreihen der Wassertiefen an den Positionen der Türschwellen auf der Hanswarft bei einem BHW ₁₀₀	142
Abbildung 6.27:	Auf eine Halligwarft übertragene Prinzipskizze zu den vorgestellten Untersuchungen nach CHEN ET AL. (2014).....	144
Abbildung 6.28:	Maximale Wellendruckbelastung F_t und mittlere Wellenüberlauraten q bei unterschiedlichen Böschungsneigungen bei einem Abstand Gebäude - Warftkante von 7 m für Langeneß West bei einem BHW ₁₀₀ (NHN + 5,35 m)..	145
Abbildung 6.29:	Maximale Wellendruckbelastung F_t und mittlere Wellenüberlauraten q bei unterschiedlichen Böschungsneigungen bei einem Abstand Gebäude - Warftkante von 7 m für Hooge bei einem BHW ₁₀₀ (NHN + 5,25 m).....	146

Abbildung 6.30:	Maximale Wellendruckbelastung F_i und mittlere Wellenüberlaufzeiten q bei unterschiedlichen Böschungsneigungen bei einem Abstand Gebäude - Warftkante von 7 m für Nordstrandischmoor bei einem BHW ₁₀₀ (NHN + 5,90m)	147
Abbildung 6.31:	Maximale Wellendruckbelastung F_i und mittlere Wellenüberlaufzeiten q bei einer Böschungsneigung von 1:8 bei variablem Abstand Gebäude – Warftkante für Langeneß West für ein HW ₂₀₀	148
Abbildung 6.32:	Mittlerer Geschwindigkeitsdruck in kN/m ² in Abhängigkeit der mittleren Windgeschwindigkeit in m/s	148
Abbildung 7.1:	Kooperation zwischen dem IfS und dem IWW der RWTH Aachen University innerhalb des Teilprojektes ZukunftHallig-B	151
Abbildung 7.2:	Schematische Darstellung der Bepflanzung und Verbindung der Außensände	153
Abbildung 7.3:	Referenzzustand und Darstellung des Untersuchungsprofils (a) und Sandaufspülung im Bereich des Hoogelochs im numerischen Modell (b)	153
Abbildung 7.4:	Referenzzustand für die Seegangs- und Windrichtungen 240°, 270° und 300° und den Bemessungswasserstand BHW ₂₀₀ von NHN + 5,40 m	154
Abbildung 7.5:	Wirkung der Sandaufspülung im Vergleich zum Referenzzustand bei Wasserständen von NHN +4,40 m bis NHN +5,40 m (BHW ₂₀₀)	155
Abbildung 7.6:	Schematische Darstellung der Raupflasterung einer Warft	156
Abbildung 7.7:	Einfluss der Rauheit auf die relative Wellenüberlaufzeit in Bezug auf das dargestellte Referenzprofil.....	156
Abbildung 7.8:	Schematische Darstellung des Einsatzes eines Deichschlauches	156
Abbildung 7.9:	Einfluss einer Kronenmauer bzw. eines Deichschlauches auf die relative Wellenüberlaufzeit.....	157
Abbildung 7.10:	Schematische Darstellung des Einsatzes einer mobilen Hochwasserschutzwand auf einer Warft	158
Abbildung 7.11:	Schematische Darstellung eines Ringdeiches um die Warft.....	158
Abbildung 7.12:	Untersuchungsprofil an der Christianswarf auf Langeneß	158
Abbildung 7.13:	Referenzzustand für eine Seegangs- und Windrichtung von 240° bei Wasserständen zwischen NHN + 4,70 m und NHN + 5,70 m.....	159
Abbildung 7.14:	Wirkung eines Ringdeichsystems im Vergleich zum Referenzzustand für eine Seegangs- und Windrichtung von 240° bei Wasserständen von NHN +4,70 m und NHN +5,70 m (BHW ₂₀₀)	160
Abbildung 7.15:	Einfluss der signifikanten Wellenhöhe am Warftfuß auf die relative Wellenüberlaufzeit.....	161
Abbildung 7.16:	Einfluss der mittleren Wellenperiode auf die relative Wellenüberlaufzeit	161
Abbildung 7.17:	Schematische Darstellung einer hydraulischen Hochwasserschutzwand	162
Abbildung 7.18:	Schematische Darstellung der Abflachung des Warftprofils	163
Abbildung 7.19:	Schematische Darstellung der Anhebung eines Warfthauses und des Einsatzes eines Ringdeiches.....	163
Abbildung 7.20:	Einfluss der Böschungsneigung auf die relative Wellenüberlaufzeit	164
Abbildung 7.21:	Einfluss einer Berme auf die relative Wellenüberlaufzeit.....	164
Abbildung 7.22:	Schematische Darstellung einer Aufwärtung mit anschließendem Neubau ..	165
Abbildung 7.23:	Einfluss der Freibordhöhe auf die relative Wellenüberlaufzeit.....	165
Abbildung 7.24:	Exemplarisches Warftprofil und Verstärkungsmöglichkeiten	166

Abbildung 7.25:	Benötigtes Erdvolumen in Abhängigkeit der Reduzierung der Wellenüberlauftrate am Beispiel des in Abbildung 7.24 dargestellten Warftprofils.....	166
Abbildung 7.26:	Schematische Darstellung einer hydraulisch gelagerten Warft.....	167
Abbildung 7.27:	Einrichtung eines Schutzraumes in einem Hallighaus	168
Abbildung 7.28:	Variante der Eindeichung des südlichen nordfriesischen Wattenmeeres mit einer Gesamtlänge von 37,2 km.....	169

Tabellenverzeichnis

Tabelle 2.1:	Daten zu den 10 nordfriesischen Halligen (nach MELUR-SH, 2014)	8
Tabelle 2.2:	Prozesse, die den Meeresspiegel global und regional beeinflussen können und zugehörige Zeitskalen (nach DANGENDORF, 2014)	19
Tabelle 2.3:	Mittlere Tidekennwerte der Pegel im Untersuchungsgebiet (nach LKN.SH, 2009).....	21
Tabelle 2.4:	Werte des MThw für die Jahresreihen 2001 bis 2010 und regionalisierte Referenzwasserstände des IAWG für das Untersuchungsgebiet (bereitgestellt vom LKN.SH) in Bezug zu NHN und MThw	22
Tabelle 2.5:	Höhen der beginnenden und vollständigen Überflutung auf ausgewählten Halligen nach DIBBERN & MÜLLER-NAVARRA (2009)	23
Tabelle 2.6:	Einteilung von Sturmfluten nach dem BUNDESAMT FÜR SEESCHIFFFAHRT (2016) an der schleswig-holsteinischen Nordseeküste	28
Tabelle 3.1:	Anzahl der Teilbereiche an den Modellrändern.....	33
Tabelle 3.2:	Modellbegrenzungen und -größen der einzelnen Seegangmodelle.....	35
Tabelle 3.3:	Werte für a_B und b_B nach SEELIG (1979)	41
Tabelle 3.4:	Qualität simulierter Wellenhöhen basierend auf RMAE-Werten (nach VAN RIJN ET AL. (2002)).....	43
Tabelle 4.1:	Auswertung der Porositätsmessung	59
Tabelle 4.2:	Überfallhöhen der physikalischen Modellversuche am Messquerschnitt 1.....	60
Tabelle 4.3:	Wichtungsfaktoren zur Berechnung der mittleren Fließgeschwindigkeit.....	61
Tabelle 4.4:	Zusammenstellung des Parameters $B_c/h_{\bar{u}}$ für das Maß an Breitkronigkeit im Ausbauzustand 1	64
Tabelle 4.5:	Verwendete Koeffizienten α_f und β_f in der OpenFOAM-Simulation.....	65
Tabelle 4.6:	Eingangsrandbedingungen für das Seegangmodell.....	78
Tabelle 4.7:	Geometriedaten der untersuchten Raustreifenvarianten	78
Tabelle 4.8:	Schwallgeschwindigkeit an charakteristischen Punkten des Bauwerkes (RWS = NHN + 2,4 m; $f=0,2$)	82
Tabelle 4.9:	Wasservolumina auf der Hallig bei Wassertiefen von 0,1 m - 0,4 m oberhalb der Halligkante.....	83
Tabelle 4.10:	Bemessungsnachweis der Bauwerksvarianten Igel 3 B1-B3.....	83
Tabelle 5.1:	Entwässerungsgebiete auf der Hallig Langeneß (vgl. Abbildung 4.26)	87
Tabelle 5.2:	Durchführung der Messkampagne 1 vom 22.02.2013 bis zum 27.02.2013.....	88
Tabelle 5.3:	Position CTD-Sonden Messkampagne 1 Osterwehl vom 22.02. - 27.02.2013. 90	
Tabelle 5.4:	Durchflussermittlung am 45 m-Profil am 27.02. zwischen den Uhrzeiten 13:32 und 13:41 während der Messkampagne 1	92
Tabelle 5.5:	Parameter nach Kalibrierung des numerischen Modells.....	105
Tabelle 6.1:	Einteilung der Warften in verschiedene Kategorien	118
Tabelle 6.2:	Unterschiedliche Möglichkeiten eines Sicherheitskriteriums für Halligwarften	120
Tabelle 6.3:	Festgelegte Werte für das Sicherheitskriterium $h_{\text{Warft,max}}$ für Halligwarften.....	121
Tabelle 6.4:	Formeln zur Berechnung der Überlauftrate in Abhängigkeit der Freibordhöhe und Seegangsrichtung.....	127

Tabelle 6.5:	Gleichförmig eingesteuerte Windbedingungen für das numerische Nordseemodell im vorgestellten Szenario	128
Tabelle 6.6:	Wellenüberlaufzeiten für $q > 0,2 \text{ l/(s}\cdot\text{m)}$ für ausgewählte Warften	134
Tabelle 6.7:	Ergebnisse der Überprüfung der Sicherheitskriterien $h_{\text{warf},\text{max},\text{HW}_{50}}$ und $h_{\text{warf},\text{max},\text{HW}_{100}}$ für die Warften auf Langeneß, Hooge, Nordstrandischmoor, Gröde und Oland	136
Tabelle 6.8:	Mögliche Maßnahmen zur Erhöhung der Hochwassersicherheit von Warften und Beeinflussung der Freibordhöhe	137
Tabelle 6.9:	Vergleich der mittleren Wellenüberlaufzeiten vor und nach der Querprofilmodifikation für das Berechnungsbeispiel der Hanswarf auf Hooge	139
Tabelle 7.1:	Von den Bewohnern ausgewählte Ideen für zukünftige Küstenschutzmaßnahmen zur weiteren Untersuchung.....	152
Tabelle 7.2:	Bewertungspunkte für die Akzeptanz der Maßnahmen basierend auf den Abstimmungsergebnissen der Bewohner	174
Tabelle 7.3:	Zusammenfassende Bewertung der im Rahmen der Zukunftworkshops auf Hooge und Langeneß generierten Maßnahmen	175

Abkürzungs- und Symbolverzeichnis

Abkürzung	Bedeutung
ADCP	Acoustic Doppler Current Profiler
BHW	Bemessungshochwasser
BMBF	Bundesministerium für Bildung und Forschung
BSH	Bundesamt für Seeschifffahrt und Hydrographie
CTD	Conductivity, Temperature, Depth
DGM	Digitales Geländemodell
EAK	Empfehlungen für die Ausführung von Küstenschutzwerken
FTU	Formazine Turbidity Unit
fwu	Forschungsinstitut Wasser und Umwelt der Universität Siegen
GZG	Geowissenschaftliches Zentrum der Universität Göttingen
IAWG	Ingenieurhydrologie, Angewandte Wasserwirtschaft und Geoinformatik
IfS	Institut für Soziologie, Lehrstuhl Technik und Organisationssoziologie der RWTH Aachen University
IPCC	Intergovernmental Panel on Climate Change
IWW	Lehrstuhl und Institut für Wasserbau und Wasserwirtschaft der RWTH Aachen University
JONSWAP	Joint North Sea Wave Atmosphere Program
KFKI	Kuratorium für Forschung im Küsteningenieurwesen
LKN.SH	Landesbetrieb für Küstenschutz, Nationalpark und Meeresschutz Schleswig-Holstein
MThb	Mittlerer Tidenhub
MThw	Mittleres Tidehochwasser
MTnw	Mittleres Tideniedrigwasser
OPeNDAP	Open-Source Project for a Network Data Access Protocol
PN	Pegel Null (5 m unter Normalhöhennull)
PSU	Practical Salinity Unit
RWS	Ruhewasserspiegel
RWTH	Rheinisch-Westfälisch Technische Hochschule
SWAN	Simulating Waves Nearshore
WDCC	Word Data Center for Climate

Lateinische Symbole

A	Fließquerschnitt	[m ²]
A_b	Relative Wellenamplitude	[m]
A_c	Materialfreibord	[m]
A_c'	Freibord für ein durchlässiges Bauwerk	[m]
a_f	Laminarer Reibungsterm	[s/m]
b	Koeffizient zur Berechnung der Wellenüberlauftrate	[-]
b_E	Breite des Bodenelements	[m]
b_f	Turbulenter Reibungsterm	[-]
b_G	Gerinnebreite	[m]
B_C	Kronenbreite	[m]
B_K	Abstand Krone - Bauwerk	[m]
C_D	Strömungswiderstandskoeffizient	[-]
C_{tr}	Beiwert für den Einfluss einer Kronenmauer	[-]
c_u	Scherfestigkeit	[N/m ²]
d_{A0}	Ungehinderte Fließtiefe des Wellenüberlaufs	[m]
D	Charakteristischer Steindurchmesser	[m]
D_i	Steindurchmesser bei i - % Siebdurchgang	[m]
D_{ij}	Viskoser Reibungsterm	[1/m ²]
d	Wassertiefe	[m]
d_{BM}	Bemessungswassertiefe bei Halligraustreifen	[m]
d_{krit}	Kritisches Wasserpolster	[m]
$d_{OK, Hallig}$	Einstauhöhe oberhalb des Geländeniveaus der Hallig (Wasserpolster)	[m]
f	Reibungsbeiwert	[-]
f_G	Qualitätsfaktor der Grasnarbe	[-]
F_{ij}	Turbulenter Reibungsterm	[s ² /m ²]
F_T	Maximale Gesamtanprallkraft	[N]
Fr	Froude-Zahl	[-]
g	Erdbeschleunigung	[m/s ²]
h	Wasserüberdeckung	[m]
$h_{\bar{u}}$	Überfallhöhe	[m]

h_K	Kronenhöhe	[m]
m	Höhe der Türschwelle über NHN	[m]
h_{warf}	Wassertiefe auf der Warft	[m]
$h_{warf,max}$	Maximal zulässige Wassertiefe auf der Warft	[m]
H	Wellenhöhe	[m]
H^*	Dimensionsloser Parameter für den Wellenüberlauf an einem durchlässigen Bauwerk	[-]
H_1	Watthöhe	[m]
H_2	Höhe der Hallig	[m]
H_β	Abgeminderte Wellenhöhe bei einer Berme	[m]
H_b	Wellenhöhe	[m]
H_{fiktiv}	Berechnete undurchlässige Raustreifenhöhe	[m]
H_{m0}	Spektrale signifikante Wellenhöhe	[m]
H_{max}	Maximale Wellenhöhe	[m]
H_s	Signifikante Wellenhöhe am Warftfuß	[m]
H_{RS}	Geplante Höhe des Raustreifens	[m]
H_{vorh}	Vorhandene Raustreifenhöhe	[m]
I	Dimensionsloser hydraulischer Gradient	[-]
k_f	Durchlässigkeitsbeiwert	[m/s]
k_s	Äquivalente Sandrauheit	[m]
k_t	Turbulente kinetische Energie	[m ² /s ²]
$k(t)$	Zeitabhängiger Faktor	[-]
L_0	Wellenlänge im Tiefenwasser	[m]
L_i	Länge des Bauwerksabschnitts i	[m]
L_{RS}	Länge des Raustreifens	[m]
l_E	Länge des Bodenelements	[m]
n	Porosität	[%]
n_a	Anzahl der Jahre	[a]
O_j	Orientierung des Warftabschnitts	[°]
P	Überschreitungswahrscheinlichkeit eines Sturmflutwasserstandes	[-]
p_{krit}	Widerstände gegen Druckschlag	[kN/m ²]

p_{max}	Maximaler Druckschlag	[kN/m ²]
Q	Durchfluss	[m ³ /s]
Q_m	Gemessener Durchfluss	[m ³ /s]
Q_{ideal}	Theoretisch idealer Durchfluss	[m ³ /s]
Q_{tot}^*	Dimensionsloser Parameter für Wellenüberlauf an einem durchlässigen Bauwerk	[-]
q	Mittlere Wellenüberlaufrate	[m ³ /(s·m)]
$q_{e,over}$	Wellenüberlaufrate an einem durchlässigen Bauwerk	[m ³ /(s·m)]
q_s	Durchsickerrate	[m ³ /(s·m)]
q_{inf}	Infiltrierende Anteil des Wellenüberlaufs	[m ³ /(s·m)]
q_{tot}	Wellenüberlaufrate am Kronenanfang	[m ³ /(s·m)]
R	Widerstände	[-]
R_C	Freibordhöhe	[m]
R_u	Wellenauflaufhöhe	[m]
$R_{u2\%,glatt}$	Wellenauflaufhöhe, die von 2 % aller Wellen überschritten wird	[m]
S	Einwirkungen	[-]
t	Schichtdicke des Bodenelements	[m]
$t_{(dkrit)}$	Wellenüberlaufzeitraum ohne Wasserpolster	[s]
T_β	Abgeminderte Wellenperiode bei einer Berme	[s]
T_m	Mittlere Wellenperiode	[s]
T_p	Peakperiode	[s]
t_s	Einwirkzeit des Wellenüberlaufs	[h]
T_W	Wiederkehrintervall eines Sturmflutwasserstandes	[a]
n	Porosität	[-]
U	Ungleichförmigkeitszahl des Bodens	[-]
V	Erdvolumenzunahme	[m ³ /m]
V'	Benötigtes Wasservolumen	[m ³ /m]
V_P	Porenvolumen	[l]
v	Fließgeschwindigkeit	[m/s]
v_A	Aufschlaggeschwindigkeit	[m/s]
v_c	Wellenüberlaufgeschwindigkeit	[m/s]

v_f	Filtergeschwindigkeit	[m/s]
v_{krit}	Kritische Überlaufgeschwindigkeit	[m/s]
$v_{OK,Hallig}$	Überlaufgeschwindigkeit an der Oberkante der Hallig	[m/s]
W	Windgeschwindigkeit	[m/s]
w	Wehrhöhe	[m]
w_s	Sinkgeschwindigkeit	[m/s]
x_c	Fließlänge auf der Krone	[m]
x_e	x-Koordinate des Ruhewasserspiegels auf der Außenböschung	[m]
x_r	x-Koordinate der Lage der Halligoberkante	[m]
y_B	Höhe des Brechpunktes	[m]
Z	Grenzzustand	[-]
z_e	z-Koordinate des Ruhewasserspiegels auf der Außenböschung	[m]
z_r	z-Koordinate der Lage der Halligoberkante	[m]

Griechische Symbole

α	Böschungsneigung der Luv-Seite	[°]
β	Relative Wellenanlaufrichtung	[°]
β_f	Dimensionsloser Parameter zur Berechnung von b_f	[-]
γ_b	Empirischer Beiwert für den Einfluss einer Berme	[-]
γ_f	Empirischer Beiwert für den Einfluss der Böschungsrauheit	[-]
γ_K	Wichte des Materials	[kN/m ³]
γ_β	Empirischer Beiwert für den Einfluss der Wellenangriffsrichtung	[-]
γ_{RS}	Rauheit des Raustreifens	[-]
γ_v	Empirischer Beiwert für den Einfluss einer Kronenmauer	[-]
ε	Dissipationsrate	[m ² /s ³]
θ_f	Absolute Wellenanlaufrichtung	[°]
μ	Dimensionsloser Überfallbeiwert	[-]
ν	Kinematische Viskosität	[m ² /s]
$\xi_{m-1,0}$	Brecherparameter	[-]
ρ_w	Dichte von Wasser	[kg/m ³]
τ	Scherwiderstand	[kN/m ²]

1 Einleitung

1.1 Einführung

Die zehn nordfriesischen Halligen sind in ihrer Art weltweit einzigartig. Sie liegen im Bereich des schleswig-holsteinischen Wattenmeeres und sind im Wesentlichen durch Gezeiten, ausgedehnte Prielsysteme und das flache Relief des Meeresbodens geprägt (EHLERS, 1988; MELUR-SH, 2012). Im Jahr 2009 wurde das gesamte Wattenmeer der Nordsee mit den in Schleswig-Holstein, Niedersachsen und den Niederlanden befindlichen Gebieten zum UNESCO-Weltnaturerbe ernannt (UNESCO, 2015). Die im Rahmen dieser Arbeit untersuchten Halligen zeichnen sich vor allem dadurch aus, dass sie nicht eingedeicht und die Gebäude der Bewohner zum Schutz vor den mehrfach im Jahr auftretenden Überflutungen auf Warften errichtet sind (MÜLLER, 1917; MELUR-SH, 2012). Die Marschflächen der Halligen profitieren von diesen Landunter-Ereignissen in Form von Sedimenten, die sich bei jeder Überflutung ablagern. Aus deren Akkumulation resultiert ein natürliches vertikales Wachstum. Die Halligen und das sie umgebende Nordfriesische Wattenmeer sind aber nicht nur wegen ihrer ökologischen und kulturellen Besonderheit von großer Bedeutung. Durch ihre Lage reduzieren sie die an der Festlandsküste auftretende Seegangsbelastung (MELUR-SH, 2012). Aufgrund ihrer Abgeschiedenheit während Extremereignissen haben sich im Laufe der Jahrhunderte auf den Halligen besondere Formen des Hochwasser- und Erosionsschutzes entwickeln können, die in ihren Bauweisen auch auf den Erfahrungen und dem Wissen der Bewohner basieren (MELUR-SH, 2012). Allerdings existieren für diese speziellen Bauwerke wie Warften und Deckwerke mit den als Halligigel bezeichneten Raustreifen bislang keine belastbaren Bemessungsansätze und Sicherheitsstandards, die eine kosteneffiziente Bauweise und eine Priorisierung von Maßnahmen ermöglichen.

Nach der einleitenden Einordnung dieser Arbeit in den aktuellen Stand der Wissenschaft in Kapitel 1.2 wird im darauf folgenden Kapitel 1.3 die Zielsetzung und Vorgehensweise der Arbeit erläutert. Eine ausführliche Darstellung der aktuellen wissenschaftlichen Erkenntnisse erfolgt zu Beginn der einzelnen Kapitel. Die gewonnenen Ergebnisse leisten einen wissenschaftlichen Beitrag für einen zukünftigen nachhaltigen Küstenschutz im Gebiet des nordfriesischen Wattenmeeres und stellen durch einzelne Ergebnisse eine Erweiterung des Wissens für andere Küstenbereiche dar.

1.2 Stand der Wissenschaft

Der Küsten- und Hochwasserschutz auf den Halligen erfordert aufgrund der Abgeschiedenheit und fehlenden externen Hilfe bei Sturmflutereignissen spezielle Hochwasserschutzkonzepte. Dies beinhaltet sowohl den technischen Hochwasserschutz und den Objektschutz als auch die Hochwasservorsorge (SCHÜTTRUMPF & WÖFFLER, 2014). Aus diesem Grund haben sich auf den Halligen einzigartige Maßnahmen wie Warften, Halligraustreifen und Hochwasserschutzräume entwickelt (PETERSEN, 1981). Der erste Hinweis auf einen planmäßigen Schutz der Halligen geht auf das Jahr 1711 zurück. Mit der Anlegung von Lahnungen sollte die fortschreitende Erosion der Halligkanten bekämpft werden. Erst die folgenreiche Sturmflut vom 3./4. Februar 1825 sorgte für einen umfassenden Plan zur Sicherung der Halligen und den darauf befindlichen Warften (MÜLLER, 1917). An den damals entwickelten Konzepten zum Schutz der Halligen und ihrer Bewohner hat sich im Lauf der Jahrhunderte wenig verändert (PETERSEN, 1981; MELUR-SH, 2014). Heutzutage werden die

Halligkanten durch überhöhte Deckwerke vor Erosion geschützt (MELUR-SH, 2012). Die sogenannten Halligraustreifen sollen einerseits Auskolkungen hinter dem Bauwerk vermeiden und andererseits die Ablagerung von Sedimenten auf den Halligflächen begünstigen (LKN.SH, 2011b; MELUR-SH, 2012). Bei der Bemessung der Halligraustreifen wird momentan ausschließlich die Wassertiefe vor der Hallig berücksichtigt (vgl. Kapitel 4.3). Wissenschaftliche Erkenntnisse zur hydraulischen Leistungsfähigkeit der Bauwerke liegen nicht vor. Zudem ist der Einfluss der Raustreifen auf die Sedimentation unbekannt (MELUR-SH, 2014). Die Warften mit den darauf befindlichen Gebäuden sind ursprünglich aus einfachen Fluchthügeln hervorgegangen, die den Bewohnern schon vor Jahrhunderten Schutz bei Landunter-Ereignissen boten (MÜLLER, 1917). Bis heute existiert für die Warften weder ein Bemessungsansatz noch ein belastbares Sicherheitskriterium (MELUR-SH, 2014). Die erforderliche Bauhöhe der Warften wird zurzeit lediglich aus einem Referenzwasserstand ermittelt, der jeweils für eine gesamte Hallig gültig ist (vgl. Kapitel 6.2). Die Lage der Warft auf der Hallig und die vorherrschenden Seegangsverhältnisse werden nicht berücksichtigt (MELUR-SH, 2014). Die natürliche Sedimentation während Landunter-Ereignissen hat die Halligen in der Vergangenheit mit dem steigenden Meeresspiegel mitwachsen lassen (DEICKE ET AL., 2007; KARIUS ET AL., 2014). In Zeiten des Klimawandels und einer Beschleunigung des Anstiegs des Meeresspiegels ist bislang jedoch nicht geklärt, ob dieses natürliche vertikale Höhenwachstum der Halligflächen den Anstieg der mittleren Wasserstände kompensieren und einem beschleunigten Meeresspiegelanstieg Stand halten kann (KIRWAN ET AL., 2010; KARIUS ET AL., 2014). Zudem ist unbekannt, welchen Einfluss hydrodynamische und bautechnische Parameter auf die Sedimentation auf den Halligflächen haben (MELUR-SH, 2014). Für eine nachhaltige Entwicklung und die Sicherung der Halligen ist diese natürliche Anpassung der Höhenlage allerdings unumgänglich und muss durch entsprechende Maßnahmen gefördert werden (MELUR-SH, 2014).

1.3 Zielsetzung und Vorgehensweise

Zentraler Bestandteil dieser Arbeit ist die wissenschaftliche Untersuchung der vorhandenen Erosions- und Hochwasserschutzbauwerke der Halligen mit dem Ziel, für diese Bemessungsansätze und Sicherheitskriterien zu entwickeln. Des Weiteren wird der Einfluss verschiedener Parameter auf die Sedimentation auf den Halligflächen untersucht. Für nachhaltige Küstenschutz- und Bewirtschaftungsstrategien werden Anregungen entwickelt, die gleichzeitig die prognostizierten klimatischen Bedingungen und dadurch verursachte Beanspruchungen berücksichtigen. In diesen Prozess werden die Halligbewohner mit ihren Erfahrungen und Ideen für einen zukünftigen Schutz involviert. Zum Schutz der Halligbewohner während Extremereignissen ist eine Kombination von Maßnahmen zur nachhaltigen Anpassung des Lebensraumes der Halligen und direkten Schutzmaßnahmen zwingend erforderlich. Für die derzeitigen Erosions- und Hochwasserschutzbauwerke wie Halligraustreifen und Warften müssen wissenschaftliche Bemessungsansätze erarbeitet werden, die eine kosteneffiziente und nachhaltige Umsetzung ermöglichen. Aus diesem Grund ergeben sich die folgenden Forschungsfragen, die im Rahmen dieser Arbeit untersucht werden sollen:

- Wie lautet ein geeigneter Ansatz zur Bemessung von Halligraustreifen und wie ist die hydraulische Leistungsfähigkeit?
- Welchen Einfluss auf die Sedimentation auf den Halligflächen haben hydrodynamische und bautechnische Parameter und wie lässt sich die Sedimentation beeinflussen?

- Welches Sicherheitskriterium eignet sich bestmöglich für Halligwarften und wie ist ein Nachweis zu führen?
- Wie lassen sich Maßnahmen zur Erhöhung der Hochwassersicherheit der Halligen unter aktiver Teilnahme der Bewohner entwickeln und bewerten?

Die gewonnenen Erkenntnisse stellen abgeschlossene Betrachtungen zu den Bereichen des Wattenmeeres, der Halligkante, der Halligfläche und der Warft dar. Eine Einordnung kann anhand eines exemplarisch gewählten Geländeprofil durch das Wattenmeer und die Hallig Langeneß stattfinden. In Abbildung 1.1 oben ist die räumliche Zuordnung der verschiedenen Teilbereiche des Untersuchungsgebietes zu den einzelnen Kapiteln gegeben.

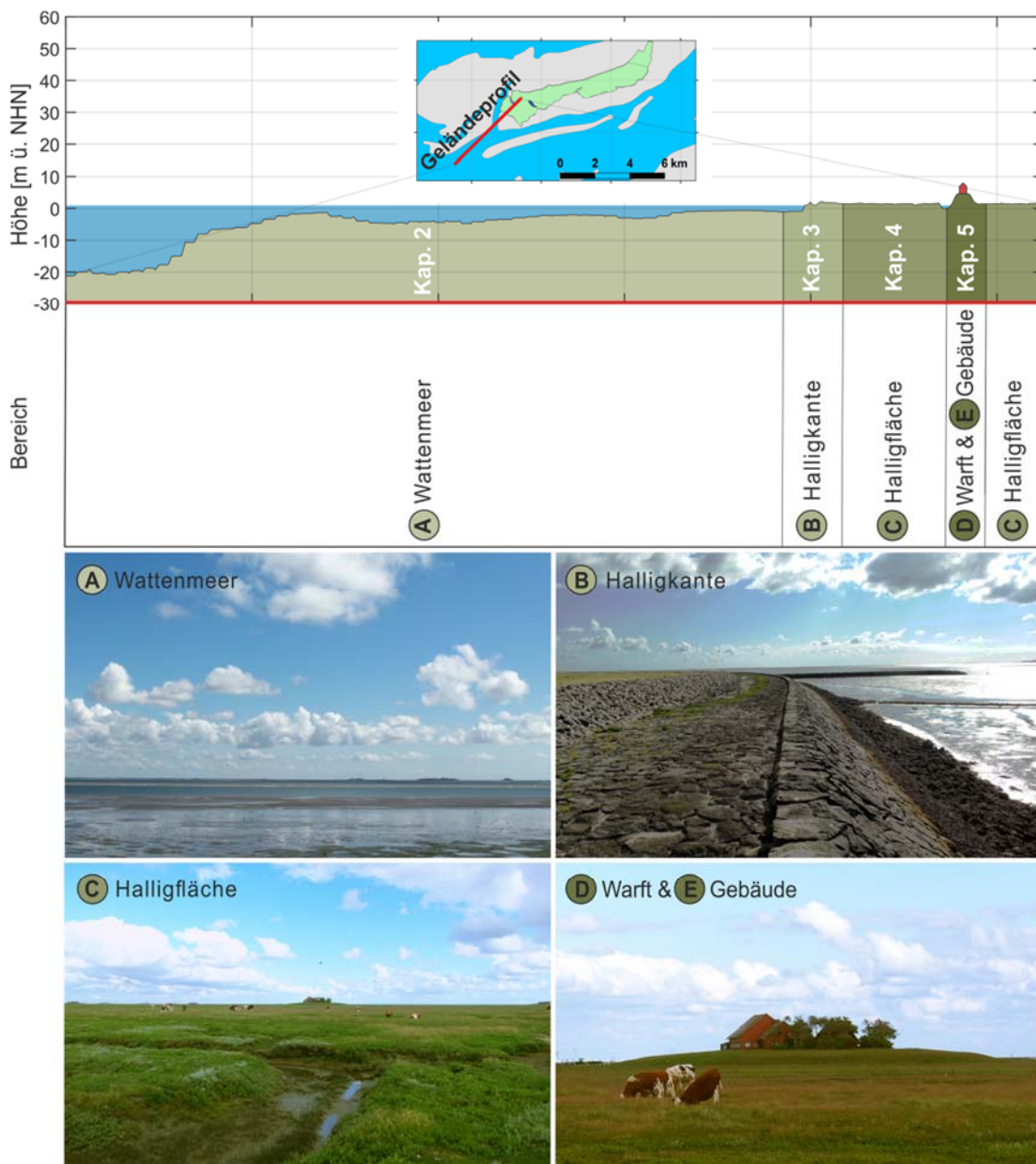


Abbildung 1.1: Zuordnung der Kapitel der Untersuchungen zu den unterschiedlichen Bereichen einer Hallig (oben) und Fotos zu den dargestellten Bereichen Wattenmeer (A), Halligkante (B), Halligfläche (C), Warft (D) und Gebäude (E)(unten)

Zusätzlich sind in Abbildung 1.1 unten repräsentative Fotos zu den dargestellten Bereichen Wattenmeer (A), Halligkante (B), Halligfläche (C), Warft (D) und Gebäude (E) dargestellt. Alle vier Fotos sind auf der Hallig Langeneß aufgenommen. Abbildung 1.1 (D) zeigt die Kirchhofswarft mit den darauf befindlichen Gebäuden. Die Untersuchungen zu diesen Bereichen schließen die aufgezeigten Wissenslücken und können zur nachhaltigen Ausgestaltung von Küstenschutzmaßnahmen auf den Halligen herangezogen werden.

In Abbildung 1.2 ist das Ablaufdiagramm der vorliegenden Arbeit dargestellt. Nach der Einführung in die Thematik und der Aufstellung der zu bearbeitenden Forschungsziele innerhalb des Kapitels 1 erfolgt in Kapitel 2 eine Beschreibung der vorherrschenden und prognostizierten hydrologischen und meteorologischen Bedingungen des Untersuchungsgebietes. Diese Informationen werden für den Aufbau und den Betrieb eines numerischen Modells (Kapitel 3) benötigt, mit dem in den folgenden Kapiteln 4 bis 7 hydrodynamische Parameter wie Wasserstände und Seegangsverhältnisse zur Bemessung von Küstenschutzbauwerken bestimmt werden. Die Untersuchungen zur Halligkante im Kapitel 4 werden durch kleinmaßstäbliche physikalische Modellversuche erweitert.

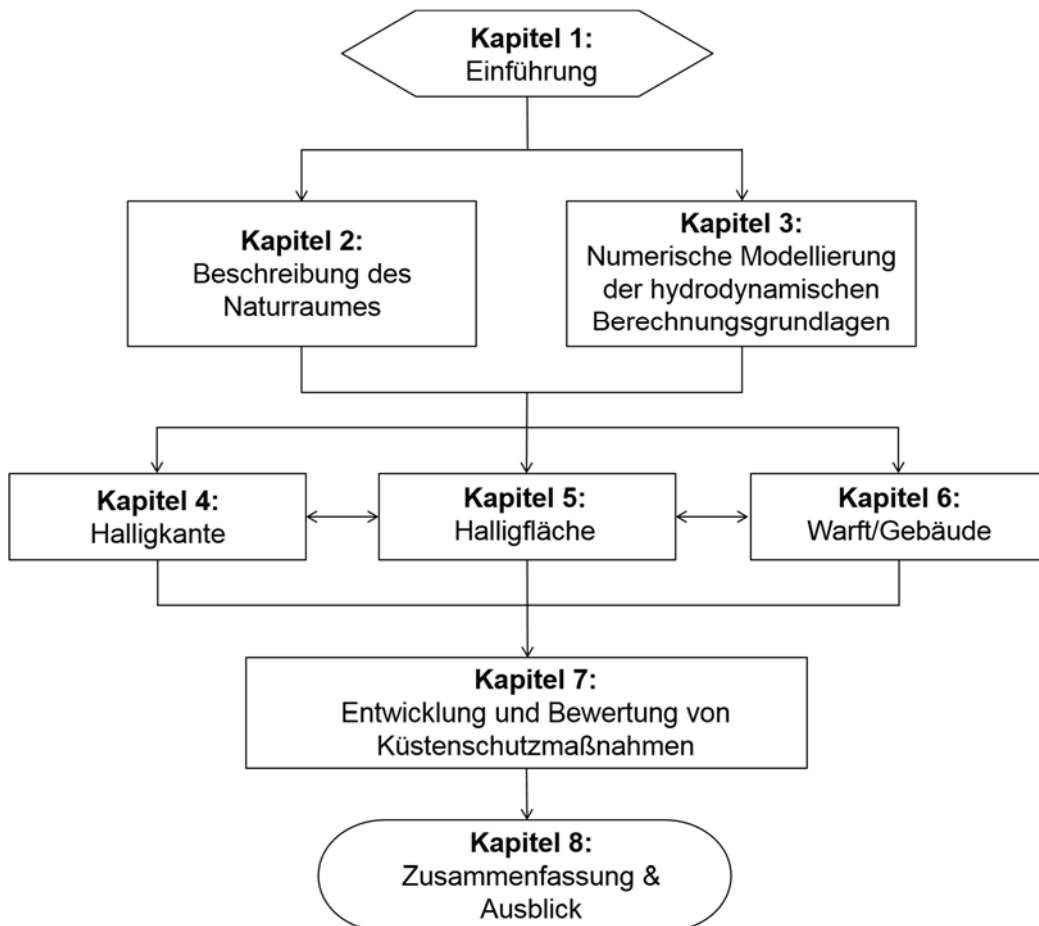


Abbildung 1.2: Ablaufdiagramm der Arbeit

Innerhalb des Kapitels 5 wird der Einfluss hydrodynamischer und bautechnischer Parameter auf das vertikale Marschwachstum der Halligflächen evaluiert. Zur numerischen Simulation der Sedimentation sind zusätzlich in-Situ-Messungen auf Langeneß durchgeführt worden, um belastbare Eingangsdaten zur Modellierung der Hydro- und Morphodynamik zu erhalten. Die Hochwassersicherheit der

Halligwarften mit den darauf befindlichen Gebäuden wird in Kapitel 6 untersucht. Dazu wird ein belastbares Sicherheitskriterium, das die geographische Lage und die besondere hydrodynamische Belastung der Halligwarften berücksichtigt, entwickelt und nachweislich für ausgewählte Warften angewendet. Die Kapitel 4 bis 6 sind untereinander interaktiv vernetzt, da einzelne Prozesse jeweils auch auf die benachbarten Bereiche wirken. Neuartig ist die Kopplung der zuvor beschriebenen wissenschaftlichen Untersuchungen in Kapitel 7 mit im Rahmen der soziologischen Begleitforschung des Instituts für Soziologie der RWTH Aachen University (IfS) gewonnenen Erkenntnissen. Das IfS erarbeitete zusammen mit den Halligbewohnern Vorschläge für zukünftige Küstenschutzmaßnahmen (HÄUßLING & ZIESEN, 2014). Der neuartige Ansatz zur Bewertung der Maßnahmen besteht in einer kombinierten Betrachtung aus wasserbaulicher Sicht zusammen mit einer soziologischen Komponente. Die Bewertung erfolgt mit Hilfe verschiedener Kategorien, wie z. B. der hydrodynamischen Wirksamkeit, dem Landschaftsbild und der Betriebssicherheit. Die soziologische Herangehensweise beinhaltet die Akzeptanz der Maßnahmen unter den Betroffenen. Beide Bewertungen werden zusammengefügt und tabellarisch aufbereitet. Innerhalb des Kapitels 8 werden schließlich die Ergebnisse dieser Arbeit zusammenfassend dargestellt und weiterer Forschungsbedarf für die nordfriesischen Halligen abgeleitet.

2 Beschreibung des Naturraumes

2.1 Einführung

Die Halligen liegen im nördlichen Küstengebiet der Deutschen Bucht im nordfriesischen Wattenmeer (vgl. Abbildung 2.1). Sie erheben sich nur wenige Meter über das Mittlere Tidehochwasser (MThw) und werden regelmäßig bei Sturmflutwasserständen überflutet, da sie nicht wie andere Inseln eingedeicht sind. Zum Schutz vor dem Wasser sind die Häuser auf künstlich angelegten Warften errichtet (PETERSEN, 1981).

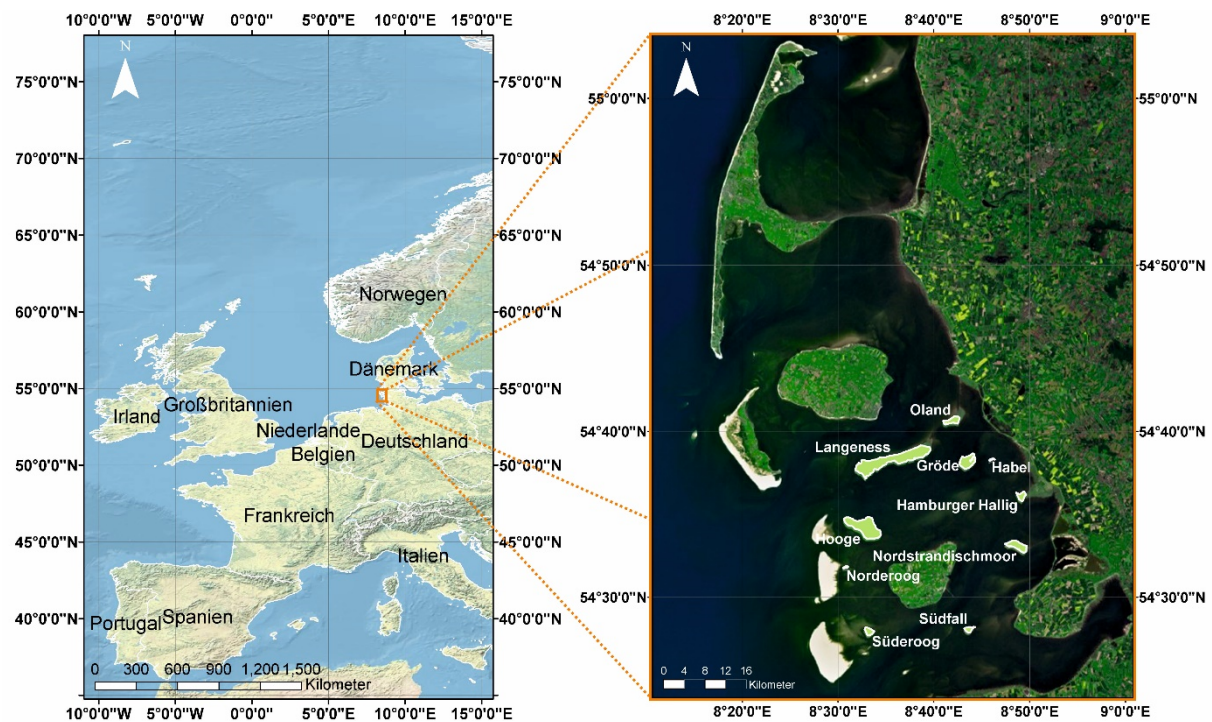


Abbildung 2.1: Die Lage der Halligen im nordfriesischen Wattenmeer (Datengrundlage: U.S. National Park Service (NPS) Natural Earth physical map (links); Esri World Imagery (rechts))

Insgesamt gibt es zehn Halligen im nordfriesischen Wattenmeer, auf denen zurzeit 290 Menschen dauerhaft leben. Diese wohnen, wie der Tabelle 2.1 zu entnehmen ist, auf 38 Warften. Norderoog, Habel, Südfall und die Hamburger Hallig sind zurzeit nur in den Sommermonaten bewohnt. Die Halligen haben eine Gesamtfläche von 2107 ha und verfügen über eine Gesamtküstenlänge von etwa 62 km (MELUR-SH, 2014). Die jeweilige Gemeinde- und Amtszugehörigkeit ist ebenfalls der nachstehenden Tabelle zu entnehmen.

Tabelle 2.1: Daten zu den 10 nordfriesischen Halligen (nach MELUR-SH, 2014)

Halligen	Fläche (ha)	Küstenlänge (km)	Anzahl Warften	Einwohner	Gemeinde	Amt
Hooge	546	10.91	9	107	Hooge	Pellworm
Langeneß	924	21.17	18	114	Langeneß	Pellworm
Oland	96	4.93	1	27	Langeneß	Pellworm
Nordstrandischmoor	163	6.13	4	22	Nordstrand	Nordsee-Treene
Gröde	197	6.43	2	18	Gröde	Pellworm
Hamburger Hallig	64	3.72	1		Reußenköge	Mittl. Nordfriesland
Südfall	43	3.07	1		Pellworm	Pellworm
Süderoog	59	3.12	1	2	Pellworm	Pellworm
Habel	6	1.51	1		Gröde	Pellworm
Norderoog	9	1.41	0		Hooge	Pellworm
Summe	2107	62	38	290		

In den folgenden Kapiteln werden das Untersuchungsgebiet und seine Entstehungsgeschichte kurz beschrieben. Des Weiteren erfolgt eine Beschreibung der vorherrschenden und prognostizierten hydrologischen und meteorologischen Bedingungen im Untersuchungsgebiet. Im Anschluss werden der Aufbau sowie die Kalibrierung und Validierung eines numerischen Modells zur Bestimmung der hydrodynamischen Berechnungsgrundlagen beschrieben.

2.2 Naturraum und Entstehung

Schwere Sturmflutereignisse während des Mittelalters haben die Grundstruktur der heutigen Morphologie des südlichen nordfriesischen Wattenmeeres entstehen lassen. Die Entstehungsgeschichte der nordfriesischen Halligen ist allerdings nur im Zusammenhang mit der landschaftlichen Entwicklung vom gesamten Gebiet Nordfrieslands zu verstehen (siehe Abbildung 2.2). Mit der Besiedlung durch den Menschen vor etwa 1000 Jahren begann die Kultivierung, Entwässerung und Eindeichung der flach gelegenen Küstengebiete. Gleichzeitig verstärkte sich in dieser Zeit jedoch wieder der Anstieg des Meeresspiegels, so dass sich zunächst die Priele vertieften und verbreiterten. Durch den in dieser Zeit betriebenen Abbau von Torf zur Gewinnung von Salz wurde das Land kontinuierlich tiefer gelegt, so dass die Vulnerabilität gegenüber Sturmfluten erheblich anstieg und die in den folgenden Jahrhunderten auftretenden Sturmfluten für eine starke landschaftliche Umgestaltung Nordfrieslands sorgten. Besonders die beiden „Groten Manndränken“ von 1362 und 1634 sorgten dafür, dass aus dem zusammenhängenden Moor- und Marschgebiet einzelne Inseln entstanden. Zu diesen neu entstandenen Inseln zählen die drei Geestkerninseln Sylt, Amrum und Föhr, die Marschinseln Pellworm und Nordstrand sowie die Halligen, welche jedoch zum Teil erst in den folgenden Jahrzehnten und Jahrhunderten durch Aufschlickung auf dem alten Marschboden und Hochmooren über das Niveau des mittleren Tidehochwassers gewachsen sind (SCHMIDTKE, 1995).

Das genaue Alter der Halligen sowie die Anzahl versunkener Halligen sind bis heute nicht genau bekannt. Es wird jedoch davon ausgegangen, dass nach Auswertungen alter Literatur und Kartenwerke mindestens 29 Halligen untergegangen sind und somit etwa insgesamt 50 Halligen im Bereich des heutigen nordfriesischen Wattenmeeres existiert haben dürften (MÜLLER, 1917). Hinzu kommen ehemalige Halligen, die durch die Errichtung der Landesschutzdeiche Teil des Festlands geworden sind. Die meisten untergegangenen Halligen fielen den Sturmfluten des 17. und 18. Jahrhunderts zum Opfer. Zuletzt gingen im 19. Jahrhundert die beiden Halligen Hainshallig und Beenshallig unter. Die Hainshallig wurde in den Jahren 1835 und 1836 durch die Nordsee erodiert und

war östlich der Hallig Hooge gelegen. Die Beenshallig war ein Teil der alten Insel Strand und lag zwischen der Hallig Gröde und Pellworm. Sie versank in den 1890er Jahren und ist somit die letzte untergegangene Hallig in diesem Bereich des Wattenmeeres. Als letzte wurde die östlich der Nordspitze Sylts gelegene unbewohnte dänische Hallig Jordsand bei dem Orkan Anatol im Jahr 1999 Opfer der Sturmflut (EHLERS, 1988; DOLCH, 2008). Sturmflutereignisse stellen auch heute noch die größte natürliche Gefährdung der Halligen und ihrer Bewohner da.

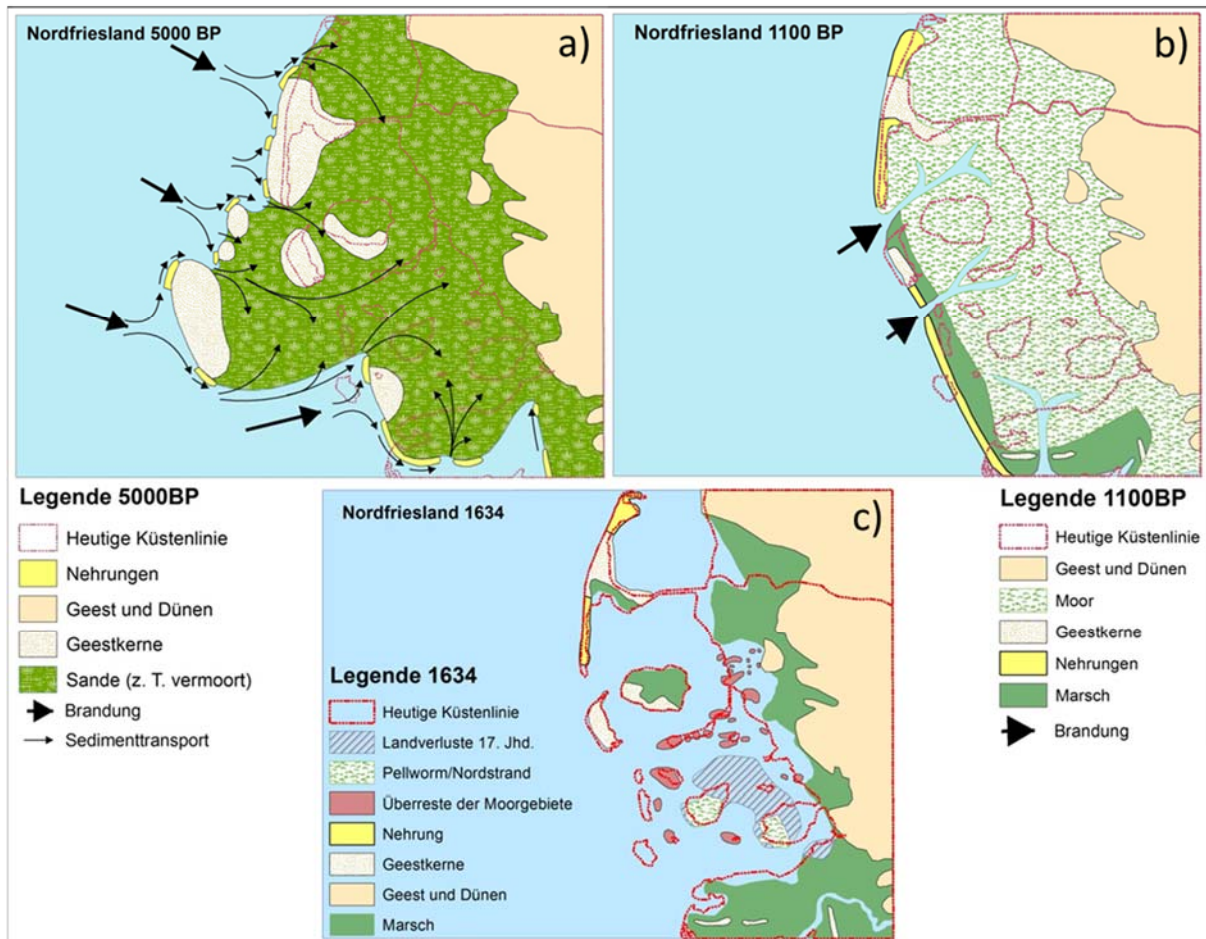


Abbildung 2.2: Die landschaftliche Entwicklung Nordfrieslands (nach SCHMIDTKE, 1995)

2.3 Vorherrschende und prognostizierte Randbedingungen

2.3.1 Windverhältnisse

Als maßgebliche Eingangsgröße für die Bestimmung der Seegangsverhältnisse im Untersuchungsgebiet muss zunächst ein Blick auf die vorherrschenden Windverhältnisse im Bereich des nordfriesischen Wattenmeeres geworfen werden. Dazu dienen gemessene Windgeschwindigkeiten der Windmessstation auf der Hallig Hooge, die Daten für den Zeitraum von 1969 bis 2011 aufgezeichnet hat.

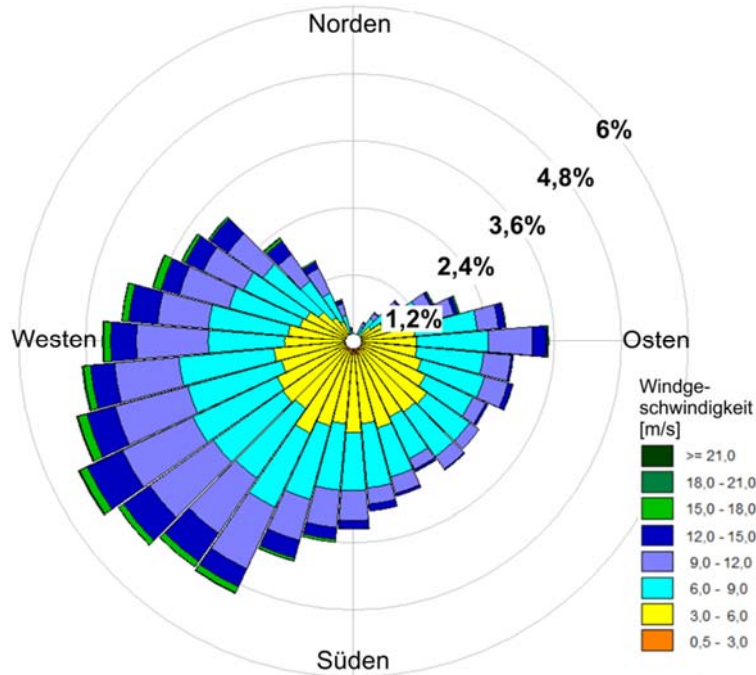


Abbildung 2.3: Relative Häufigkeiten der auf Tageswerte gemittelten Messdaten der Windmessstation Hooge für den Zeitraum vom 01.01.1969 bis 31.01.2011 (Daten bereitgestellt vom LKN.SH)

Die Werte liegen in einer zeitlichen Auflösung von einer Stunde vor und weisen die Maximalwerte bei Windrichtungen von Südwest bis Nordwest auf. Dabei wurden im Messzeitraum von 1969 bis 2011 Maximalwerte von über 28 m/s gemessen. Der Spitzenwert von 28,6 m/s wurde beim Orkan Anatol am 3. Dezember 1999 um 17:30 Uhr bei einer Windrichtung aus 260° erreicht. Darauf folgt der Capella-Orkan vom 3. Januar 1976, bei dem um 12:30 Uhr eine Geschwindigkeit von 28,4 m/s aus der Richtung 280° erreicht wurde. Abbildung 2.3 stellt die relativen Häufigkeiten der Windrichtungen und -geschwindigkeiten der auf Tageswerte gemittelten Messdaten der Windmessstation Hooge für den Zeitraum vom 01.01.1969 bis 31.01.2011 dar. Auffällig ist die gleichmäßige Verteilung der Häufigkeiten der Windrichtungen bei geringen Windgeschwindigkeiten von 0 m/s – 5 m/s. Bei Windgeschwindigkeiten von 5 m/s – 10 m/s dominieren westliche und östliche Richtungen. Die höheren Windgeschwindigkeiten bis 20 m/s hingegen werden zum größten Teil aus westlicher Richtung erreicht.

Für die zukünftige Entwicklung der Hydrodynamik ist eine Betrachtung der Entwicklung der Windbedingungen notwendig, um die sich ändernden Randbedingungen in die Modellierung des Seegangs mit einfließen lassen zu können. Aus diesem Grund werden Winddaten des World Data Center for Climate (WDCC) verwendet, die auf den IPCC-Emissionsszenarien A1B und B1 basieren und aus dem Modelllauf des Climate Local Model (CLM) stammen. Das IPCC-Szenario A1B basiert auf einem großen ökonomischen Wachstum und einem ausgeglichenen Verbrauch aller Energieressourcen. Die durchschnittliche globale Erwärmung der Erdoberfläche am Ende des 21. Jahrhunderts beträgt in diesem Szenario 2,8 K. Das IPCC-Szenario B1 basiert auf globaler Nachhaltigkeit und der Verwendung ressourcenschonender Technologien. In diesem Szenario beträgt die globale Erwärmung der Erdoberfläche 1,8 K (PACHAURI & REISINGER, 2007). Die Auflösung des Rechengitters des CLM-Klimamodells beträgt 20 km x 20 km. Dabei liegen für den Punkt $\text{lon} = 8.2^\circ$ und $\text{lat} = 54.6^\circ$ sowohl Windgeschwindigkeiten als auch Windrichtungen in einer zeitlichen

Auflösung von einer Stunde für die Jahre 2010 bis 2080 vor. In Abbildung 2.4 und Abbildung 2.5 sind die Verteilungen der modellierten Windrichtung und zugehörigen Windgeschwindigkeiten der Jahre 2010 bis 2080 für die IPCC-Szenarien A1B und B1 dargestellt.

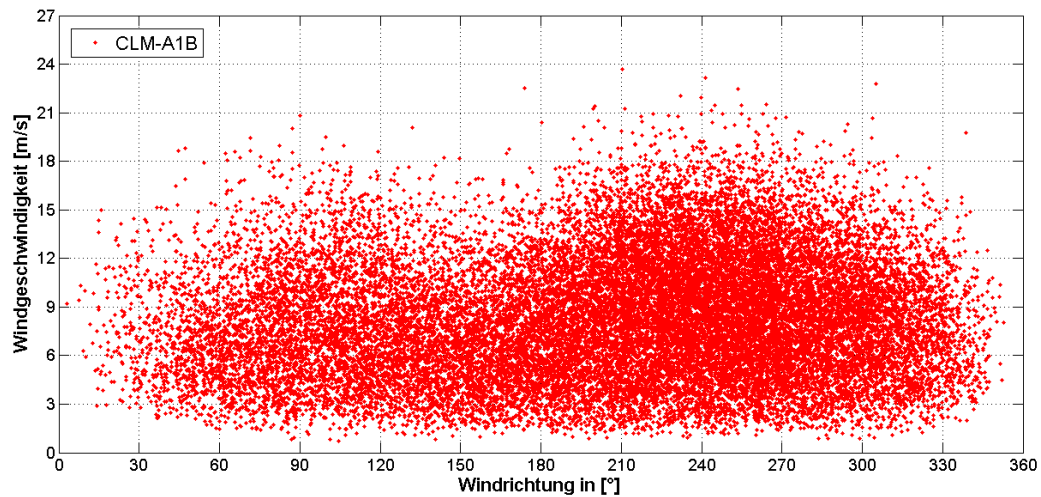


Abbildung 2.4: Modellerte Windrichtung und zugehörige Windgeschwindigkeit der Jahre 2010 bis 2080 für den Punkt lon = 8.2° und lat = 54.6° im IPCC-Szenario A1B

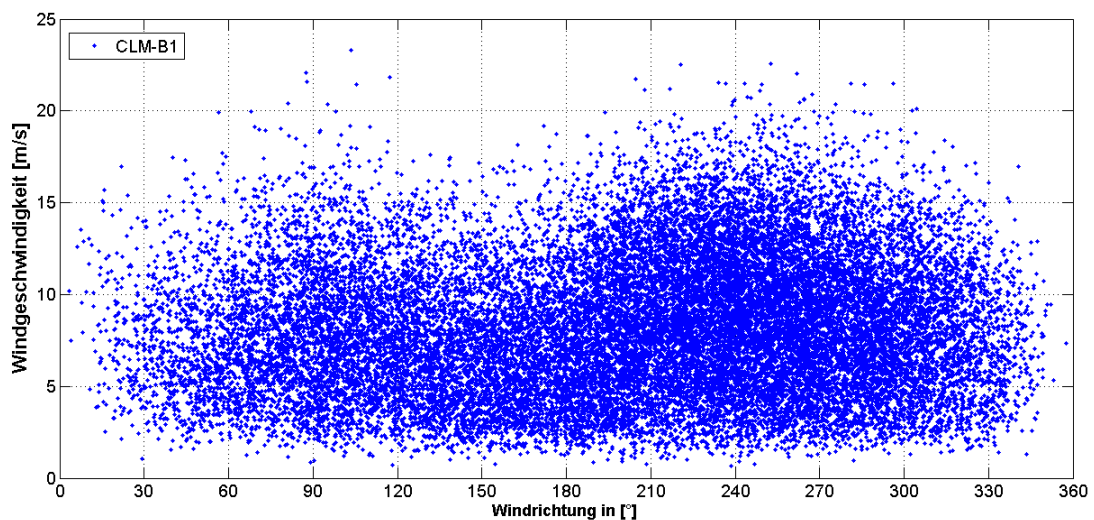


Abbildung 2.5: Modellerte Windrichtung und zugehörige Windgeschwindigkeit der Jahre 2010 bis 2080 für den Punkt lon = 8.2° und lat = 54.6° im IPCC-Szenario B1

Die nachfolgende Abbildung 2.6 zeigt die prozentuale Häufigkeit der in 32 Klassen eingeteilten Windrichtungen für den Punkt lon = 8.2° und lat = 54.6° der IPCC-Szenarien A1B und B1.

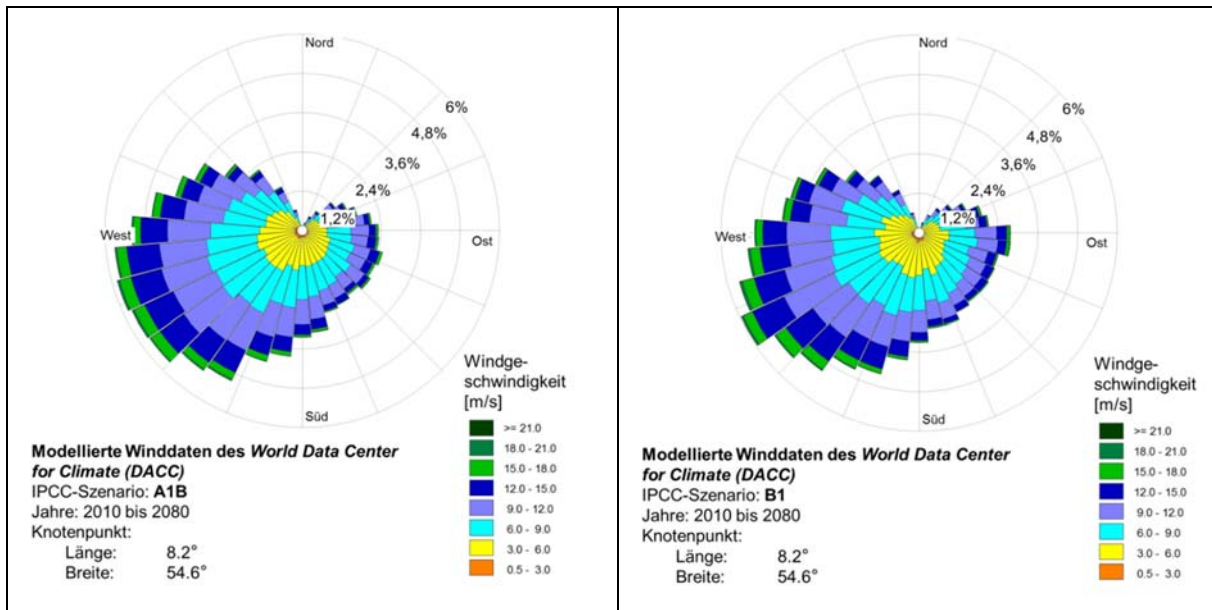


Abbildung 2.6: Relative Häufigkeiten der modellierten Windgeschwindigkeiten für die Jahre 2010 – 2080 der IPCC Szenarien A1B (links) und B1 (rechts)

Zur besseren Vergleichbarkeit der gemessenen Winddaten an der Station Hooge und den modellierten Winddaten der Modellläufe des CLM-Modells des World Data Center for Climate (WDC) für die IPCC-Szenarien A1B und B1 am Punkt $\text{lon} = 8.2^\circ$ und $\text{lat} = 54.6^\circ$ wurden die Stundenwerte der Messungen der Station Hooge ebenfalls auf Tageswerte gemittelt (vgl. Abbildung 2.6). Geographisch liegt der Punkt des CLM-Modells ca. 20 km westlich der Windmessstation Hooge. Die modellierten Winddaten entsprechen den Werten in einer Höhe von $\text{NHN} + 10 \text{ m}$, während die Daten der Station Hooge in einer Höhe von $\text{NHN} + 4 \text{ m}$ aufgenommen werden. Abgesehen von den Unsicherheiten des Modells führen diese geographischen Unterschiede zu Unsicherheiten bei Aussagen zur zukünftigen Entwicklung der Windverhältnisse im Bereich der nordfriesischen Halligen.

Die Häufigkeitsverteilung der Windrichtungen lässt erkennen, dass die modellierten Windrichtungen des IPCC-Szenarios B1 den gemessenen Windrichtungen der Station Hooge eher entsprechen als die des IPCC-Szenarios A1B. Als Beispiel hierfür können die östlichen Windrichtungen von $85^\circ - 95^\circ$ genannt werden, die sowohl bei den gemessenen Daten des Zeitraumes der Jahre 1969 - 2011 als auch bei den modellierten Daten des B1-Szenarios mit relativen Häufigkeiten von 3,46 % bzw. 2,76 % stärker vertreten sind als die übrigen östlichen Windrichtungen.

Abbildung F 1 im Anhang F zeigt zusammenfassend die relativen Häufigkeiten der auf Tageswerte gemittelten Messdaten der Windmessstation Hooge für den Zeitraum vom 01.01.1969 bis 31.01.2011 und die relativen Häufigkeiten der modellierten Windgeschwindigkeiten und Windrichtungen basierend auf den IPCC-Szenarien A1B und B1 im direkten Vergleich.

2.3.2 Seegang

Der Seegang setzt sich aus der Überlagerung der Windwellen und der Dünung zusammen und wird im nordfriesischen Wattenmeer maßgeblich von der Bathymetrie sowie dem lokalen Wind beeinflusst. Entscheidend für die Ausprägung ist neben der Windwirkdauer vor allem die Windwirklänge (*fetch*), die ihre größten Werte bei Winden aus nordwestlicher Richtung erreicht, da so der Wind vom

Nordpolarmeer bis in die Nordsee einen Impulseintrag leisten kann. Der aus der Nordsee in das Wattenmeer einlaufende Seegang wird in seiner maximalen Wellenhöhe durch die dort vorherrschende Wassertiefe begrenzt. Gleichzeitig kann im Schatten von Inseln, Außensanden und Sandbänken neuer Seegang generiert werden (LKN.SH, 2009). Von entscheidender Bedeutung ist die Kenntnis über den Seegang besonders in Bereichen, an denen Brandung auftritt. Dies ist an den Stränden der Inseln, den Riffen, den Außensanden und den Platen im Wattenmeer der Fall. An den exponiert liegenden Außensanden werden bei Sturmfluten beispielsweise Wellenhöhen von 4 m und Brandungsströmungen vom 2 m/s erreicht (WINSKOWSKY, 1998). Von besonderem Interesse im Küsteningenieurwesen ist vor allem die Transformation des Seegangs in den flachen küstennahen Meeresbereichen. So kommt es beim Einlaufen des Seegangs in das flache Wattenmeergebiet zu Grundberührungen der Wellen und den damit verbundenen Flachwassereffekten Refraktion, Shoaling und Wellenbrechen. Außerdem verursachen natürliche Hindernisse und anthropogene Küstenschutzmaßnahmen Diffraction, Reflexion, Transmission und das Brechen von Wellen (LKN.SH, 2009).

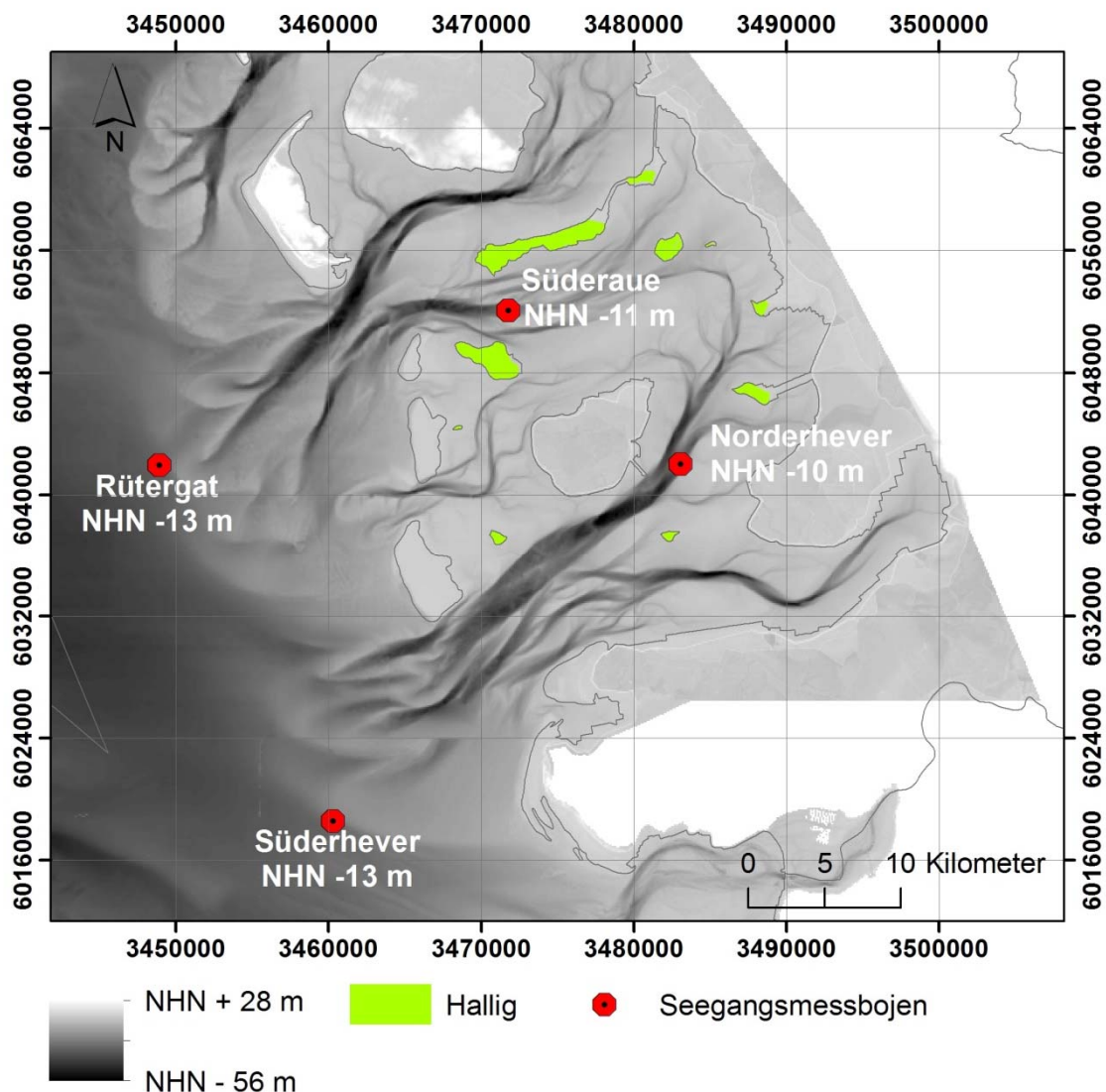


Abbildung 2.7: Positionen der Seegangsmessbojen Rütergat, Süderau, Norderhever und Süderhever im südlichen nordfriesischen Wattenmeer

Der Landesbetrieb für Küstenschutz, Nationalpark und Meeresschutz des Landes Schleswig-Holstein (LKN.SH) betreibt insgesamt vier Bojen des Typs Directional Waverider Mark II zur Messung des Seegangs im südlichen nordfriesischen Wattenmeer. Dies sind die Stationen Rütergat, Süderhever, Süderau und Norderhever. Bis auf die zuletzt genannte befinden sich alle Bojen im Bereich von Wassertiefen über 10 m und deren Daten können spektralen und Zeitreihenanalysen unterzogen werden (STADELMANN, 2008). Die genauen Positionen der vier Messbojen des LKN.SH sind der Abbildung 2.7 zu entnehmen. Dabei ist der Hinweis des LKN.SH zu beachten, dass die Datensätze trotz Vorfilterung Fehler enthalten können und Datenlücken aufweisen sowie die zeitliche Auflösung variieren kann.

In Abbildung 2.8 sind die prozentualen Häufigkeiten der Seegangrichtungen und der zugehörigen signifikanten Wellenhöhen für die Seegangsmessbojen Rütergat, Süderau, Süderhever und Norderhever dargestellt. An allen vier Bojen dominieren westliche Seegangrichtungen. Während an den im westlichen Randbereich des Wattenmeeres gelegenen Bojen Rütergat und Süderhever der Seegang sich ungehindert ausbreiten kann, wird an den Bojen Süderau und Norderhever der Einfluss der Bathymetrie deutlich. Da diese beiden Bojen in Prielen gelegen sind, wird die Seegangrichtung stark vom jeweiligen Verlauf des Priels beeinflusst. So entspricht die Hauptseegangrichtung der Boje Norderhever mit Südwest genau dem Verlauf des Priels.

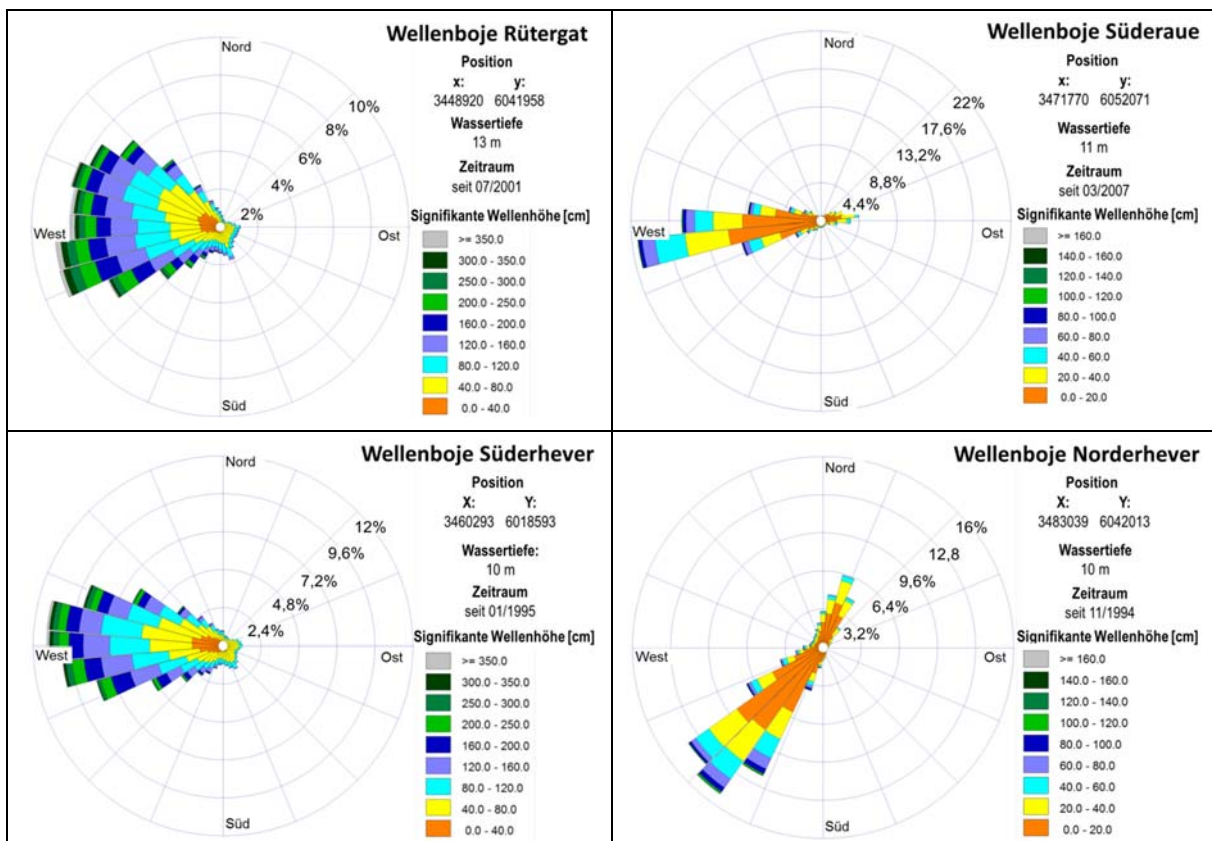


Abbildung 2.8: Prozentuale Häufigkeiten der Seegangrichtungen und der zugehörigen signifikanten Wellenhöhen für die Seegangsmessbojen Rütergat, Süderau, Süderhever und Norderhever

Ähnliche Ergebnisse liefert der Vergleich der Zusammenhänge zwischen der signifikanten Wellenhöhe und der zugehörigen mittleren Wellenperiode an den Messbojen Süderhever und Norderhever sowie Rütergat und Süderau (vgl. Abbildung 2.9 und Abbildung 2.10). Dies lässt deutlich die geringeren

signifikanten Wellenhöhen von maximal 1,60 m an den Messbojen Norderhever und Süderau erkennen. An den westlicher gelegenen Wellenbojen Rütergat und Süderhever hingegen werden maximale signifikante Wellenhöhen von mehr als 5 m erreicht. Auffällig ist zudem die breite Streuung der Wellenperioden bei signifikanten Wellenhöhen von weniger als 0,2 m an den vier Messbojen. Hier werden mittlere Wellenperioden von 2 s bis 18 s gemessen.

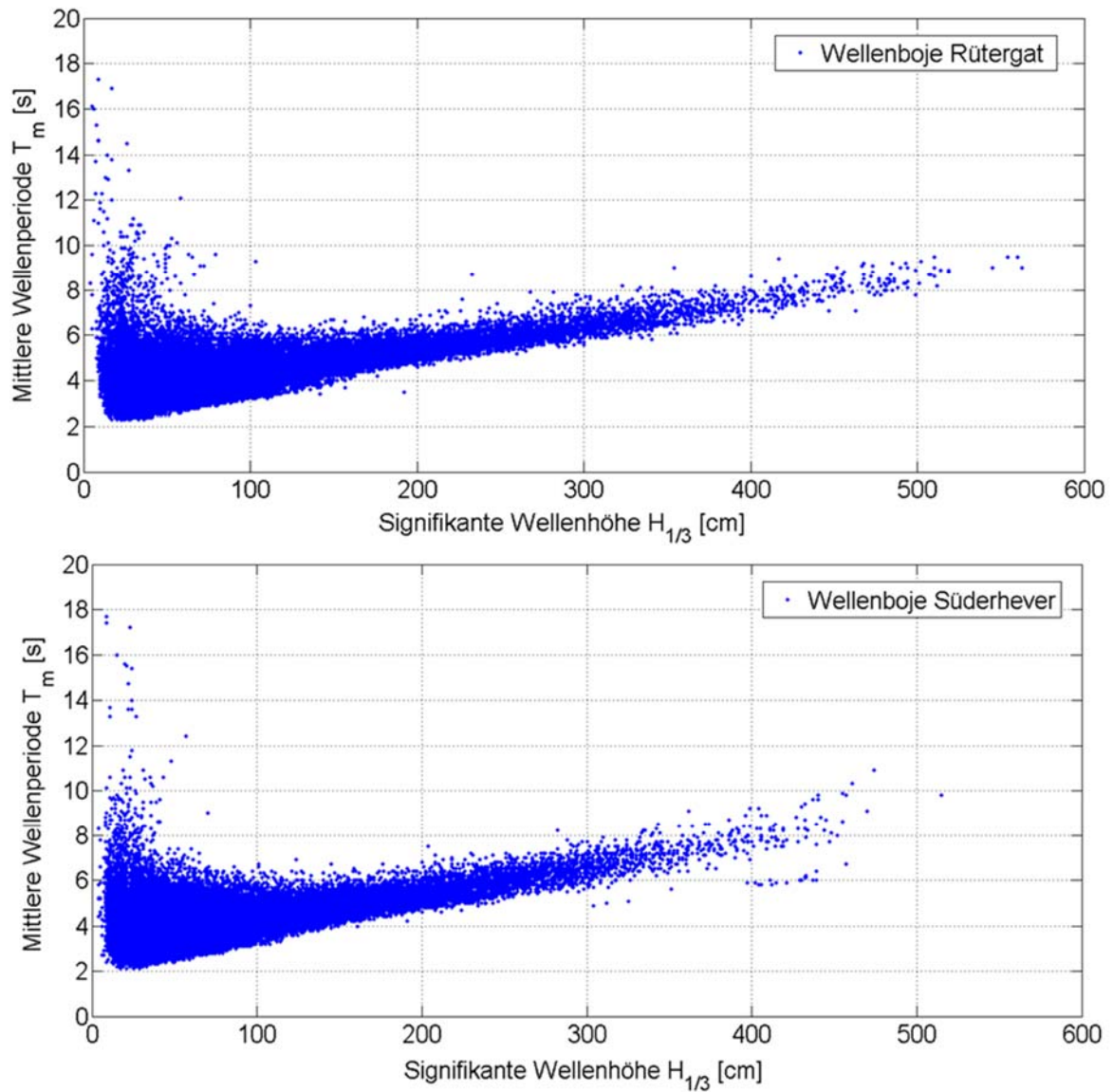


Abbildung 2.9: Verhältnis $H_{1/3}$ zu T_m (oben: Wellenboje Rütergat, unten: Wellenboje Süderhever)

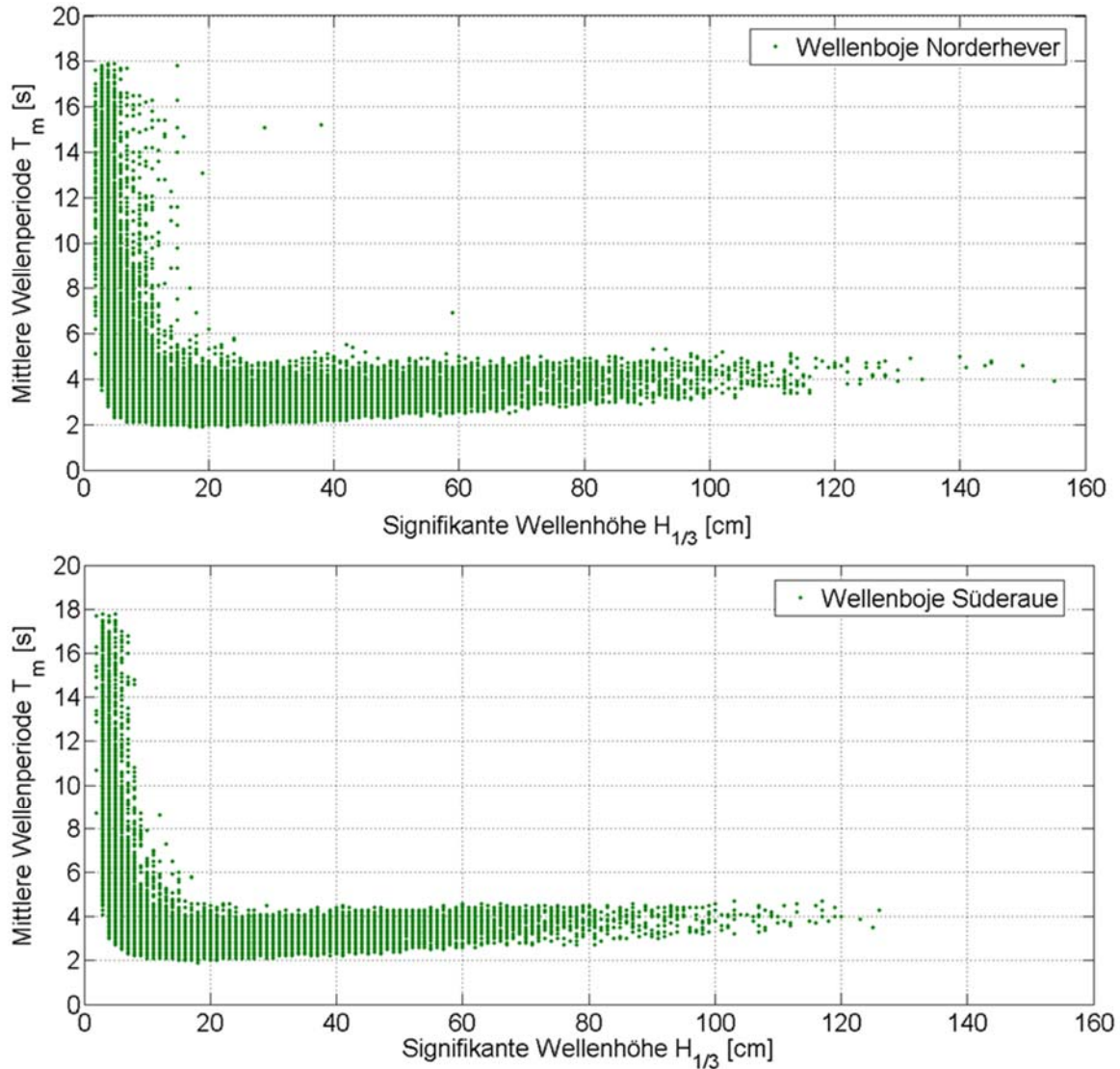


Abbildung 2.10: Verhältnis $H_{1/3}$ zu T_m (oben: Wellenboje Norderhever, unten: Wellenboje Süderau)

Mit dem Orkan Xaver vom 05. und 06.12.2013 liegen erstmalig Naturmessungen der Seegangsverhältnisse auf einer Hallig zum Zeitpunkt eines Landunters vor. Diese auf Nordstrandischmoor gewonnenen Daten werden zunächst dazu genutzt, um das numerische Seegangmodell für das südliche nordfriesische Wattenmeer zu kalibrieren. In Abbildung 2.11 sind die Positionen der Seegangsmessungen und Wasserstandspegel des LKN.SH während des Orkans Xaver dargestellt. Die Messstationen Rütergat, Norderhever, Süderhever und Süderau waren im Zeitraum des Sturmtiefs nicht bestückt, so dass für die weiteren Untersuchungen und die Bestimmung der Randbedingungen des numerischen Modells Daten der Seegangsstation Westerland verwendet werden müssen.

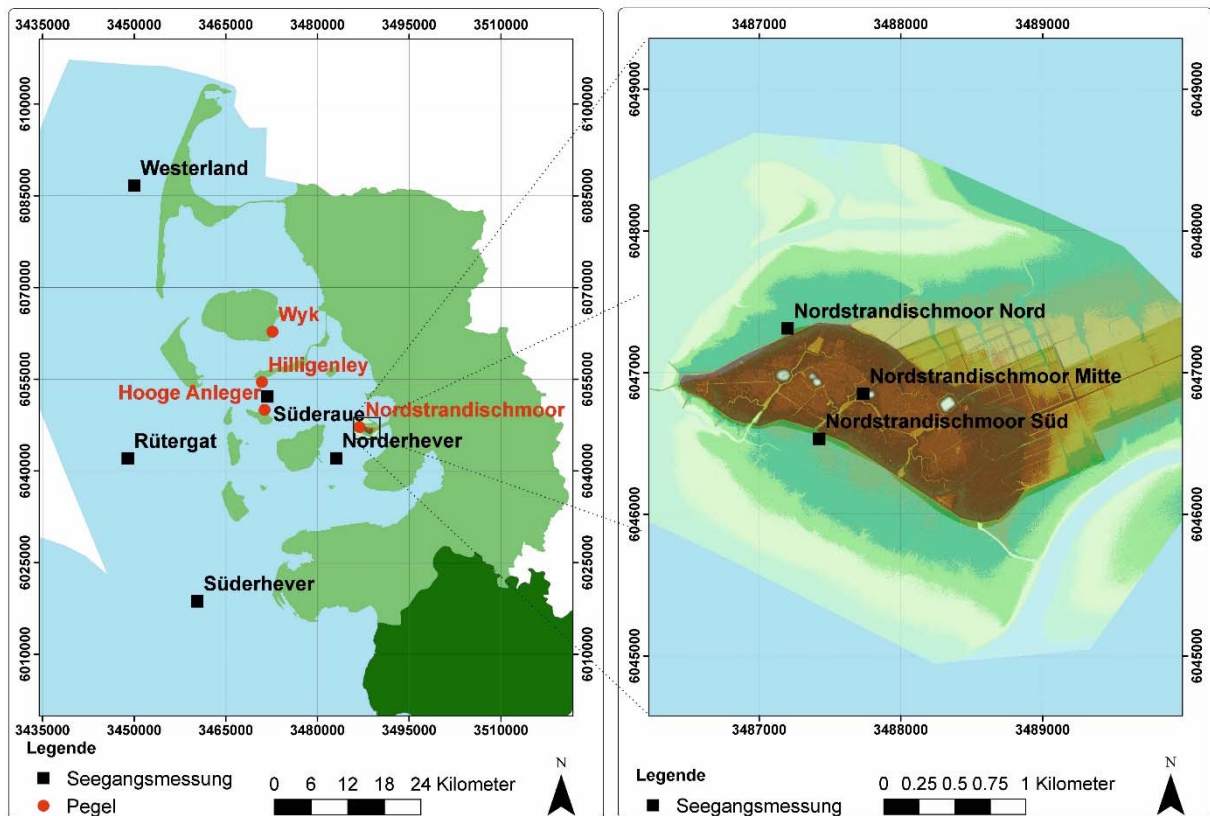


Abbildung 2.11: Positionen der Seegangsmessungen und Wasserstandspegel des LKN.SH während des Orkans Xaver am 05./06.12.2013

In Abbildung 2.12 sind die Wasserstände an den Pegeln Hooge Anleger, Hilligenley und Nordstrandischmoor während des Orkans Xaver dargestellt. Die höchsten Wasserstände wurden bei der zweiten Sturmflut in den frühen Morgenstunden des 06.12.2013 am Pegel Nordstrandischmoor mit $NHN + 4,46\text{ m}$ gemessen, womit ein Wasserstand von $2,87\text{ m}$ über dem MThw erreicht worden ist (vgl. Tabelle 2.4). Am Pegel Hooge Anleger und Langeneß-Hilligenley wurden zu dieser zweiten Sturmflut ebenfalls die maximalen Wasserstände mit jeweils $NHN + 3,99\text{ m}$ erreicht.

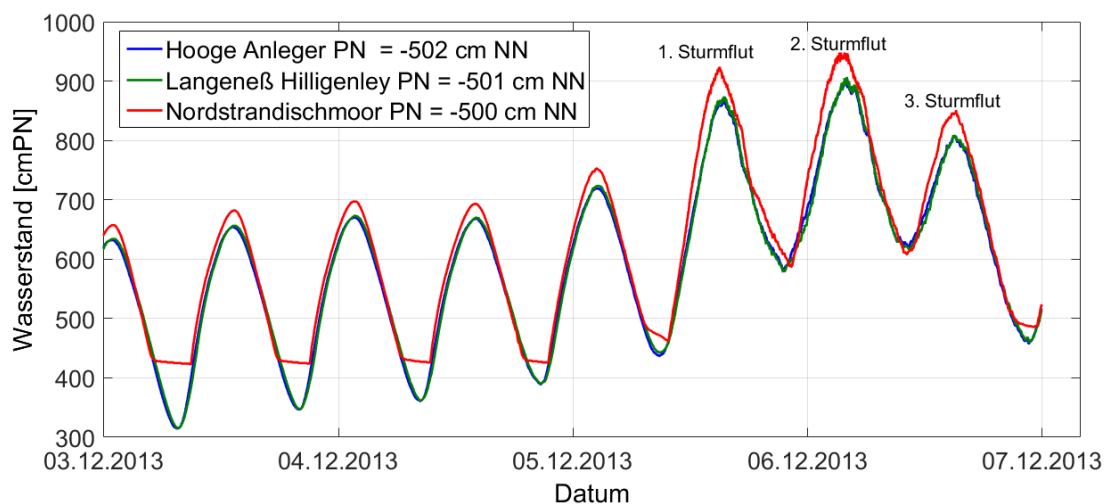


Abbildung 2.12: Wasserstände an den Pegeln Hooge Anleger, Hilligenley und Nordstrandischmoor im Zeitraum vom 03.12.2013 bis zum 07.12.2013 (Daten bereitgestellt vom LKN.SH)

Abbildung 2.13 zeigt die signifikanten Wellenhöhen an den Messpunkten Westerland, Nordstrandischmoor Nord, Nordstrandischmoor Mitte und Nordstrandischmoor Süd während des Orkans Xaver. Im Zeitraum der zweiten Sturmflut wurden an der Messstation Westerland signifikante Wellenhöhen von über 6 m gemessen. Die maximale signifikante Wellenhöhe wurde während des Landunters der zweiten Sturmflut auf Nordstrandischmoor ermittelt und beträgt 0,65 m.

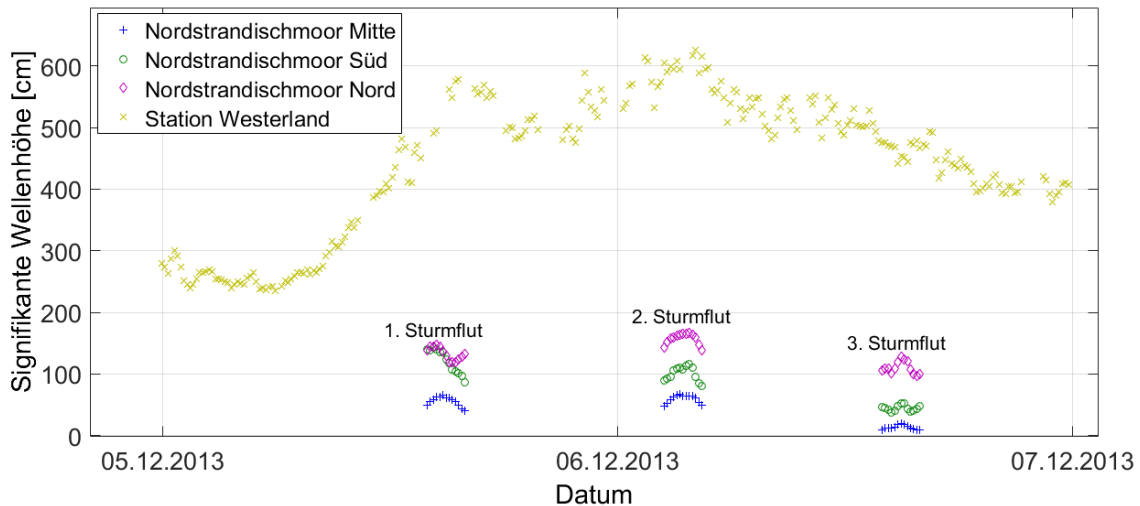


Abbildung 2.13: Signifikante Wellenhöhen an den Messpunkten Westerland, Nordstrandischmoor Nord, Nordstrandischmoor Mitte und Nordstrandischmoor Süd vom 05.12.2013 bis zum 07.12.2013 (Daten bereitgestellt vom LKN.SH)

In Abbildung 2.14 sind die mittleren energetischen Wellenperioden $T_{m-1,0}$ an den Messpunkten Westerland, Nordstrandischmoor Nord, Nordstrandischmoor Mitte und Nordstrandischmoor Süd während des Orkans Xaver dargestellt. An der Station Westerland werden während der Sturmfluten Werte zwischen 10 s und 12 s erreicht. Die mittleren Wellenperioden vor und auf der Hallig Nordstrandischmoor betragen ca. 3 s bis 6 s.

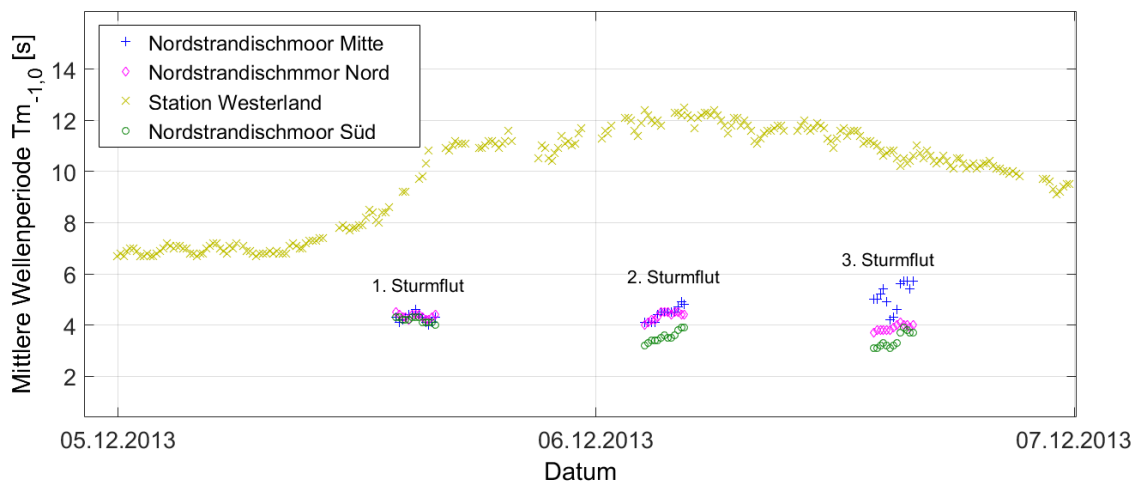


Abbildung 2.14: Wellenperiode $T_{m-1,0}$ an den Messpunkten Westerland, Nordstrandischmoor Nord, Nordstrandischmoor Mitte und Nordstrandischmoor Süd während des Orkans Xaver vom 04.12.2013 bis zum 06.12.2013 (Daten bereitgestellt vom LKN.SH)

2.3.3 Wasserstände

Der Wasserstand wird von kurzfristigen und langfristigen Faktoren beeinflusst. Die in Tabelle 2.2 aufgeführten Prozesse können den Meeresspiegel global und lokal beeinflussen. Ihre Wirkung begrenzt sich auf die angegebenen Zeitskalen (DANGENDORF, 2014). Im Bereich der nordfriesischen Halligen verursacht die Tidewelle einen Tidenhub von ca. 2-3 m (FÜHRBÖTER & JENSEN 1985; BOSBOOM & STIVE, 2011).

Tabelle 2.2: Prozesse, die den Meeresspiegel global und regional beeinflussen können und zugehörige Zeitskalen (nach DANGENDORF, 2014)

Prozess	Zeitskala
Tiden	Stunden bis Dekaden
Windeinwirkung	Stunden bis Dekaden
Ozeanzirkulation/Dichteänderungen	Monate bis Jahrhunderte
Terrestrische Wasserspeicher	Jahre bis Jahrhunderte
Vertikale Landbewegungen	Dekaden bis Jahrhunderte
Landeisschmelze	Dekaden bis Jahrhunderte

Mit dem Ende der Weichselvereisung vor ca. 10 000 Jahren begann der Meeresspiegel im Gebiet der Nordseeküste stark anzusteigen. Bedingt wurde dieser Anstieg vor allem durch Eustasie und im geringeren Maße auch durch isostatische Vorgänge im Küstengebiet der Nordsee. Wie der Meeresspiegelkurve in Abbildung 2.15 für das südliche Nordseeküstengebiet nach BEHRE (2003) zu entnehmen ist, lag der Meeresspiegel vor 9000 Jahren noch ca. 32 m unter dem heutigen Niveau. Im Zeitraum von 9000 BP bis 7000 BP stieg der Meeresspiegel mit einer mittleren Rate von 1,25 m/Jhdt. In den darauf folgenden Jahrtausenden flacht die Kurve allerdings ab und der mittlere Anstieg des Meeresspiegels sinkt auf Raten von 0,14 m/Jhdt. für den Zeitraum von 7000 BP bis 3000 BP beziehungsweise 0,11 m/Jhdt. für den Zeitraum von 3000 BP bis heute. Auffällig für diesen letzten Zeitraum ist auch der Wechsel von Transgressions- und Regressionsphasen.

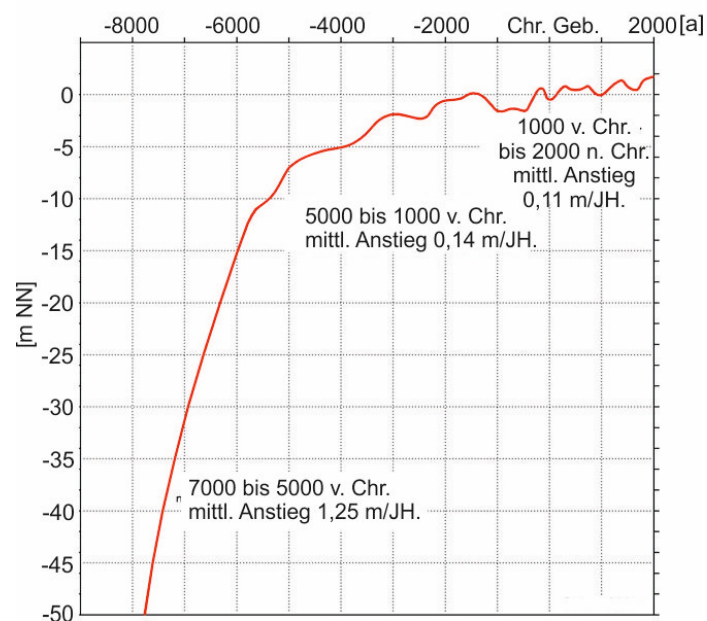


Abbildung 2.15: Meeresspiegelkurve für den Bereich der südlichen Nordseeküste (verändert nach BEHRE, 2008)

Der durchschnittliche globale Meeresspiegelanstieg zwischen den Jahren 1961 und 2003 betrug 1,8 mm/a. Für den Zeitraum von 1993 bis 2003 konnte hierbei eine erhöhte Anstiegsrate von

3,2 mm/a beobachtet werden (CHURCH ET AL., 2013). Aktuelle Untersuchungen gehen davon aus, dass diese Raten zukünftig noch ansteigen werden. CHURCH ET AL. (2013) rechnen bis zum Ende des 21. Jahrhunderts mit einer Erhöhung des mittleren Meeresspiegels von 0,26 m bis 0,98 m. Diese vom Intergovernmental Panel on Climate Change (IPCC) ermittelten Werte sind globale Durchschnittswerte und vor allem in Bezug auf das Abschmelzen der Eiskappen mit großen Unsicherheiten behaftet. Regionale Werte können sich durch die lokale Topographie, gravitationsbedingte Prozesse und Oberflächenwinde über dem Ozean signifikant von den globalen Prognosen unterscheiden (JENSEN ET AL., 2014). Innerhalb der Wattenmeerregion wird ein erhöhter Tidenhub bei geringeren mittleren Tideniedrigwasserständen (MTnw) in Kombination mit höheren mittleren Tidehochwasserständen erwartet. Dies verändert die Tidedynamik des Gebietes und verursacht eine Vergrößerung der Flut- und Ebbstromgeschwindigkeiten (JENSEN ET AL., 2014; CPSL, 2010). Die Prognose der Zunahme des Tidenhubs wird durch Beobachtungen an der deutschen Nordseeküste gestützt (JENSEN, 1984; FÜHRBÖTER & JENSEN, 1985). An sieben Pegeln wurde im Zeitraum von 1940 bis 2007 ein Anstieg des MThw um durchschnittlich 3,8 mm/a gemessen, während das MTnw sich im gleichen Zeitraum nur unwesentlich änderte. Der Tidenhub hat sich damit um ca. 15 % vergrößert (MELUR-SH, 2012). Untersuchungen zum lokalen Anstieg des mittleren Meeresspiegels nach WAHL ET AL. (2011) haben gezeigt, dass im Untersuchungsgebiet am Pegel Wyk für den Zeitraum von 1971 bis 2008 ein Anstieg des mittleren Meeresspiegels von 4,6 mm/a \pm 0,8 mm verzeichnet wurde. Aufgrund nicht-linearer Veränderungen einzelner Gezeitenkomponenten können zukünftige Extremwasserstände in der deutschen Bucht den derzeit prognostizierten Meeresspiegelanstieg noch um einige Dezimeter übertreffen (ARNS ET AL., 2015a). Zudem ist bei Extremwasserständen ein schnellerer Anstieg als beim mittleren Meeresspiegel zu beobachten (JENSEN ET AL., 1992; MUDERSBACH ET AL., 2013). Im Küstenschutz Schleswig-Holsteins wird der Anstieg des MThw in der Bemessung der Küstenschutzbauwerke pauschal für den zurückliegenden und prognostizierten Meeresspiegelanstieg in einem Sicherheitszuschlag von 0,5 m berücksichtigt. Dieser Wert entspricht dem Mittelwert des vom IPCC prognostizierten globalen Meeresspiegelanstiegs für den Zeitraum von 1990 bis 2100 (MELUR-SH, 2012).

Für die Wasserstände auf den Halligen Gröde und Hooge existieren seit 1976 beziehungsweise 1977 analoge Schreibpegel. Nordstrandischmoor verfügt seit 1982 über einen solchen Pegel. Die Qualität der Datensätze schwankt jedoch erheblich und teilweise fehlen ganze Datensätze dieser Pegel. In Tabelle 2.3 sind verschiedene Tidekennwerte für die Pegel Wittdün, Hörnum, Wyk und Hooge aufgeführt. So beträgt am Pegel Hooge die Höhe des MThw PN + 634 cm und die Höhe des MTnw PN + 351 cm. Dies entspricht einem Tidenhub von 2,84 m. Der mittlere Tidehalbwasserstand (MT1/2w) liegt bei PN + 493 cm und der höchste Tidehochwasserstand (HHThw) wurde bislang bei der Sturmflut am 17.02.1962 gemessen. Die damals gemessene Wasserstandshöhe betrug PN + 940 cm. Im Gegensatz dazu betrug das niedrigste Tideniedrigwasser (NNTnw) am Pegel Hooge PN + 165 cm und wurde am 31.01.1986 gemessen (LKN.SH, 2009).

Tabelle 2.3: Mittlere Tidekennwerte der Pegel im Untersuchungsgebiet (nach LKN.SH, 2009)

	Wittdün PNP = NN - 5,00 m	Hörnnum PNP = NN - 5,00 m	Wyk PNP = NN - 5,03 m	Hooge PNP = NN - 5,01 m
MThw	625 cm PN	600 cm PN	634 cm PN	634 cm PN
MTnw	362 cm PN	394 cm PN	351 cm PN	351 cm PN
MThb	263 cm	206 cm	283 cm	284 cm
MT1/2w	494 cm PN	497 cm PN	493 cm PN	493 cm PN
MT_F	6 Std 40 Min	6 Std 22 Min	5 Std 57 Min	5 Std 42 Min
MT_E	5 Std 45 min	6 Std 03 Min	6 Std 28 Min	6 Std 43 Min
MV_F	0,76 cm/min	0,57 cm/min	0,73 cm/min	0,70 cm/min
MV_S	0,66 cm/min	0,54 cm/min	0,79 cm/min	0,83 cm/min
HHThw	914 cm PN 17.02.1962	905 cm PN 21.11.1981	952 cm PN 24.11.1981	940 cm PN 17.02.1962
NNTnw	142 cm PN 15.03.1964	136 cm PN 15.03.1964	153 cm PN 31.12.1978	165 cm PN 31.01.1986
Datenumfang	01.12.1934 - 31.12.2005	01.11.1937 - 01.08.2007	01.11.1949 - 01.01.2007	01.12.1976 - 01.01.2007

Da im Untersuchungsgebiet nicht ausreichend Pegeldata zur Ermittlung von Extremwasserständen zur Verfügung stehen, müssen diese durch eine Regionalisierung ermittelt werden. Tabelle 2.4 zeigt die Werte des MThw für die zehn nordfriesischen Halligen basierend auf den Jahresreihen 2001 bis 2010 und regionalisierte Referenzwasserstände des IAWG für das Untersuchungsgebiet (WILLEMS, 2011). Aufgrund der großen Ausdehnung von Westen nach Osten sind für Langeneß zwei Werte für das MThw angegeben. Der Wert des MThw für Hooge liegt mit NHN + 1,36 m für die Jahresreihen 2001 bis 2010 zwei Zentimeter über dem Wert, der auf den Daten vom 01.12.1976 bis zum 01.01.2007 basiert (vgl. Tabelle 2.3). Die Werte des HW₂₀ bis HW₂₀₀ sind Referenzwasserstände für den aktuellen Zustand ohne Klimazuschlag. Diese dienen im weiteren Verlauf der Arbeit unter anderem als Eingangsrandbedingungen für die numerische Seegangmodellierung des nordfriesischen Wattenmeers (vgl. Kap 3.3). Das BHW₁₀₀ setzt sich aus dem HW₁₀₀ sowie einem Klimazuschlag von 0,5 m zusammen und wird in einem späteren Schritt zur Bemessung neuer Maßnahmen verwendet. Trotz der Bezeichnung als BHW₁₀₀ besitzt dieser Wasserstand eine wesentlich längere Wiederkehrzeit als 100 Jahre. Zusätzlich zu den in Tabelle 2.4 aufgeführten Bemessungswasserständen, die im Rahmen einer Regionalisierung von Sturmflutwasserständen an der West- und Ostküste Schleswig-Holsteins durch das IAWG ermittelt worden sind (WILLEMS, 2011), stehen ebenso regionalisierte Wasserstände vom Forschungsinstitut Wasser und Umwelt der Universität Siegen (fwu) zur Verfügung (JENSEN & ARNS, 2014; ARNS ET AL., 2015b). Die Differenzen zwischen den Werten des IAWG und des fwu sind in Abbildung 2.16 dargestellt. Es wird deutlich, dass die Wasserstände des IAWG mit bis zu 0,25 m beim HW₂₀ und 0,35 m beim HW₂₀₀ aufgrund unterschiedlicher Verfahren immer größer sind als die Wasserstände des fwu. Die Referenzwasserstände des IAWG wurden auf Grundlage einer vierparametrischen Kappa-Verteilung ermittelt. Das Konzept der Regionalisierung ist ursprünglich für den Einsatz in der Binnenhydrologie entwickelt worden und die Übertragung von bepegelten zu den unbepegelten Standorten erfolgt linear (WILLEMS, 2011). Neue Untersuchungen haben gezeigt, dass solch eine lineare Übertragung im Bereich komplexer Küstenlinien gewisse Ungenauigkeiten mit sich bringt. Der Einfluss der Reibung und die auftretenden Flachwassereffekte verursachen nicht-lineare dynamische Effekte, die eine angepasste Methodik erfordern. JENSEN & ARNS (2014) stellen eine alternative Methode zur Ermittlung von Extremwasserständen in unbepegelten Küstenabschnitten vor. Dabei wird auf Grundlage numerischer Simulationen und spezieller Korrekturverfahren eine für Küstenbereiche optimierte

Vorgehensweise entwickelt. Die extremwertstatistischen Analysen werden auf Basis der verallgemeinerten Pareto-Verteilung durchgeführt.

Tabelle 2.4: Werte des MThw für die Jahresreihen 2001 bis 2010 und regionalisierte Referenzwasserstände des IAWG für das Untersuchungsgebiet (bereitgestellt vom LKN.SH) in Bezug zu NHN und MThw

	MThw	HW ₂₀		HW ₅₀		HW ₁₀₀		HW ₂₀₀		BHW ₁₀₀	
	[m ü. NHN]	[m ü. NHN]	[m ü. MThw]	[m ü. NHN]	[m ü. MThw]	[m ü. NHN]	[m ü. MThw]	[m ü. NHN]	[m ü. MThw]	[m ü. NHN]	[m ü. MThw]
Langeneß Ost, Mitte	1.48	4.55	3.07	4.85	3.37	5.05	3.57	5.2	3.72	5.55	4.07
Langeneß West	1.38	4.4	3.02	4.65	3.27	4.85	3.47	5.1	3.72	5.35	3.97
Hooge	1.36	4.3	2.94	4.6	3.24	4.75	3.39	4.9	3.54	5.25	3.89
Oland	1.5	4.65	3.15	4.95	3.45	5.15	3.65	5.3	3.8	5.65	4.15
Gröde	1.59	4.7	3.11	5	3.41	5.2	3.61	5.4	3.81	5.7	4.11
Südfall	1.55	4.8	3.25	5.1	3.55	5.3	3.75	5.5	3.95	5.8	4.25
Nordstrandischmoor	1.6	4.85	3.25	5.2	3.6	5.4	3.8	5.6	4	5.9	4.3
Norderoog	1.35	4.3	2.95	4.6	3.25	4.75	3.4	4.9	3.55	5.25	3.9
Süderoog	1.41	4.45	3.04	4.75	3.34	4.8	3.39	4.9	3.49	5.3	3.89
Habel	1.61	4.75	3.14	5.05	3.44	5.3	3.69	5.4	3.79	5.8	4.19
Hamburger Hallig	1.64	4.85	3.21	5.15	3.51	5.35	3.71	5.55	3.91	5.85	4.21

Im Rahmen dieser Arbeit werden aus mehreren Gründen dennoch die Referenzwasserstände des IAWG verwendet. Zum einen gewährleistet dies den Vergleich zur restlichen schleswig-holsteinischen Westküste, an der ebenfalls die Wasserstände des IAWG maßgebend sind. Zum anderen stellen die höheren Referenzwasserstände eine zusätzliche Sicherheit bei der späteren Bemessung von Maßnahmen dar. Die Verwendung niedrigerer Referenzwasserstände müsste zudem den Halligbewohnern vermittelt werden und auf deren Akzeptanz treffen.

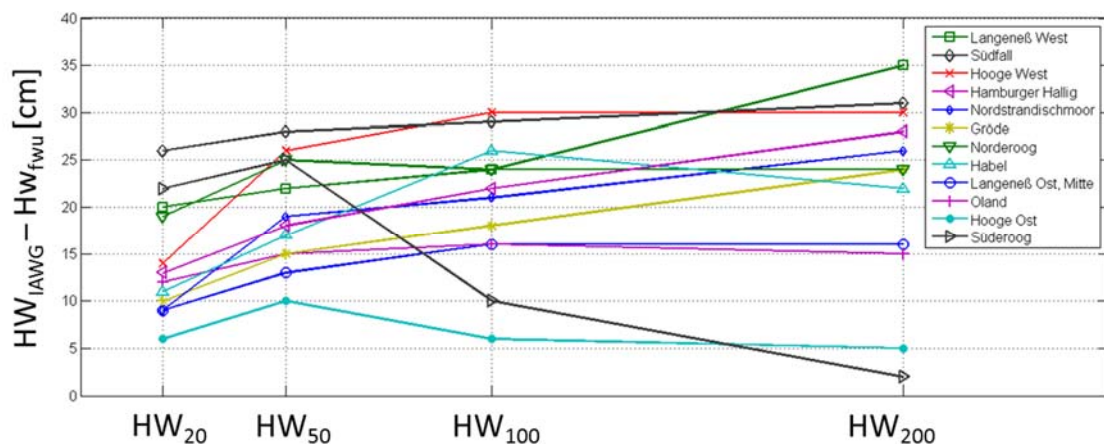


Abbildung 2.16: Vergleich der Werte des IAWG und des f_{wu} für das HW_{20} , HW_{50} , HW_{100} und HW_{200}

DIBBERN & MÜLLER-NAVARRA (2009) haben aus den Daten der Binnenpegel Gröde, Hooge und Nordstrandischmoor die Höhenwerte für eine beginnende sowie eine vollständige Überflutung der Halligen ermittelt. Die entsprechenden Werte sind der Tabelle 2.5 zu entnehmen. Dabei wurde der Höhenwert für die beginnende Überflutung mit den Halligbewohnern abgestimmt und darf lediglich als Anhaltspunkt interpretiert werden, da der Beginn einer Überflutung der Hallig zusätzlich stark von der Angriffsrichtung des Windes sowie dem damit verbundenen Seegang abhängt. Die unterschiedlichen Werte für die beginnende Überflutung sind zum einen durch Unterschiede der jeweiligen topographischen Verhältnisse zu begründen, zum anderen durch den auf Hallig Hooge vorhandenen

höheren Regionaldeich. Dieser weist im Osten der Hallig eine Höhe von 1,20 m und im Westen der Hallig eine Höhe von 1,80 m über dem bei NHN + 1,36 m liegenden MThw auf.

Tabelle 2.5: Höhen der beginnenden und vollständigen Überflutung auf ausgewählten Halligen nach DIBBERN & MÜLLER-NAVARRA (2009)

Hallig	Beginnende Überflutung bei [m über NHN]	Vollständige Überflutung bei [m über NHN]
Gröde	2,10	2,20
Hooge	2,50	2,70
Nordstrandischmoor	2,00	2,20

2.3.4 Morphodynamik

Abbildung 2.17 zeigt das Untersuchungsgebiet des südlichen nordfriesischen Wattenmeeres mit den nordfriesischen Inseln und Halligen sowie typischen geomorphologischen Elementen wie den Außensänden, Prielen, Seegatts und Barren (EHLERS, 1988). Die Karte ist 20-fach überhöht dargestellt und setzt sich aus Wattgrundkarten, Seekarten, dem DGM1 und dem DGM25 zusammen.

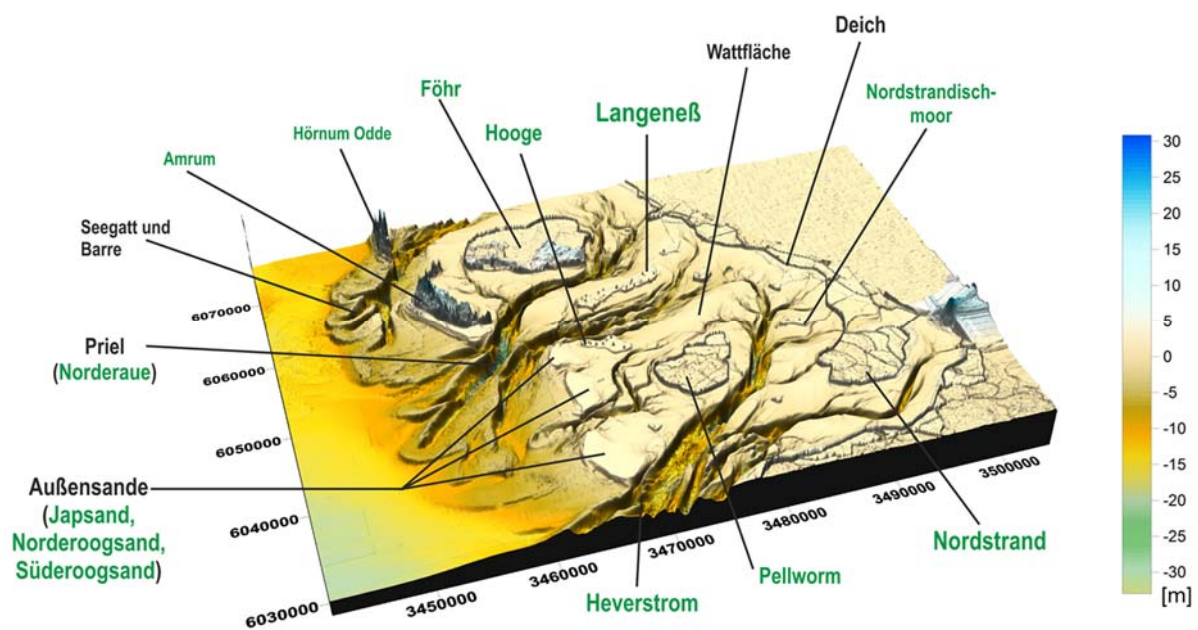


Abbildung 2.17: Überhöhte Darstellung der Bathymetrie und Topographie des nordfriesischen Wattenmeeres (Verschnitt aus Wattgrundkarten, Seekarten, DGM1 und DGM25); Ortsbezeichnungen sind grün beschriftet und geomorphologische Elemente schwarz.

Die Morphodynamik im Küstenbereich ist sehr komplex und wird von vielen unterschiedlichen Faktoren bestimmt. Aufgrund des Klimawandels und den sich dadurch verändernden hydrologischen Randbedingungen (vgl. Kapitel 2.3.3) müssen sich die Halligen kontinuierlich an neue Verhältnisse anpassen. Da die Halligen dem Supralitoral zuzuordnen sind, ist das vertikale Wachstum durch Sedimentakkumulation bei Extremereignissen wie Sturmfluten abhängig. Bei der Sedimentation auf den Halligflächen spielen vor allem Parameter wie die Überflutungshäufigkeit und -höhe sowie die Sedimentkonzentration im Überflutungswasser eine maßgebliche Rolle. KIRWAN ET AL. (2010) zeigen, dass eine Verringerung der Höhe von Marschflächen abhängig von der Konzentration der im Wasser

enthaltenen Schwebstoffe ist. Bei einem Meeresspiegelanstieg von ca. 10 mm/a und einem Tidenhub von weniger als einem Meter wird die Höhe einer Marsch bei einem Schwebstoffgehalt von weniger als 20 mg/l abnehmen. Um die Marsch zu erhalten, wird jedoch ein Schwebstoffgehalt von mindestens 70 mg/l benötigt. SCHUERCH ET AL. (2012) gehen hingegen von einer Abhängigkeit der Sedimentation von den vorherrschenden Windbedingungen aus. Der Höhenzuwachs einer Marsch ist in einem kleineren, lokalen Maßstab eher von windinduzierten Meeresspiegelschwankungen abhängig. Im Zuge des Klimawandels wird es zunehmend mehr Stürme in der Region des Wattenmeers geben (BENISTON ET AL., 2007; VON STORCH ET AL., 2009). Die Untersuchungen zeigen, dass die Ablagerungsrate in sehr stürmischen Jahren im Vergleich zu deren mittleren Wachstumsrate um ein fünffaches höher liegen kann. SCHUERCH ET AL. (2012) definieren außerdem einen Grenzwert für eine Überflutungshöhe von 0,18 m. Unterhalb dieses Grenzwertes ist die Intensität eines Sturmereignisses der Haupteinflussfaktor für die Ablagerung von Sedimenten auf der Marsch. Oberhalb des Grenzwertes ist die Frequenz der Sturmereignisse entscheidend für die Sedimentablagerung. Als ein weiterer Einflussfaktor auf die Ablagerung von Sedimenten gilt die Vegetation der Landoberflächen. D'ALPAOS ET AL. (2007) beschreiben deutlich unterschiedliche Ablagerungsmuster bei der Sedimentation auf einer bewachsenen und einer nicht bewachsenen Marsch. Unbewachsene oder nur mit Schlickgras bewachsene Oberflächen weisen eine geringere Sedimentationsrate auf als Oberflächen mit heterogener Vegetation. Es kann bei konstantem Meeresspiegelanstieg je nach Wachstumsrate der Vegetation und dem Angebot an Sedimenten ein Gleichgewichtszustand für die Höhe der Landmassen erreicht werden (D'ALPAOS ET AL., 2007). Führt der Meeresspiegelanstieg jedoch zu einer Reduktion der Vegetation, ist durch den Verlust der Stabilität mit einem irreversiblen Abbau der Marschflächen besonders in Gebieten mit Gezeiteneinfluss zu rechnen (KIRWAN ET AL., 2010).

Um quantitative Aussagen über das aktuelle natürliche Anpassungsvermögen der regelmäßig überfluteten Bereiche zu treffen, hat das Geowissenschaftliche Zentrum der Georg-August-Universität Göttingen (GZG) innerhalb der Forschungsprojekte „SAHALL II“ und „ZukunftHallig“ die Sedimentakkumulation sowie deren räumliche Variabilität auf den drei Halligen Langeneß, Hooge und Nordstrandischmoor untersucht (DEICKE ET AL., 2009; KARIUS ET AL., 2014). Die Verteilungsmuster der Sedimente auf den Halligen weisen zum Teil Unterschiede auf. Generell ist eine Reduzierung der Sedimentationsraten mit größer werdender Entfernung von der Uferlinie und den Binnenpielen zu beobachten (KARIUS ET AL., 2014). Neben den räumlichen Unterschieden auf den einzelnen Halligen lässt sich auch eine große zeitliche Variabilität der Sedimentationsraten feststellen. So sind die Wachstumsraten der kleinflächigen Hallig Nordstrandischmoor mit bis zu 4,4 mm/a deutlich höher als auf den beiden großen Halligen Langeneß und Hooge (vgl. Abbildung 2.18). Die jährlichen Überflutungshäufigkeiten der einzelnen Halligen unterscheiden sich deutlich, wodurch auch die jeweiligen Aufwachsraten beeinflusst werden. Generell besteht ein Zusammenhang zwischen der Überflutungshäufigkeit und der Sedimentdeposition. Auffällig ist, dass Langeneß trotz der häufiger stattfindenden Landunter-Ereignisse stets geringere Aufwachsraten als Hooge aufweist (vgl. Abbildung 2.18). Der Regionaldeich auf Langeneß liegt mit 0,98 m ü. MThw niedriger als der auf Hooge (1,54 m ü. MThw). Somit ist es möglich, dass weniger hoch auflaufende Sturmfluten nur geringe Sedimentmengen mit sich bringen. Die Hauptsedimentmenge stammt aus Sturmfluten, die sowohl Langeneß als auch Hooge überfluten (KARIUS ET AL., 2014).

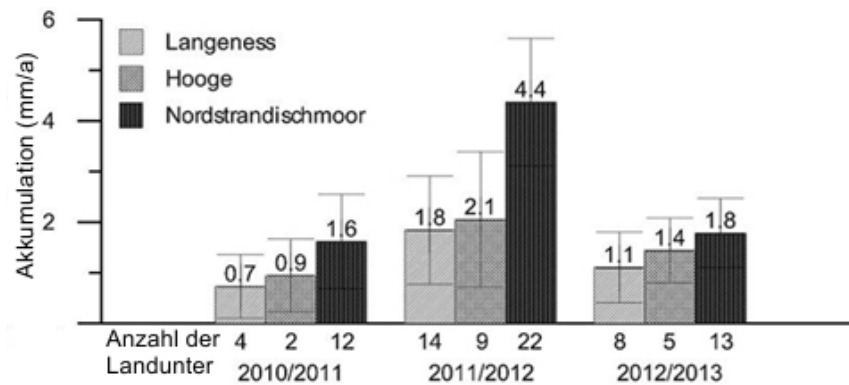


Abbildung 2.18: Mittlere Aufwachsrate der drei untersuchten Halligen Langeneß, Hooge und Nordstrandischmoor für die drei Beobachtungszeiträume verglichen mit den Überflutungszahlen (KARIUS ET AL., 2014)

In Abbildung 2.19 sind Karten der Sedimentverteilungen auf den drei Halligen Hooge, Nordstrandischmoor und Langeneß dargestellt. Die Verteilungen der Sedimente weisen deutliche Unterschiede auf. Im Allgemeinen zeigt sich besonders für Hooge und Langeneß eine Verringerung der Sedimentationsraten mit steigender Entfernung vom Ufer und den Binnenprieln.

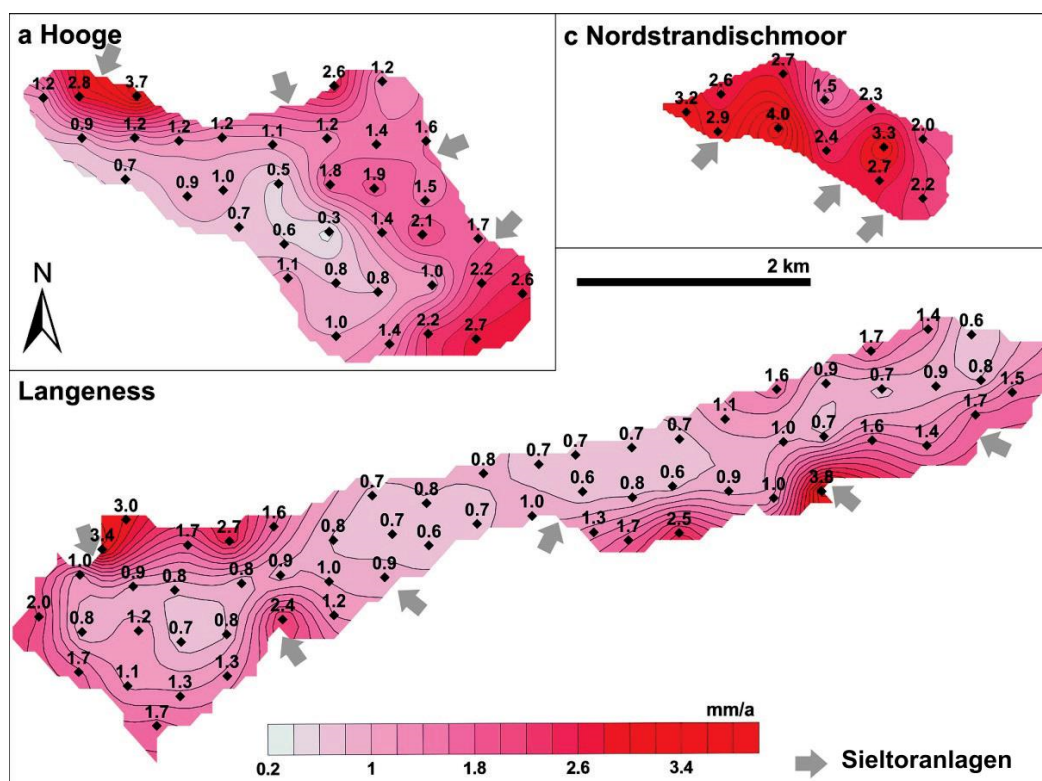


Abbildung 2.19: Karten der vom GZG ermittelten Verteilung der Sedimentaufwachsrate in mm/a auf den untersuchten Halligen Langeneß, Hooge und Nordstrandischmoor. Es sind die Mittelwerte der Sedimentfallenuntersuchung aus drei Jahren dargestellt (KARIUS ET AL., 2014).

Auf Hallig Hooge lagern sich die Sedimente bevorzugt im Bereich der Sieltoranlagen und unmittelbar hinter der Uferlinie ab. Insgesamt bewegen sich die Aufwachsrate auf Hooge zwischen 0,5 mm/a und 3,7 mm/a. Wie auf Hooge befinden sich auf Langeneß die größten Akkumulationsraten in Ufernähe im westlichen und östlichen Teil der Hallig. Die jährlichen Aufwachsrate nehmen jedoch mit

zunehmender Entfernung vom Ufer ab. Im nur 600 m breiten mittleren Bereich der Hallig liegen Aufwachsraten von weniger als 1 mm/a vor. Für beide Halligen zeigt sich demnach, dass die Sedimente bevorzugt binnenseitig hinter den Deckwerkstrukturen akkumulieren. Hier sind die ufernahen Bereiche entgegen den zentralen Arealen deutlich überhöht (KARIUS ET AL., 2014). Im Vergleich zu Hooge und Langeneß liegt auf Nordstrandischmoor eine relativ gleichmäßige Verteilung der Sedimente vor. Das Deckwerk befindet sich lediglich 0,7 m über dem MThw und die Hallig wird von zahlreichen kleinen Überflutungen mit Sediment versorgt. Die Sedimentdeposition auf Hooge und Langeneß hingegen wird maßgeblich von der Anzahl auftretender Überflutungen gesteuert. Die Wasserstände müssen dafür die Höhe der Regionaldeiche überschreiten (KARIUS ET AL., 2014). Dies kann als Beweis herangezogen werden, dass die Akkumulation der Sedimente auf den beiden größten Halligen vor allem von der Anzahl der Überflutungen abhängig ist. So werden Hooge und Langeneß nur bei hohen Wasserständen mit Sedimenten versorgt. Der mit dem Regionaldeich einhergehende Bau der Sieltoranlagen hat den Sedimenttransport in die zentralen Bereiche der Halligen verhindert, indem die Binnenpriele vom Tidegeschehen entkoppelt wurden (KARIUS ET AL., 2014).

Die Ergebnisse aller im Rahmen der Forschungsprojekte untersuchten Daten zur Sedimentdeposition zeigen, dass die Akkumulationsraten auf den Halligen derzeit im Ungleichgewicht mit dem aktuellen Anstieg des Meeresspiegels liegen. Die mittleren Aufwachsraten für die drei untersuchten Jahre liegen für Hooge bei $1,5 \pm 0,9$ mm/a, für Langeneß bei $1,2 \pm 0,8$ mm/a und für Nordstrandischmoor bei $2,6 \pm 0,9$ mm/a. Im Vergleich zum Anstieg des mittleren Meeresspiegels, der sich im Bereich von $4,6 \pm 0,8$ mm/a (1971 - 2008) befindet, sind die Aufwachsraten somit deutlich geringer (SCHINDLER ET AL., 2014; WAHL ET AL., 2011). Aus diesem Grund sind Maßnahmen zu treffen, um das Halligwachstum mit dem Anstieg des Meeresspiegels ins Gleichgewicht zu bringen.

Insgesamt zeigt sich, dass die Akkumulationsraten auf Nordstrandischmoor deutlich über denen von Hooge und Langeneß liegen. Die räumliche Verteilung der Sedimente lässt den Schluss zu, dass nur wenige Feststoffe in die zentralen Bereiche der Halligen transportiert werden. Ursächlich für die Unterschiede in den Aufwachsraten und dem Verteilungsmuster der Sedimente auf den einzelnen Halligen sind wasserbaulichen Maßnahmen. Der Bau des Regionaldeiches hat auf Langeneß und Hooge zu einer Verringerung der Anzahl der Überflutungen geführt. Nordstrandischmoor profitiert jedoch von vielen einzelnen Landunter-Ereignissen, die auf Hooge durch den Regionaldeich zurückgehalten werden. Aus den Ergebnissen geht hervor, dass die Aufwachsraten aller drei Halligen nicht ausreichen, um einen Anstieg des mittleren Meeresspiegels von 0,5 mm/a auszugleichen. Weite Teile beider Halligen sind mittlerweile so niedrig gelegen, dass sie ohne Uferschutzbauwerke bereits beim MThw unter Wasser stehen würden (MELUR-SH, 2014). Um diesem Phänomen entgegen zu wirken, müssen geeignete Maßnahmen zur Verbesserung der Sedimentakkumulation erarbeitet und untersucht werden. Mögliche Maßnahmen können in einem Öffnen der Sieltore während eines Landunters bestehen, sodass alte Binnenpriele wieder aktiviert werden würden. Auch eine Verringerung der Regionaldeichhöhen oder Halligraustreifen sind potentielle Möglichkeiten, die im weiteren Verlauf dieser Arbeit genauer untersucht werden sollen.

2.3.5 Sturmfluten

Sturmfluten im nordfriesischen Wattenmeer werden von unterschiedlichen Faktoren beeinflusst. Neben den astronomisch bedingten Gezeiten sind es vor allem die meteorologischen Größen der

Windrichtung und Windgeschwindigkeit, die im nordfriesischen Wattenmeer die Stärke von Sturmfluten entscheidend bestimmen (JENSEN, 1985). Der durch die Druckdifferenz erzeugte Wind sorgt während eines Orkans für Windstau an den Küsten. Dieser tritt je nach Windrichtung regional unterschiedlich stark auf. Entscheidend für den Windstau, aber auch für den vom Wind erzeugten Seegang, ist neben der Wassertiefe die Wirklänge des Windes (fetch) (EAK, 2007). Dieser ist bei Winden aus nordwestlichen Richtungen am größten, da der Wind in diesen Fällen vom Nordpolarmeer bis in die Nordsee einen Impulseintrag in den Wasserkörper leisten kann. Die meteorologischen Effekte werden durch die Eigenschaften des verursachenden Tiefdruckgebietes beeinflusst (JENSEN, 1985; WOTH ET AL., 2006). Dazu zählen zum einen die Druckdifferenzen zum anderen aber auch die Zugbahnen der jeweiligen Orkantiefs (PETERSEN & ROHDE, 1991). Abbildung 2.20 zeigt die Zugbahnen einiger schwerer Nordsee-Orkantiefs seit dem Jahr 1894. Die unterschiedlichen Bahnen werden insgesamt in drei unterschiedliche Gruppen eingeteilt:

- Jütland-Typ (rote Pfeile)
- Skandinavien-Typ (blaue Pfeile)
- Skagerrak-Typ (gelbe Pfeile)

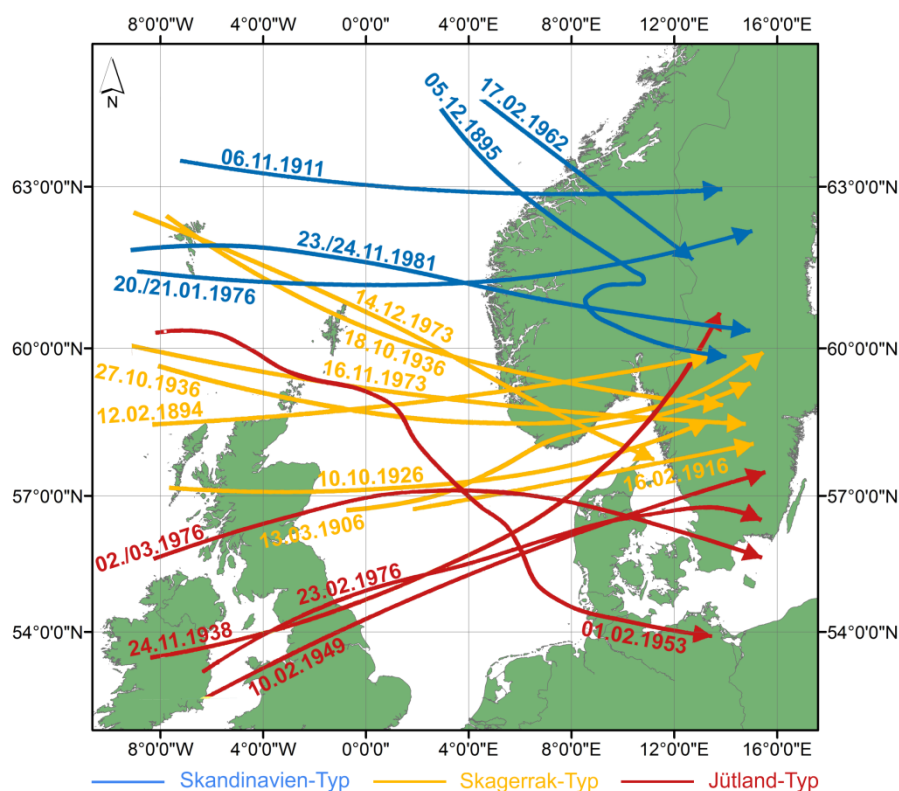


Abbildung 2.20: Zugbahnen einiger Orkantiefs (nach PETERSEN & ROHDE, 1991)

Bei den Orkantiefs des Jütland-Typs (rote Pfeile) handelt es sich um meist sehr schnell ziehende Tiefdruckgebiete, die Jütland zwischen dem 55. und 57. Breitengrad überqueren und nur von relativ geringer Dauer sind. Sie können beim Zusammenfallen mit dem MThw oder dem Springtidehochwasser (SpThw) sehr hohe Windstauwerte an der schleswig-holsteinischen Nordseeküste verursachen. Die in Abbildung 2.20 dargestellten Zugbahnen der Sturmtiefs vom 24. November 1938, 10. Februar 1949, 23./24. Februar 1967 und 3. Januar 1976 gehören diesem Jütland-Typ an. Die zugehörigen Windstaukurven sind aufgrund der kurzen Dauer dieses Sturmtyps

sehr hoch und steil und von geringer Fülle. So erzeugte die Sturmflut vom 10. Februar 1949 mit 5,70 m in Husum den höchsten bisher an der Westküste gemessenen Windstau. Da dieses Maximum der Windstaukurve jedoch wegen seiner kurzen zeitlichen Dauer nur mit dem Tideniedrigwasser zusammenfiel, war die Höhe des Sturmflutscheitels nicht von besonderem Ausmaß. Die Tiefdruckgebiete des *Skandinavien-Typs* (blaue Pfeile) überqueren Skandinavien zwischen dem 60. und 65. Breitengrad. Die Windgeschwindigkeiten sind dabei meist geringer als bei Orkanen des Jütland-Typs. Allerdings setzen sich diese Tiefdruckgebiete häufig lokal fest und sorgen für lang anhaltenden Windstau, der so auch immer mit einem oder mehreren Tidehochwassern zusammenfällt. Die Sturmfluten vom 5. bis 8. Dezember 1895, 5./6. November 1911, 16./17. Februar 1962 und vom 20. bis 22. Januar 1976 zählen zu diesem Skandinavien-Typ. Beim *Skagerrak-Typ* (gelbe Pfeile) überqueren die Orkantiefs den 8. Längengrad zwischen 57° und 60° nördlicher Breite. Ihre Windstaukurven sind höher als die des Jütland-Typs, erreichen jedoch nicht eine solche Fülle wie jene des Skandinavien-Typs. Betroffen ist von diesen Zugbahnen meistens die gesamte deutsche Nordseeküste. Die Sturmfluten am 12. Februar 1894, 13. März 1906, 13. Januar 1916, 16. Februar 1916, 10. Oktober 1926, 18./27. Oktober 1936 und am 16. November 1973 sind dem Skagerrak-Typ zuzuordnen, der generell für die meisten schweren und sehr schweren Sturmfluten der letzten 100 Jahre verantwortlich ist. Die Sturmflut vom 01.02.1953 beginnt zunächst als Skagerrak-Typ und verändert seine Zugbahn dann in südlichere Richtungen. Daher wird sie an dieser Stelle dem Jütland-Typen zugeordnet (PETERSEN & ROHDE, 1991). Zu den meteorologischen Einflüssen kommen die astronomischen Einflüsse der Gezeiten, der Einfluss von Fernwellen sowie der Oberwasserzufluss in den Bereichen der Tideästuare (EAK, 2007). Treffen die meteorologisch verursachten Bedingungen des Windstaus gleichzeitig mit besonderen Gezeitenverhältnissen wie einer Springflut ein, kann es zu besonders hohen Wasserständen entlang der Küste kommen (JENSEN, 1985; PETERSEN & ROHDE, 1991; WOTH ET AL., 2006). Darüber hinaus können Fernwellen einen erheblichen Einfluss auf den Wasserstand einer Sturmflut ausüben. Nach GÖNNERT (2003) kann die Fernwellenhöhe in Cuxhaven beispielsweise bis zu 1,09 m betragen. Die Fernwellenhöhe beinhaltet hierbei den Reststau außerhalb des direkten Windeinflusses. Die Entstehung von Fernwellen ist nicht restlos geklärt und wird auf meteorologische Effekte im Atlantik zurückgeführt (GÖNNERT, 2003). Die so entstehenden unterschiedlich hohen Wasserstände während eines Sturmflutereignisses werden nach dem BUNDESAMT FÜR SEESCHIFFFAHRT (2016) folgendermaßen klassifiziert (vgl. Tabelle 2.6).

Tabelle 2.6: Einteilung von Sturmfluten nach dem BUNDESAMT FÜR SEESCHIFFFAHRT (2016) an der schleswig-holsteinischen Nordseeküste

	Wasserstand in m über mittlerem Tidehochwasser (MThw)
Sturmflut	1,5 m bis 2,5 m
Schwere Sturmflut	2,5 m bis 3,5 m
Sehr schwere Sturmflut	3,5 m und höher

Neben dieser Einteilung von Sturmfluten mit Hilfe des Wasserstands in m über dem MThw können Sturmflutwasserständen jährliche Wiederkehrintervalle zugeordnet werden (JENSEN, 1985). Die Wahrscheinlichkeit P , dass ein Sturmflutwasserstand mit einem Wiederkehrintervall von T_W Jahren in einem Zeitraum von n_a Jahren überschritten wird, lässt sich mit Hilfe der folgenden Formel berechnen:

$$P = 1 - \left(1 - \frac{1}{T_W}\right)^{n_a} \quad (2.1)$$

Die Wahrscheinlichkeit für das Auftreten einer Sturmflut mit einem 100-jährlichen Wasserstand (HW_{100}) innerhalb von 100 Jahren beträgt demnach 63% (vgl. Tabelle 2.4). JENSEN (1985) stellt seit den 1950er-Jahren eine Erhöhung der Sturmflutwahrscheinlichkeiten für den nördlichen Teil der Deutschen Bucht fest, die vermutlich auf eine Verlagerung der Zugbahnen der Orkantiefs zurückzuführen ist. Neben den Auswirkungen der hydrologischen und meteorologischen Verhältnisse besitzen zudem bauliche Maßnahmen Einfluss auf das Sturmflutverhalten (SIEFERT, 1982). Nach dem derzeitigen Kenntnisstand ist davon auszugehen, dass die heute existierenden Küstenschutzmaßnahmen bis zum Jahr 2030 ausreichenden Schutz bieten (VON STORCH ET AL., 2009). Die weitere Entwicklung ist hauptsächlich davon abhängig, in wie fern sich der lokale Meeresspiegelanstieg und die Windverhältnisse in der deutschen Bucht verändern. BEFORT ET AL. (2015) beschränken sich bei den Einflussparametern auf die Höhe der Windgeschwindigkeit und die Richtung des Windes. Andere Annahmen berücksichtigen zusätzlich zu der Veränderung des Windklimas im Zuge des Klimawandels den mittleren Meeresspiegelanstieg bis zum Ende des 21. Jahrhunderts (VON STORCH ET AL., 2009). Des Weiteren wird auch auf eine Beeinflussung der Sturmflutwasserstände durch die Gezeiten und die Veränderung der Bathymetrie hingewiesen (JENSEN, 1985; VON STORCH ET AL., 2009; ARNS ET AL., 2015b). Der Einfluss der Gezeiten wird teilweise dreimal höher eingeschätzt als der Einfluss von meteorologischen Faktoren. Die Gesamtanzahl der Sturmfluten wird bis zum Jahr 2100 im Vergleich zum 20. Jahrhundert um bis zu 12,4 % zunehmen. BEFORT ET AL. (2015) unterscheiden zwischen vier Sturmflutkategorien, welche durch verschiedene effektive Windgeschwindigkeiten gekennzeichnet sind. Innerhalb der unterschiedlichen Sturmflutkategorien werden allerdings starke Unterschiede erwartet. Für die Kategorie 1 (9,8 m/s – 12 m/s) steigt die Anzahl der Ereignisse um 8,86 %. Für Kategorie 2 (12 m/s – 18 m/s) liegt die Zunahme bei 16,71 %, für Kategorie 3 (18 m/s – 21 m/s) bei -7,62 % und bei Kategorie 4 (> 21 m/s) bei 45,45 % (BEFORT ET AL., 2015). Zum Teil wird auch eine Verschiebung der Extremereignisse innerhalb eines Jahresverlaufs hin zu den Sommermonaten prognostiziert (MEINKE, 2009). Für die Prognose der Sturmflutwasserstände in der Deutschen Bucht gehen VON STORCH ET AL. (2009) von einer mittleren Zunahme bis 2030 von 0,1 m bis 0,2 m und bis 2100 von bis zu 0,3 m aus. Dabei wird von einer eindeutigen Korrelation zwischen mittlerem Meeresspiegelanstieg in dieser Region und dem Anstieg der Sturmflutwasserstände ausgegangen. Die Veränderung des Meeresspiegels und die Verstärkung der Stürme in der Nordsee können dort zusammen zu einem Anstieg der Sturmflutwasserstände zwischen 0,3 m bis 1,1 m bis Ende dieses Jahrhunderts führen. ARNS ET AL. (2015b) gehen davon aus, dass bei einem Meeresspiegelanstieg von 0,54 m die Extremwasserstände in der deutschen Bucht zusätzlich um bis zu 0,1 m erhöht werden.

2.4 Zusammenfassung und Zwischenfazit

Die Beschreibung des Naturraumes und der vorherrschenden und prognostizierten hydrologischen und meteorologischen Randbedingungen machen deutlich, dass in Zeiten einer Zunahme extremer Wasserstände und eines beschleunigten Anstiegs des Meeresspiegels dringender Handlungsbedarf zum Erhalt der nordfriesischen Halligen besteht. Die Gegenüberstellung von prognostizierten Raten des Meeresspiegelanstiegs und beobachteten Aufwachsrate der Halligmarschen zeigen ein deutliches Ungleichgewicht zwischen diesen beiden Größen und lassen vermuten, dass ohne die Anwendung geeigneter Maßnahmen das vertikale Marschwachstum den beschleunigten Meeresspiegelanstieg zukünftig nicht kompensieren kann.

Zur Bearbeitung der in Kapitel 1.3 aufgestellten Forschungsfragen werden verschiedene hydrodynamische Berechnungsgrößen benötigt. Diese Bemessungsgrundlagen werden unter Zuhilfenahme eines eigens aufgebauten numerischen Modells ermittelt. Im folgenden Kapitel 3 wird zunächst der Aufbau dieses numerischen Modells beschrieben.

3 Grundlagen und Aufbau der numerischen Modelle

3.1 Einführung und Grundlagen

Da eine flächenhafte Bestimmung hydrodynamischer Daten im Untersuchungsgebiet nicht möglich ist, werden im Rahmen dieser Arbeit numerische Modelle aufgebaut, deren Ergebnisse die Grundlage für die Bemessung von neuen Küstenschutzmaßnahmen bilden. Existierende punktuelle Naturmessungen werden zur Kalibrierung der numerischen Modelle verwendet. Zum Einsatz kommen für die numerische Strömungs- und Seegangmodellierung Delft Dashboard und Delft3D der Deltares Systems. In Abbildung 3.1 ist exemplarisch die Modellkette der unterschiedlichen numerischen Modelle dargestellt. Dabei liefert das mit Delft Dashboard erzeugte Gezeitenmodell der Nordsee (vgl. Abbildung 3.1A) die Randbedingungen für das über eine Rechengitterweite von 100 m x 100 m verfügende Wattenmeermodell (vgl. Abbildung 3.1B). Dieses Modell stellt wiederum die Randbedingungen für ein hochaufgelöstes numerisches Modell der Halligen bereit, mit dessen Hilfe Parameterstudien zur hydrodynamischen Wirksamkeit unterschiedlicher Küstenschutzmaßnahmen durchgeführt werden (vgl. Abbildung 3.1C).

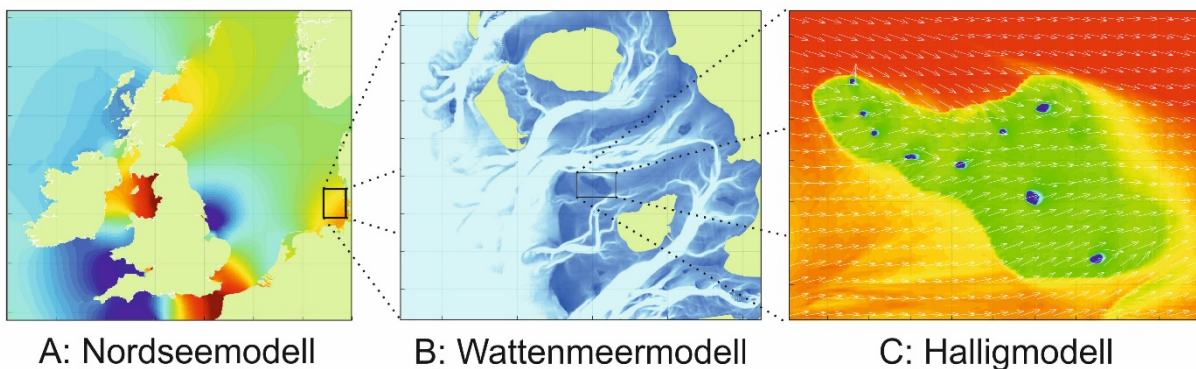


Abbildung 3.1: Modellkette mit den Elementen des numerischen Nordsee-, Wattenmeer- und Halligmodells (Hallig Hooge)

Delft Dashboard ist ein Teilprojekt der OpenEarth Initiative und eine MATLAB basierte stand-alone Software und wird zum Aufbau des numerischen Gezeitenmodells der Nordsee verwendet. Es bietet einfachen Zugriff auf zahlreiche Onlinedatenbanken über OPeNDAP (Open-source Project for a Network Data Access Protocol). Außerdem können Bathymetriedaten zahlreicher weiterer Datensätze heruntergeladen werden.

Delft3D ist ein Programmpaket der *Deltares Systems*, das sowohl zweidimensionale als auch dreidimensionale Strömungen, Sedimenttransport, Morphologie, Wasserqualität und Wellen sowie die Wechselwirkungen der einzelnen Prozesse in Abhängigkeit von Raum und Zeit simulieren kann. Dabei besteht Delft3D aus mehreren einzelnen Programmen, die teilweise miteinander verknüpft und ineinander integriert sind. Zu den im Rahmen dieser numerischen Modellierung verwendeten Komponenten von Delft3D zählen die folgenden:

- RGFRID,
- QUICKIN,

- Wave,
- Flow.

RGFGRID ist ein Programm zur Generierung und Veränderung sowohl kurvenförmiger als auch rechtwinkliger Gitternetze, welche die weitere Grundlage der durchzuführenden Berechnungen darstellen. Die Delft3D Komponente QUICKIN dient vorrangig dazu, das Bathymetriemodell für die spätere Verwendung in den Programmen Wave und Flow aufzubauen. Als Eingangsdaten dienen dabei zum einen das mit RGFGRID erzeugte Gitternetz und zum anderen Bathymetriedaten im xyz-Format. QUICKIN berechnet mittels einer auszuwählenden Methode den jeweiligen Wert einer jeden Gitterzelle anhand der darin befindlichen xyz-Daten. Die Delft3D-Wave Komponente verwendet das phasengemittelte Seegangmodell SWAN (Simulating Waves Nearshore) der TU Delft in der Version 40.72. Mit ihm können realistische Abschätzungen bestimmter Wellenparameter in Küstenregionen, Seen und Ästuaren getroffen werden, die durch anzugebende Wind-, Boden-, und Strömungsbedingungen verursacht werden. Ein Vorteil von SWAN gegenüber anderen Seegangmodellen ist die richtungsunabhängige Modellierung der Ausbreitung des Seegangs. Dies ist gerade im Untersuchungsgebiet des nordfriesischen Wattenmeeres mit den teilweise starken Gezeitenströmen von Bedeutung. Nähere Informationen zu SWAN sind im User Manual (DELTARES, 2010) zu finden. Delft3D-Flow ist ein multidimensionales hydrodynamisches Simulationsprogramm zur Berechnung von instationären Strömungen und Transportphänomenen, die durch Gezeitenkräfte oder Wind verursacht werden. Im Rahmen dieser Arbeit wird Delft3D-Flow zur Simulation der hydrodynamischen Prozesse im Wattenmeer genutzt. Weitere Informationen können dem Delft3D-Flow Handbuch entnommen werden (DELTARES, 2014).

3.2 Aufbau des Nordseemodells

Zur Simulation von zukünftigen Sturmflutereignissen im Untersuchungsgebiet des nordfriesischen Wattenmeeres wird mit Delft Dashboard ein Gezeitenmodell für die Nordsee (vgl. Abbildung 3.1A) aufgebaut, in das wiederum ein höher aufgelöstes Modell für die Region des südlichen nordfriesischen Wattenmeeres (siehe Kapitel 3.3) genestet wird (vgl. Abbildung 3.1B). Die eingesteuerten Randbedingungen des Nordseemodells stammen aus dem globalen Gezeitenmodell TPXO7.2 Global Inverse Tide Model. Dieses ist in Delft Dashboard integriert und besitzt eine Auflösung von $0,25^\circ$ auf einem globalen Rechengitter bestehend aus 1440×721 Rechenzellen. Es berücksichtigt acht primäre Partialtiden (M2, S2, N2, K2, K1, O1, P1, Q1), zwei langperiodische (Mf, Mm) Komponenten und drei nicht lineare (M4, MS4, MN4) harmonische Komponenten. Die folgende Auflistung zeigt die acht eingesteuerten primären Partialtiden. Die fettgedruckten Partialtiden stellen die vier bedeutendsten dar, welche den größten Einfluss auf die tatsächliche Tidewelle ausüben:

- Halbtägige Tiden:
 - **M2: Hauptmondtide (Principal Lunar)**
 - **S2: Hauptsonnentide (Principal solar)**
 - N2: Elliptische Mondtide (Elliptical lunar)
 - K2: Luni-solare Halbtagestide (Declination lunar solar)
- Eintägige Tiden:
 - **K1: Luni-solare Eintagestide (Declination lunar solar)**
 - **O1: Hauptmondtide (Principal lunar)**

- P1: Hauptsonnentide (Principal solar)
- Q1: Elliptische Sonnentide (Elliptical solar)

Die offenen Modellränder sind in unterschiedliche Teilbereiche (vgl. Abbildung 3.2) gegliedert, um eine höhere Genauigkeit bei den eingesteuerten Randbedingungen zu erhalten. In Tabelle 3.1 ist die Anzahl der jeweiligen Unterteilungen der offenen Modellränder dargestellt.

Tabelle 3.1: Anzahl der Teilbereiche an den Modellrändern

Modellrand	Anzahl Teilbereiche
Nord	26
West	29
Süd	11
Ost	13

Das rechteckige Rechengitter des Nordseemodells besteht aus 306 x 287 Zellen, die jeweils eine Länge und Breite von 5000 m aufweisen. Über das Modellgebiet sind zahlreiche Beobachtungspunkte verteilt, die zur späteren Kalibrierung des Modells dienen (siehe Abbildung 3.2). Die in Kapitel 3.4 zur Validierung verwendeten Beobachtungspunkte sind zusätzlich beschriftet.

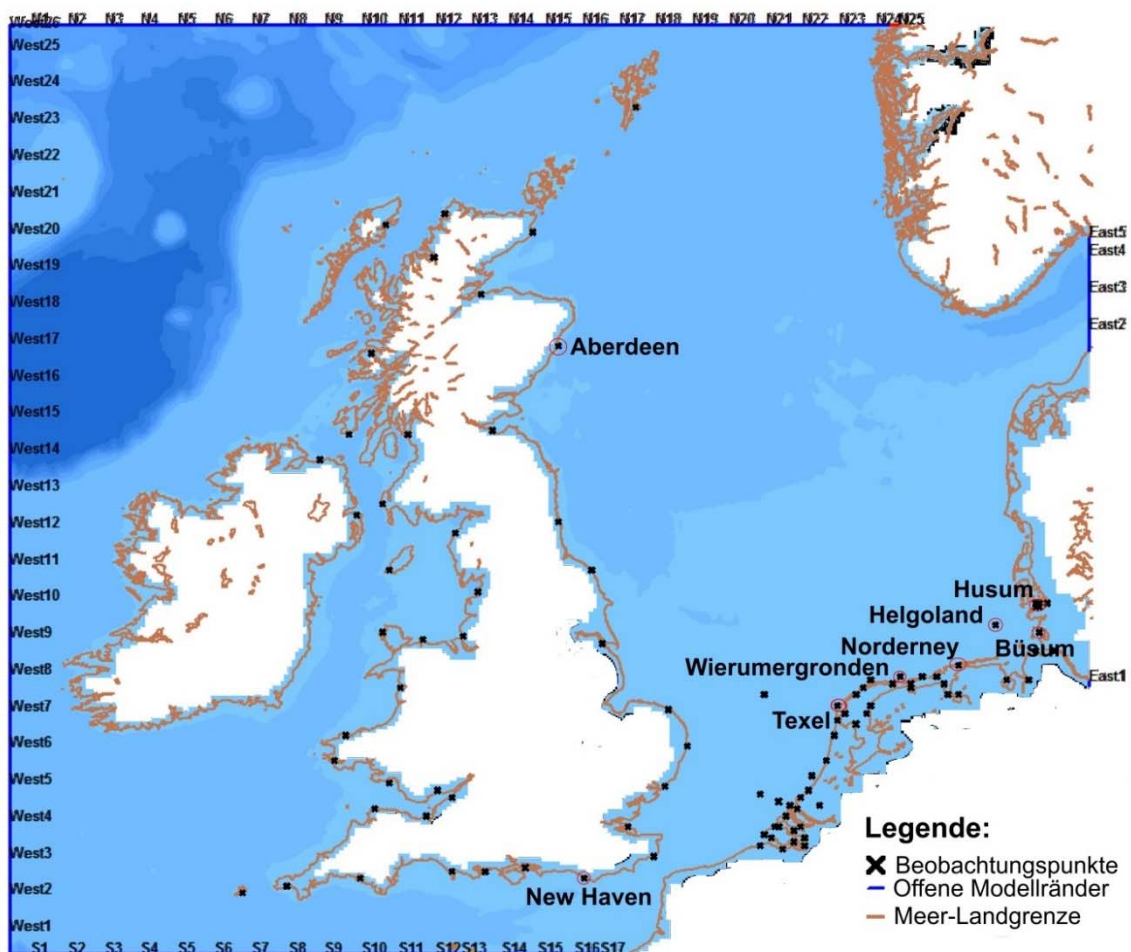


Abbildung 3.2: Bathymetrie, offene Modellränder, Beobachtungspunkte und Meer-Landgrenze des Nordseemodells

3.3 Aufbau des Wattenmeermodells

Zur Modellierung der Strömungen und des Seegangs im Bereich des südlichen nordfriesischen Wattenmeeres ist es zunächst notwendig, ein bathymetrisches Modell des Untersuchungsgebietes aufzustellen (vgl. Abbildung 3.1B). Dazu werden Peildaten des Landesbetriebs für Küstenschutz, Nationalpark und Meeresschutz des Landes Schleswig-Holstein (LKN.SH) und Seegrundkarten des Bundesamtes für Seeschifffahrt und Hydrographie (BSH) verschnitten. Die Aufbereitung der Bathymetriedaten und Verschneidung mit den Geländemodellen der Insel- und Festlandsbereiche erfolgt mit dem Programm ArcGIS 10 der Firma Esri. Zur weiteren Verwendung in Delft3D wurde das gesamte Bathymetriemodell in das xyz-Format konvertiert, in dem jeder Punkt in einer Datei mit Rechts- und Hochwert sowie der zugehörigen Geländehöhe angegeben wird.

Die Vorgehensweise zur Seegangmodellierung lässt sich in die drei elementaren Arbeitsschritte des Modellaufbaus, der Kalibrierung sowie der Validierung unterteilen. Die im xyz-Format vorliegenden Bathymetrie- und Geländedaten dienen als Eingangsdaten für den Aufbau eines Geländemodells im Delft3D eigenen Format (*.dep). Für die Berechnung des Geländemodells wurde zunächst mittels RGFGRID ein Grid mit einer Gitterweite von 100 m sowohl in x- als auch in y-Richtung generiert.

Die QUICKIN-Komponente interpoliert aus den innerhalb einer Gridzelle befindlichen xyz-Daten den Mittelwert und weist dieser Zelle den ermittelten Wert zu. So wird ein gleichmäßiges Rastertiefenmodell mit einer Auflösung von 100 m generiert. Das Geländemodell des Wattenmeergebietes bildet zusammen mit den Modellparametern die Grundlage zur numerischen Simulation der Hydrodynamik und des Seegangs. Dabei müssen für eine jeweilige Simulation zusätzlich Randbedingungen für die seeseitigen Grenzen des zu untersuchenden Gebietes angegeben werden. Dazu gehören die Werte des Wasserstandes, des Windes und der dort vorherrschenden Seegangsbedingungen. Die westliche Modellgrenze wurde aus diesem Grund so festgelegt, dass sie sich an der Position der Seegangsmessboje Rütergat befindetet (vgl. Abbildung 2.7). So können bei der Kalibrierung Messwerte direkt am Modellrand eingesteuert werden.

Abbildung 3.3 und Tabelle 3.2 zeigen die Modellbegrenzungen und -größen der einzelnen Seegangsmodele. Das Seegangmodell „Gesamt“ des südlichen nordfriesischen Wattenmeeres bildet bei jeder Simulation das übergeordnete Modell, aus dem die Detailmodelle der einzelnen Halligen die jeweiligen Randbedingungen beziehen. Für die Hallig Norderoog wurde kein numerisches Modell erstellt, da sich auf dieser anstelle einer Warft ein Pfahlbau befindet.

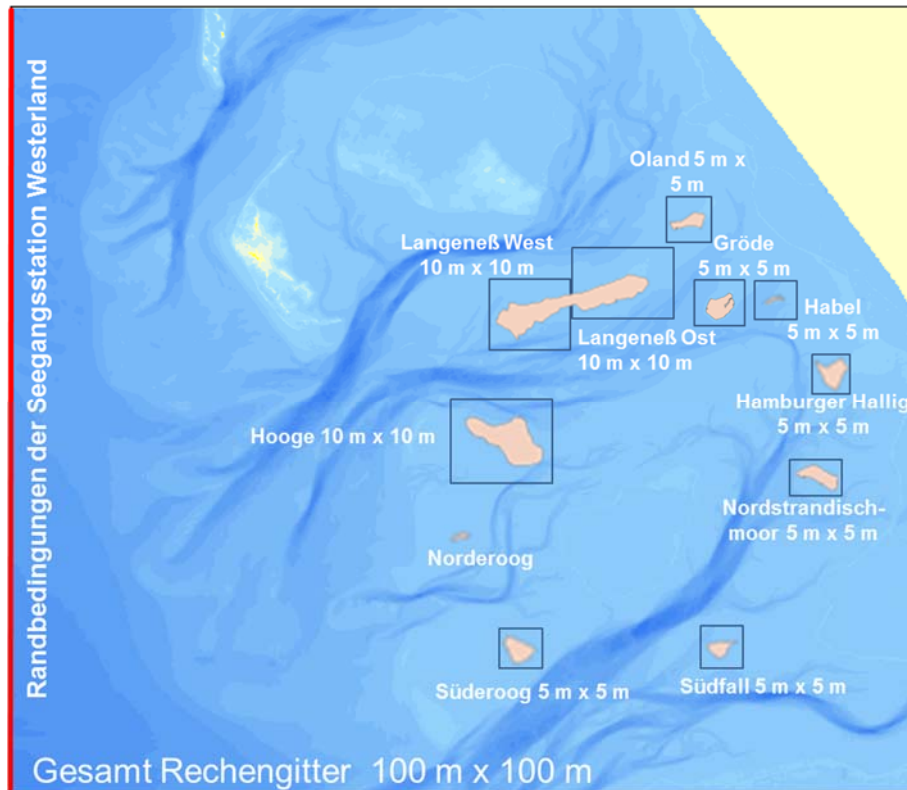


Abbildung 3.3: Lage und Auflösung der numerischen Seegangmodelle (vgl. Abbildung 3.1C)

Tabelle 3.2: Modellbegrenzungen und -größen der einzelnen Seegangmodelle

Modell	Auflösung [m]	Ursprung x (m)	Ursprung y (m)	Anzahl Rechenzellen x	Anzahl Rechenzellen y	Modellgröße x [km]	Modellgröße y [km]
Gesamt	100	3443169	6029388	500	435	50	43.5
Nordstrandischmoor	5	3486332	6045849	540	350	2.7	1.75
Hooge	10	3468033	6046925	500	400	5	4
Oland	5	3479028	6059654	450	400	2.25	2
Langeness Ost	10	3469200	6053838	400	350	4	3.5
Langeness West	10	3473433	6055484	500	350	5	3.5
Gröde	5	3480500	6054525	550	450	2.75	2.25
Habel	5	3483852	6055289	400	400	2	2
Hamburger Hallig	5	3487066	6051015	400	400	2	2
Südfall	5	3470288	6036294	400	400	2	2
Süderoog	5	3470288	6036294	400	400	2	2
Norderoog	-	-	-	-	-	-	-

Die Windgeschwindigkeit wird als konstant für das zu modellierende Gebiet angenommen. Der an den Rändern einlaufende Seegang wird durch ein JONSWAP-Spektrum (Joint North Sea Wave Atmosphere Program) charakterisiert. Die im Rahmen dieser Arbeit verwendeten Randbedingungen werden in den entsprechenden Kapiteln aufgeführt. Da es sich bei dem zu untersuchenden Gebiet des Wattenmeeres um ein extrem flaches Meeresgebiet handelt, müssen in der Simulation durch Grundberührung verursachte Flachwassereffekte berücksichtigt werden. Dazu zählen Shoaling, Refraktion, Diffraktion, Bodenreibung und das Brechen von Wellen. Der Standardwert für die JONSWAP-Bodenreibung von $C_b = 0,067 \text{ m}^2\text{s}^{-3}$ wird im Allgemeinen als zu hoch für das Wattenmeer eingeschätzt und wurde bei diesen Berechnungen auf $0,038 \text{ m}^2\text{s}^{-3}$ gesetzt (MAI ET AL., 2004; DELTARES, 2011).

Die Randbedingungen des Strömungsmodells für das Untersuchungsgebiet des südlichen nordfriesischen Wattenmeeres liefert das in Kap. 3.2 beschriebene numerische Gezeitenmodell der Nordsee. Die Auflösung des Rechengitters des höher aufgelösten Wattenmeermodells beträgt 100 m. Die nachfolgende Abbildung 3.4 zeigt beispielhaft die simulierten Wasserstände zum Zeitpunkt eines mittleren Hoch- beziehungsweise Niedrigwassers im Untersuchungsgebiet. Deutlich erkennbar sind die zum Zeitpunkt des Tideniedrigwassers (rechts) trocken gefallenen Wattflächen.

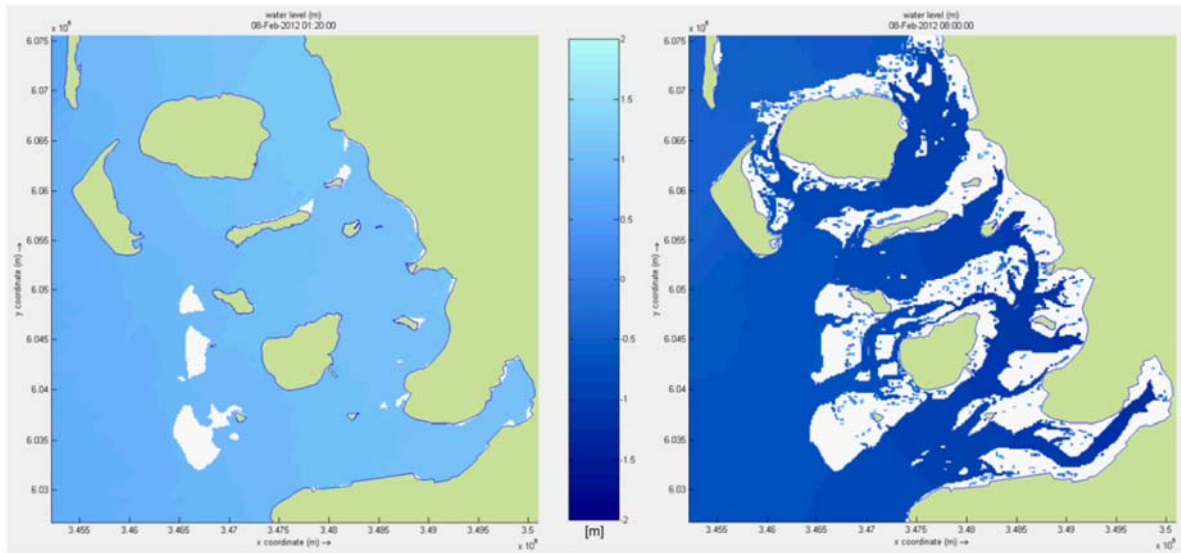


Abbildung 3.4: Beispielhafte Ergebnisse von simulierten Wasserständen zum Zeitpunkt eines Hochwassers (links) beziehungsweise Niedrigwassers (rechts) im südlichen nordfriesischen Wattenmeer

Die durch Gezeiten verursachten Strömungen im Wattenmeer sind der folgenden Abbildung 3.5 zu entnehmen. Die höchsten tiefengemittelten Strömungsgeschwindigkeiten treten sowohl bei ablaufendem als auch bei auflaufendem Wasser in den großen Prielen auf. Hier werden Strömungsgeschwindigkeiten von bis zu 1,2 m/s erreicht

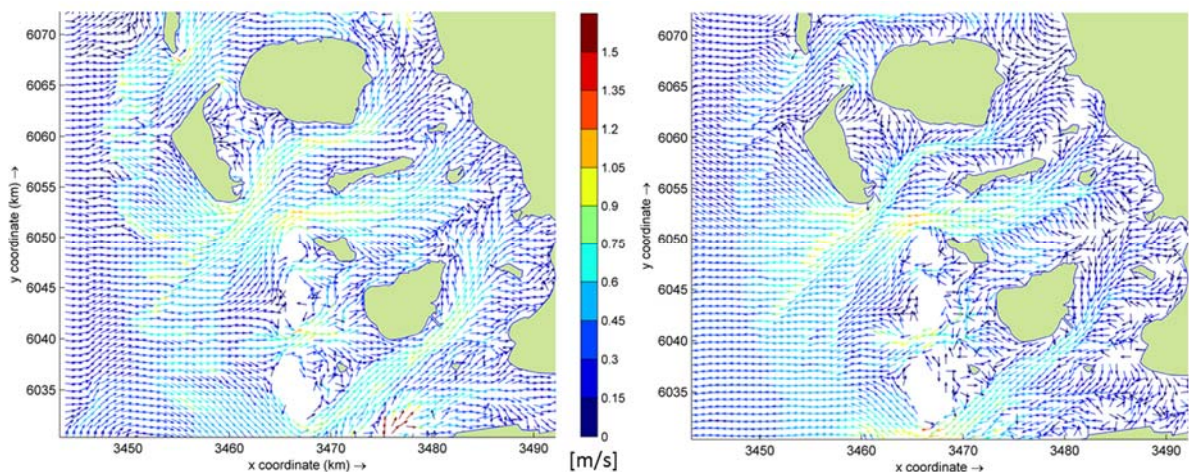


Abbildung 3.5: Beispielhafte Ergebnisse von simulierten tiefengemittelten Strömungsgeschwindigkeiten während des Ebbstroms (links) und während des Flutstroms (rechts)

In Abbildung 3.6 sind die signifikanten Wellenhöhen zu Tidehochwasser (links) und Tideniedrigwasser (rechts) bei Wind aus der Richtung 290° und einer Geschwindigkeit von 24 m/s dargestellt. Die höheren Wasserstände zum Zeitpunkt des Tidehochwassers führen im flachen Wattenmeergebiet auch gleichzeitig zu höheren signifikanten Wellenhöhen. Die größten signifikanten Wellenhöhen sind im Bereich der Priele zu beobachten, in denen Werte von bis zu 1,5 m erreicht werden.

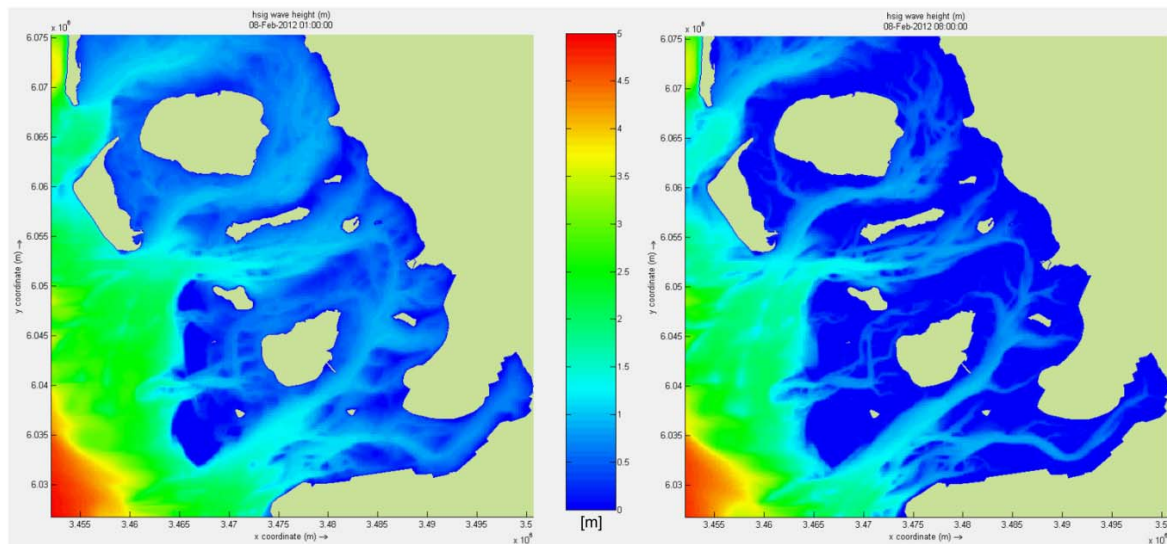


Abbildung 3.6: Beispielhafte Ergebnisse von signifikanten Wellenhöhen zum Zeitpunkt eines Tidehochwassers (links) und eines Tideniedrigwassers (rechts) bei Wind aus der Richtung 290° und einer Geschwindigkeit von 24 m/s

3.4 Validierung des hydrodynamischen Modells

Im Rahmen der Validierung des hydrodynamischen Modells werden die Ergebnisse der numerischen Simulation den astronomisch vorausgerechneten Gezeiten verschiedener Pegel entlang der Nordseeküste gegenübergestellt. Das im Rahmen dieser Untersuchungen aufgebaute Nordsee- und Wattenmeermodell soll vorrangig dazu verwendet werden, für verschiedene Fragestellungen, wie der Überprüfung der Hochwassersicherheit der Halligwarften und der Beurteilung der hydrodynamischen Wirksamkeit unterschiedlicher Hochwasserschutzmaßnahmen, Sturmflutszenarien und deren Ganglinien zu simulieren. Aus diesem Grund sind an das numerische Modell geringere Anforderungen gestellt, als es bei einem hydrodynamischen Modell zur exakten Wasserstandsvorhersage notwendig wäre. Abbildung 3.7 zeigt Wasserstandsganglinien der astronomischen Gezeiten (blau) und den Ergebnissen der numerischen Simulation (rot) für die Pegel Texel/Niederlande, Wierumergronden/Niederlande, Aberdeen/Schottland und New Haven/England (vgl. Abbildung 3.2). An allen vier Pegelstationen wird eine gute Übereinstimmung zwischen den astronomischen Gezeiten und den im numerischen Modell simulierten Wasserstandsganglinien erreicht. Als Maß für die Güte des numerischen Modells werden für die in Abbildung 3.7 und Abbildung 3.8 dargestellten Pegelstationen die Differenzen zwischen den numerisch simulierten und astronomischen Tidekennwerten ermittelt. Im Mittel unterschätzt das numerische Modell das MThw um 0,01 m und das MTnw um 0,12 m bei einer Standardabweichung von 0,12 m beziehungsweise 0,22 m. Beim mittleren Tidehub (MThb) beträgt die Abweichung im Mittel 0,13 m und die Standardabweichung 0,23 m. Die mittlere Flutdauer MT_F wird

vom numerischen Modell um 18 Minuten überschätzt (Standardabweichung 20 Minuten) und die mittlere Ebbdauer MT_E wird um 11 Minuten unterschätzt (Standardabweichung 26 Minuten).

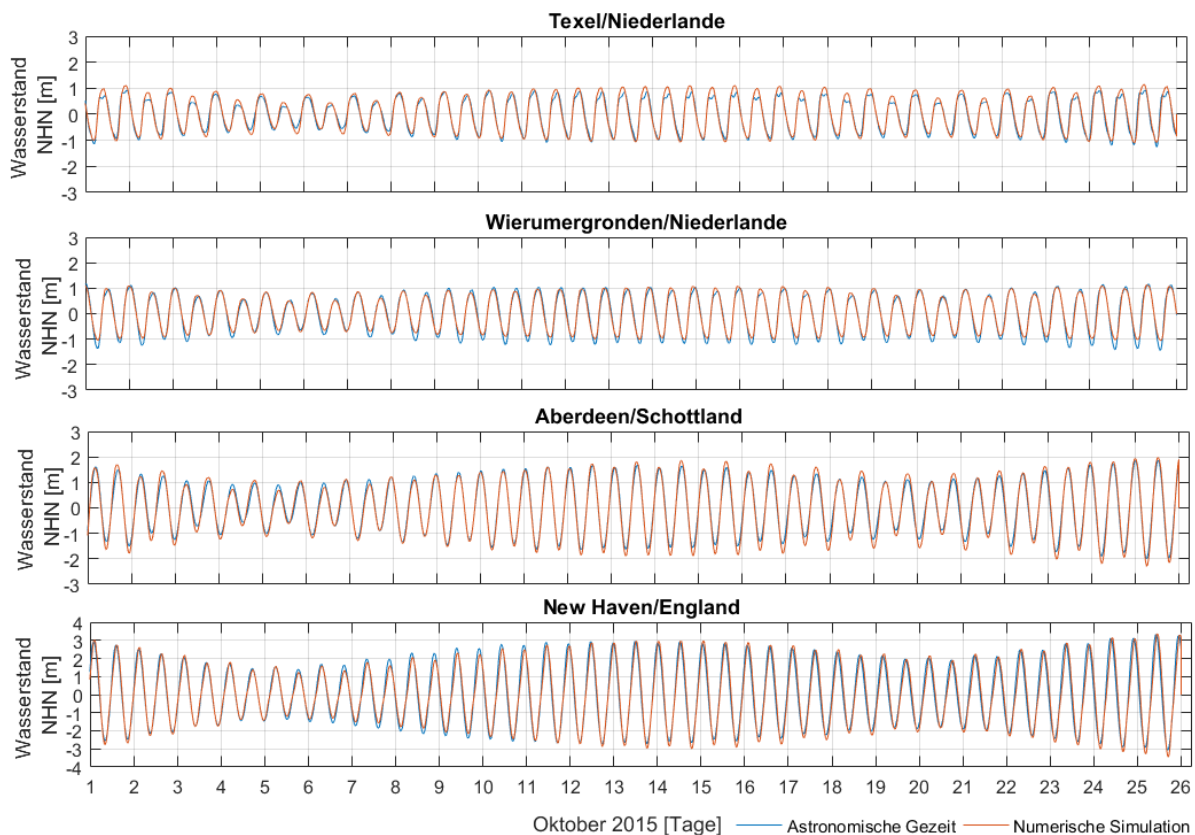


Abbildung 3.7: Wasserstandsganglinien der astronomischen Gezeiten (blau) und den Ergebnissen der numerischen Simulation (rot) für die Pegel Texel / Niederlande, Wierumergronden / Niederlande, Aberdeen / Schottland und New Haven / England

In Abbildung 3.8 sind die Wasserstandsganglinien der astronomischen Gezeiten (blau) und die Ergebnisse der numerischen Simulation (rot) für die Pegel Büsum, Husum, Helgoland und Norderney in der Deutschen Bucht dargestellt. Auch bei diesen in der Nähe des Untersuchungsgebietes beziehungsweise im Untersuchungsgebiet gelegenen Pegelstationen wird eine gute Übereinstimmung zwischen den astronomischen und den simulierten Wasserständen erreicht. Es wird allerdings deutlich, dass das Tideniedrigwasser im Bereich der Deutschen Bucht im Modell an den gezeigten Pegeln um bis zu 0,5 m unterschätzt wird. An den Pegeln ist zudem ein zeitlicher Versatz zwischen den astronomischen und den simulierten Wasserständen festzustellen. Dieser beträgt am Pegel Büsum ca. 30 min. Diese Abweichungen des numerischen Modells im Bereich der Deutschen Bucht sind auf die geringen Wassertiefen und die bei Niedrigwasser trockenfallenden Wattflächen zurückzuführen. Die damit verbundenen Flachwassereffekte und Reibungseinflüsse können vom Modell nicht exakt nachgebildet werden. Zusätzlich erschwert die komplexe Küstenlinie des nordfriesischen Wattenmeeres mit den zahlreichen Inseln, Außensanden und Vorländern die modelltechnische Abbildung der hydrodynamischen Prozesse. Im Bereich größerer Wassertiefen, wie an den Pegeln Aberdeen und New Haven, sind diese Abweichungen hingegen nicht zu beobachten. Das Ziel dieses Modells ist eine naturähnliche Abbildung der Wasserstände und Strömungsgeschwindigkeiten im Untersuchungsgebiet für die Bemessung und Überprüfung von Küstenschutzbauwerken. Da weder historische Ereignisse simuliert noch exakte Wasserstandsvorhersagen

durchgeführt werden sollen, ist der beschriebene zeitliche Versatz für diese Arbeit nicht von Relevanz. Auch die Unterschätzung des Tideniedrigwassers an den aufgeführten Pegeln kann an dieser Stelle vernachlässigt werden, da sowohl bei der Bemessung als auch bei der Sicherheitsüberprüfung Sturmflutwasserstände verwendet werden. Zukünftige Untersuchungen sollten sich allerdings damit befassen, worin die genauen Ursachen der beschriebenen Abweichungen des Modells im Bereich der Deutschen Bucht liegen und wie sich diese beheben lassen.

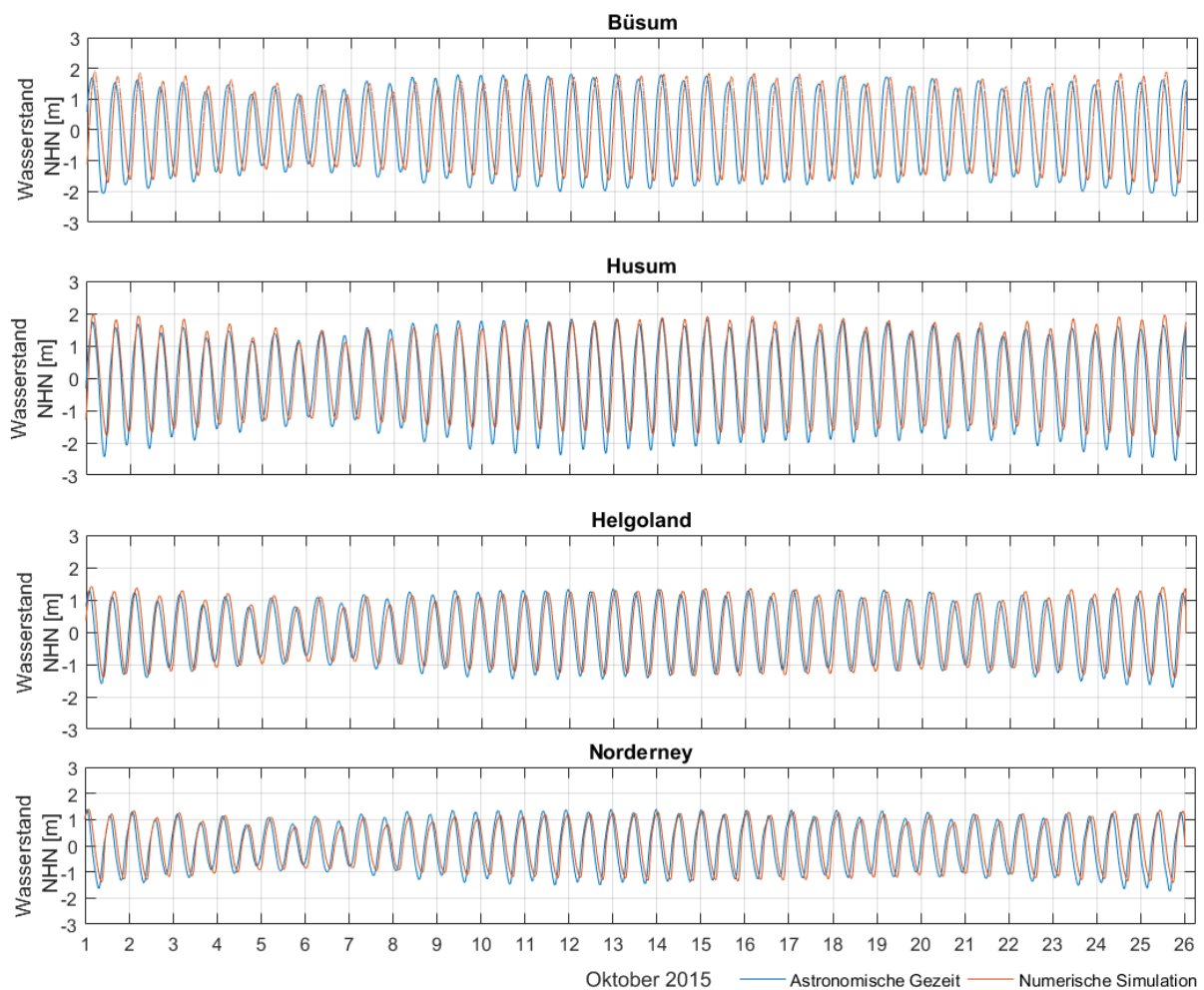


Abbildung 3.8: Wasserstandsganglinien der astronomischen Gezeiten (blau) und den Ergebnissen der numerischen Simulation (rot) für die Pegel Büsum, Husum, Helgoland und Norderney

3.5 Kalibrierung des Seegangmodells

Obwohl mit den in Kapitel 2.3.2 vorgestellten Daten erstmalig Seegangparameter auf einer Hallig während eines Landunters gesammelt werden konnten, ist die Datenlage für eine Kalibrierung des vorliegenden Seegangmodells äußerst gering. Zum einen konnten nur an einem Messpunkt auf der Hallig Nordstrandischmoor Seegangsdaten ermittelt werden (vgl. Abbildung 2.11) und zum anderen haben die Seegangsbojen im Bereich des westlichen Randes des nordfriesischen Wattenmeeres keine Daten aufzeichnen können. Allerdings zeigen die gewonnenen Daten des Orkans Xaver, dass während des BMBF-Projektes ZukunftHallig (vgl. SCHÜTTRUPF & WÖFFLER, 2014) die Wellenhöhen durch das numerische Modell auf der Hallig stark überschätzt worden sind (siehe Abbildung 3.9). Eine

Kalibrierung des Seegangmodells ist über physikalische Parameter wie Bodenreibung, Wellenbrechen, Triad-Interaktionen und Schaumkronenbrechen möglich. Darüber hinaus können auch die spektrale Auflösung und die Rechengitterweite des numerischen Modells angepasst werden. Grundvoraussetzung für die hier vorgestellte Kalibrierung ist die Korrektheit der mittels Druckmessdosen ermittelten Seegangdaten der Sturmflut Xaver. Abbildung 3.9 zeigt den Vergleich der Naturmessungen vom 06.12.2013 mit den Simulationsergebnissen der signifikanten Wellenhöhe vor der Kalibrierung. Im linken Diagramm erfolgt eine Einteilung der Werte anhand der drei Sturmflutscheitel, auf der rechten Seite werden die Werte anhand der Messstation aufgeteilt. Dabei wird deutlich, dass gerade die Wellenhöhen auf der Hallig an der Station Nordstrandischmoor Mitte vom numerischen Modell stark überschätzt werden. So wird die signifikante Wellenhöhe zum Zeitpunkt des zweiten Sturmflutscheitels um 70 % vom numerischen Modell überschätzt.

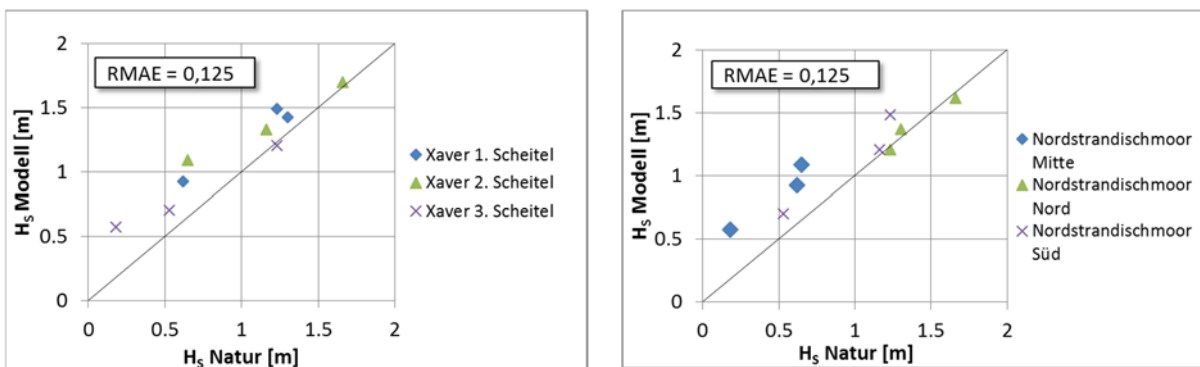


Abbildung 3.9: Vergleich der signifikanten Wellenhöhen H_s der Naturmessungen vom 06.12.2013 auf Nordstrandischmoor und der simulierten Daten vor der Kalibrierung während der Sturmflutscheitel (links: Einteilung anhand Sturmflutscheitel; rechts: Einteilung anhand Seegangsmessstationen)

In Abbildung 3.10 ist der Vergleich der mittleren Wellenperioden der Naturmessungen vom 06.12.2013 auf Nordstrandischmoor und der simulierten Daten während der drei Sturmflutscheitel des Orkans Xaver vor der Kalibrierung dargestellt. Insgesamt werden die Werte der mittleren Wellenperiode bei einer mittleren absoluten Abweichung von 0,30 s unterschätzt. Allerdings wird die mittlere Wellenperiode während des zweiten Sturmflutscheitels auf Nordstrandischmoor im Modell bereits vor der Kalibrierung gut abgebildet und lediglich um 0,18 s unterschätzt.

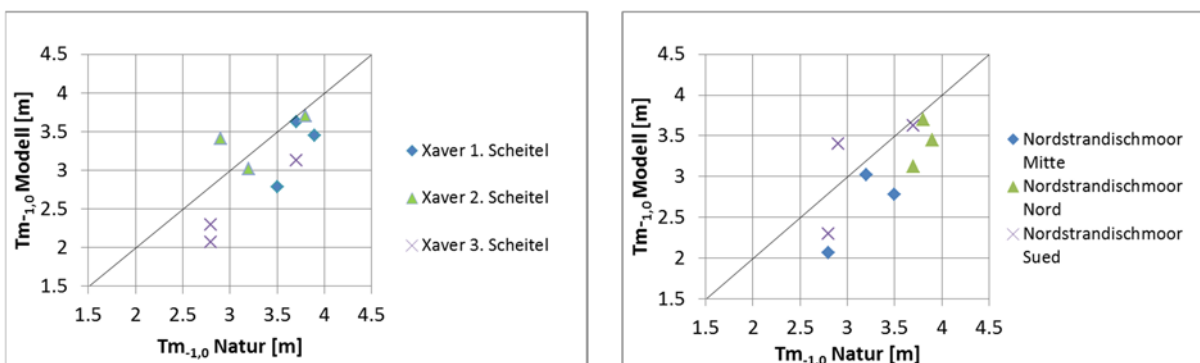


Abbildung 3.10: Vergleich der mittleren absoluten Wellenperioden $T_{m-1,0}$ der Naturmessungen vom 06.12.2013 auf Nordstrandischmoor und der simulierten Daten vor der Kalibrierung während der Sturmflutscheitel (links: Einteilung anhand Sturmflutscheitel; rechts: Einteilung anhand Seegangsmessstationen)

Die Untersuchungen haben gezeigt, dass die Überschätzung der Wellenhöhen im numerischen Modell während eines Landunters durch eine zu geringe Energiedissipation an der Halligkante

verursacht wird. Dies ist darauf zurückzuführen, dass bei einer Auflösung des numerischen Modells von minimal fünf Metern Strukturen und Bauwerke an den Halligkanten durch die Interpolation der Geländehöhen verloren gehen. Untersuchungen zu physikalischen Parametern wie Bodenreibung, Wellenbrechen, Triad-Interaktionen und Schaumkronenbrechen bringen keine Verbesserung der Überschätzung der Wellenhöhen auf der Hallig hervor. Dies lässt die Annahme zu, dass ein wesentlicher physikalischer Prozess zur Dissipation von Wellenenergie auf der Hallig mit den komplexen Strömungs-Seegangs-Wechselwirkungen innerhalb von SWAN nicht erfasst wird. Aus diesem Grund werden innerhalb der Halligmodelle im Bereich der Halligkanten in Delft3D Wellenbrecher definiert, mit denen die Energiedissipation im Bereich der Halligkanten besser abgebildet werden können. Der Halligraustreifen mit dem vorgelagerten Deckwerk befindet sich während eines Landunters unterhalb des Ruhewasserspiegels. Der Transmissionskoeffizient K_t des Bauwerks ist definiert als das Verhältnis der signifikanten Wellenhöhe auf der Luv-Seite und der signifikanten Wellenhöhe auf der Lee-Seite und ist eine Funktion der Wellenhöhe sowie der Differenz der Kronenhöhe und des Wasserstands. Dieses Verhältnis ist in der Formel (3.1) nach GODA (1967) dargestellt:

$$K_t = 0,5 \left[1 - \sin\left(\frac{\pi}{2a_B} \left(\frac{F}{H_S} + \beta_B\right)\right) \right] \quad (3.1)$$

mit:

K_t	=	Transmissionskoeffizient	[-]
F	=	Freibord des Wellenbrechers: $h_K - d$	[m]
h_K	=	Kronenhöhe des Wellenbrechers	[m]
d	=	Wassertiefe	[m]
H_S	=	signifikante Wellenhöhe auf der Luv-Seite	[m]
a_B, β_B	=	Koeffizienten abhängig vom Bauwerk	[-]

Die Koeffizienten a_B, β_B sind abhängig vom Bauwerk und können der nachfolgenden Tabelle 3.3 entnommen werden.

Tabelle 3.3: Werte für a_B und b_B nach SEELIG (1979)

Bauwerk	a_B	β_B
Vertikale dünne Wand	1,8	0,1
Caisson	2,2	0,4
Damm/Wellenbrecher mit 1:3 oder 1:2	2,6	0,15

Die Kalibrierung des Seegangsmodells für Nordstrandischmoor hat ergeben, dass mit den Werten $a_B = 2,6$ und $\beta_B = 0,15$ die Seegangsparameter am besten abgebildet werden können. Die Höhe des Wellenbrechers im Modell beträgt 0,7 m. Abbildung 3.11 zeigt den Vergleich der Naturmessungen mit den Simulationsergebnissen der signifikanten Wellenhöhe nach dem Einbau der Wellenbrecher. Im linken Bereich sind die Werte für die Scheitel der drei aufeinanderfolgenden Sturmfluten (vgl. Abbildung 2.13) dargestellt und im rechten Bereich erfolgt eine Aufteilung der Werte für die drei Seegangsmessstationen Nordstrandischmoor Nord, Süd und Mitte (vgl. Abbildung 2.11).

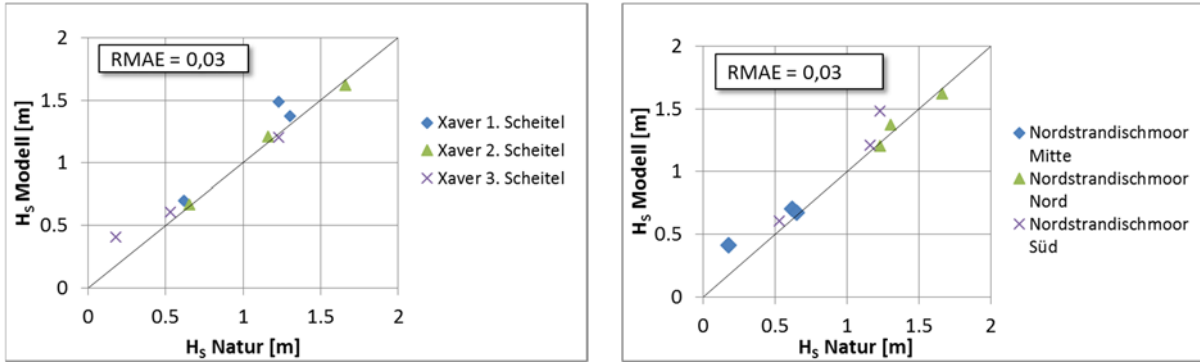


Abbildung 3.11: Vergleich der signifikanten Wellenhöhen H_s der Naturmessungen vom 06.12.2013 auf Nordstrandischmoor und der simulierten Daten nach der Kalibrierung während der Sturmflutscheitel (links: Einteilung anhand Sturmflutscheitel; rechts: Einteilung anhand Seegangsmessstationen)

In Abbildung 3.12 ist der Vergleich der mittleren absoluten Wellenperioden der Naturmessungen vom 06.12.2013 auf Nordstrandischmoor und der simulierten Daten nach der Kalibrierung dargestellt. Insgesamt werden die mittleren absoluten Wellenperioden vom numerischen Modell auch nach der Kalibrierung unterschätzt. Die Unterschätzung an der Seegangsmessstation Nordstrandischmoor Mitte ist mit maximal 0,3 s während des ersten und zweiten Scheitels allerdings nur gering.

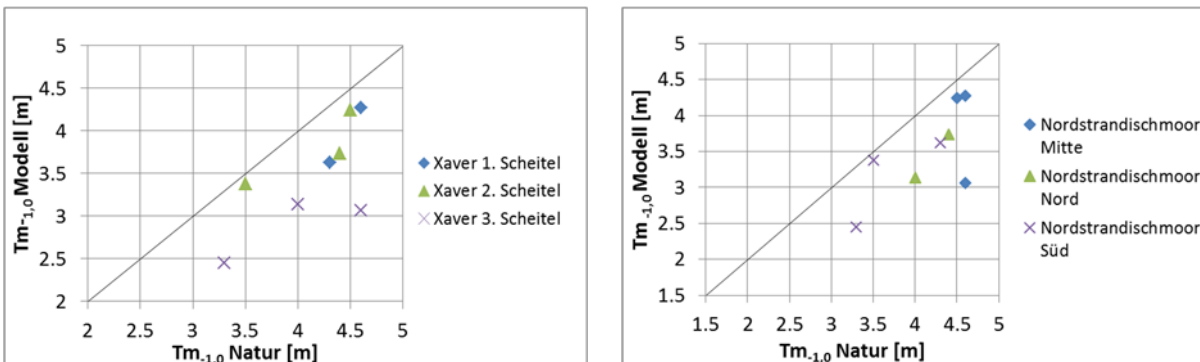


Abbildung 3.12: Vergleich der mittleren absoluten Wellenperioden $T_{m-1,0}$ der Naturmessungen vom 06.12.2013 auf Nordstrandischmoor und der simulierten Daten nach der Kalibrierung während der Sturmflutscheitel (links: Einteilung anhand Sturmflutscheitel; rechts: Einteilung anhand Seegangsmessstationen)

Da die Kalibrierung des Seegangmodells im Wesentlichen auf den zweiten Sturmflutscheitel mit einem Wasserstand von NHN +4,56 m erfolgte, werden bei diesem Simulationslauf mit einer maximalen Abweichung von 4,23 % die geringsten Abweichungen an den drei Messpunkten im Modell erreicht. An der Seegangsmessstation Nordstrandischmoor Mitte beträgt die Abweichung der signifikanten Wellenhöhe mit 0,02 m nur 3,05 %. An dieser sich direkt auf Nordstrandischmoor befindenden Messstation erfolgt jedoch beim dritten Sturmflutscheitel die größte Abweichung zwischen Naturmessungen und den Werten des numerischen Modells. Während das numerische Modell eine signifikante Wellenhöhe von 0,41 m berechnet, beträgt der Wert der Naturmessungen lediglich 0,18 m. Da in diesem Fall der Scheitelwasserstand nur NHN +3,48 m betragen hat und bei den durchzuführenden Simulationen der geringste Wasserstand NHN +4,85 m beträgt, ist diese Überschätzung der Wellenhöhen bei niedrigen Wasserständen nicht von Relevanz für die weiteren Untersuchungen.

Um die Ergebnisse der Seegangmodellierung noch objektiver zu evaluieren, wird im folgenden Schritt der Ansatz nach VAN RIJN ET AL. (2002) angewendet, bei dem die Abweichung zwischen den

simulierten Seegangsdaten und den gemessenen Werten anhand des relativen mittleren absoluten Fehlers (RMAE) quantifiziert wird. Der RMAE ist definiert als:

$$RMAE = \frac{\max\{|P_C - P_m| - \Delta P_m, 0\}}{P_m} \quad (3.2)$$

mit:

P_m	=	Messwert	[m]
P_C	=	Berechneter Wert	[m]
ΔP_m	=	Ungenauigkeit der Messwerte	[m]

Die Ungenauigkeit der Messwerte ΔP_m wird nach der Empfehlung von VAN RIJN ET AL. (2002) mit 0,1 m angegeben. VAN RIJN ET AL. (2002) haben zur Qualitätsbestimmung von simulierten Wellenhöhen die in der Tabelle 3.4 aufgeführten RMAE-Werte definiert.

Tabelle 3.4: Qualität simulierter Wellenhöhen basierend auf RMAE-Werten (nach VAN RIJN ET AL., 2002)

RMAE Wert	Qualität des Modells
< 0,05	ausgezeichnet
0,05 – 0,10	gut
0,10 – 0,20	Angemessen/ausreichend
0,20 – 0,30	schwach
> 0,30	mangelhaft

Für die simulierten Werte der signifikanten Wellenhöhe ergibt sich vor der Kalibrierung ein RMAE-Wert von 0,125 (vgl. Abbildung 3.9). Nach der Einstufung der RMAE-Werte in der Tabelle 3.4 entspricht dies bereits einer ausreichenden Kalibrierung. Betrachtet man allerdings nur die Werte der signifikanten Wellenhöhen auf der Halligfläche (Station Nordstrandischmoor Mitte) ergibt sich ein RMAE-Wert von 0,29 und somit eine schwache bis mangelhafte Qualität des numerischen Seegangsmodells für den Bereich auf der Hallig. Für die simulierten Werte der signifikanten Wellenhöhen ergibt sich nach der Kalibrierung ein RMAE-Wert von 0,03. Auf die mittleren absoluten Wellenperioden hat die Kalibrierung mit dem Einbau der Wellenbrecher am Halligrand nur einen geringen Einfluss. Die Wellenperioden werden während des ersten und zweiten Scheitels der Sturmflut an der Station Nordstrandischmoor Mitte mit ca. 0,2 s leicht unterschätzt. Damit kann die Qualität des Seegangsmodells in Bezug auf die Wellenhöhen als ausgezeichnet eingestuft werden und das Seegangsmodell auf Grundlage der zur Verfügung stehenden Daten als ausreichend kalibriert angesehen werden.

In Abbildung 3.13 sind die signifikanten Wellenhöhen und Seegangsrichtungen im kalibrierten numerischen Modell während des zweiten Sturmflutscheitels des Orkans Xaver am 06.12.2013 auf der Hallig Nordstrandischmoor dargestellt. Die signifikanten Wellenhöhen auf der Hallig nehmen von Westen nach Osten hin zu und erreichen maximale Werte von ca. 0,75 m auf der Hallig. Im jeweils östlichen Bereich der Warften werden die Wellenhöhen reduziert und erreichen Werte von ca. 0,5 m. Im angrenzenden Bereich des Wattenmeeres werden signifikante Wellenhöhen von bis zu 1,8 m erreicht.

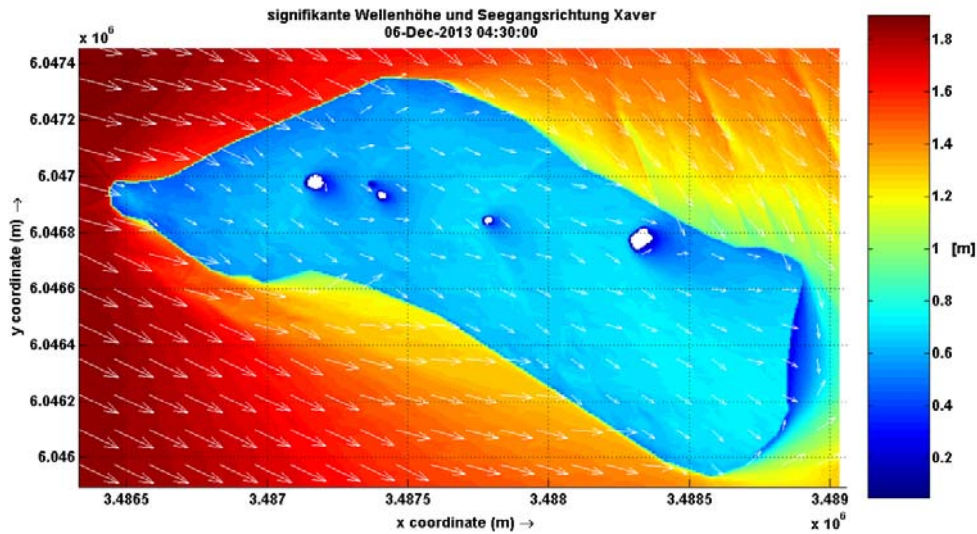


Abbildung 3.13: Signifikante Wellenhöhe und Seegangsrichtung im numerischen Modell während des zweiten Sturmflutscheitels des Orkans Xaver am 06.12.2013 auf der Hallig Nordstrandischmoor

3.6 Zusammenfassung und Zwischenfazit

Mit den in diesem Kapitel dargestellten numerischen Untersuchungen sind die Grundlagen zur Bearbeitung der relevanten Fragestellungen aus Kapitel 2.4 dieser Arbeit geschaffen worden. Dabei dienen diese Werkzeuge zum einen der Bemessung und Überprüfung von Maßnahmen, zum anderen aber auch der Bewertung der hydrodynamischen Wirksamkeit neu entwickelter Maßnahmen. Die Validierung des hydrodynamischen Modells hat gezeigt, dass im Bereich der Deutschen Bucht die Werte des Tideniedrigwassers unterschätzt werden. Zudem ist ein zeitlicher Versatz zwischen den astronomischen und simulierten Gezeiten von bis zu 30 Minuten festzustellen. Die Ursachen dieser Abweichungen werden in nicht ausreichend abgebildeten Flachwassereffekten und Reibungseinflüssen innerhalb des flachen Wattenmeeres vermutet. Auch wenn diese Abweichungen keine Relevanz für die Untersuchungen in dieser Arbeit darstellen, sollten deren Ursachen zukünftig genauer untersucht werden. Mit den gewonnenen Seegangsdaten auf Nordstrandischmoor während des Orkans Xaver liegen erstmalig Werte der Seegangsverhältnisse auf einer Hallig während eines Landunters vor. Diese Daten wurden im Rahmen der Untersuchungen für eine Kalibrierung des numerischen Seegangmodells verwendet (vgl. Kapitel 3.5). Da die Datenlage jedoch für eine Kalibrierung nach wie vor äußerst gering ist, muss an dieser Stelle auf die Unsicherheiten der Werte des Seegangmodells und der durchgeführten Seegangsmessungen hingewiesen werden. Untersuchungen zu Parametern wie Bodenreibung, Wellenbrechen, Triad-Interaktionen und Schaumkronenbrechen konnten keine Verbesserung der Überschätzung der Wellenhöhen auf der Hallig hervorbringen. Dies lässt die Annahme zu, dass ein wesentlicher physikalischer Prozess zur Dissipation von Wellenenergie auf der Hallig mit den komplexen Strömungs-Seegangs-Wechselwirkungen innerhalb von SWAN nicht erfasst werden kann. Dies hat den Einbau von Wellenbrechern entlang der Halligkante im Modell erforderlich gemacht. Die Frage der Übertragbarkeit der Kalibrierung auf andere Halligen kann jedoch nicht ohne weitere Seegangsmessungen während Landunterereignissen auf anderen Halligen endgültig geklärt werden. Diese Unsicherheit muss weiter berücksichtigt werden.

4 Entwicklung eines Bemessungsansatzes für Halligraustreifen

4.1 Einführung

Viele Jahrhunderte stellte Erosion an den Halligrändern ein großes Problem dar und die Halligen verloren dadurch kontinuierlich an Fläche (PETERSEN, 1982). Im Jahr 1872 wurde erstmalig aufgrund erfolgreicher Uferbefestigungsmaßnahmen auf Pellworm und Nordstrand das durch Erosion gefährdete Westufer der Hallig Langeneß durch ein Steindeckwerk befestigt. Im Rahmen des „Halligsicherungsprogramms“ von 1895 wurde begonnen, besonders seegangsexponierte Bereiche an den westlichen Rändern der Halligen durch Deckwerke vor weiterer Erosion zu schützen (PETERSEN, 1982). Bis heute sind alle Halligkanten, an denen keine Akkumulation von Material stattfindet, durch Deckwerke vor der Brandung und einer damit einhergehenden rückschreitenden Erosion geschützt (LKN.SH, 2011b). Abbildung 4.1 zeigt den Zustand solch einer unbefestigten Halligkante auf der Hallig Langeneß (a) und Oland (b) bei Niedrig- beziehungsweise Hochwasser im Jahr 1927. Deutlich erkennbar sind zum einen die Sedimentationsschichten der Marsch (a) sowie die fortschreitende Erosion der Halligkante.

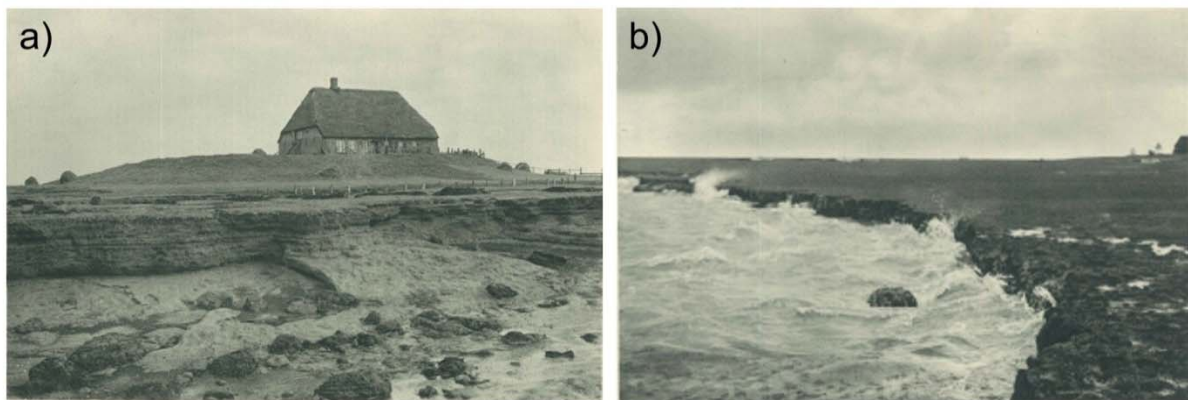


Abbildung 4.1: *Thamenswarf auf Langeneß mit Abbruchkante bei Niedrigwasser (a) und Halligkante von Oland bei Hochwasser (b) (RENGER-PATZSCH, 1927)*

Auf den Halligen sind überwiegend zwei verschiedene Arten von Deckwerken zu finden. Dabei handelt es sich entweder um Setzsteindeckwerke oder Schüttsteindeckwerke aus Basaltsäulen beziehungsweise Granit-Findlingen. In Abbildung 4.2 ist ein Querschnitt eines typischen Deckwerks einer Hallig dargestellt. Die Deckwerke besitzen an der Seeseite eine Böschungsneigung von 1:2 und teilweise zusätzliche Fußsicherungen aus Schüttsteinen. Der waagerechte Deckwerkskopf dient der Überschlagsicherung und hat eine Breite von 1,0 m bis 5,0 m. Er dient zusätzlich als Transport- und Fahrweg. An den Deckwerkskopf schließt ein überhöhtes Deckwerk an, das den Übergangsbereich zwischen massivem Kantendeckwerk und Halligfläche vor Erosion schützt. Dieser überhöhte Deckwerksbereich, der hydraulisch rau ausgestaltet ist, wird als Halligraustreifen beziehungsweise Halligigel bezeichnet (LKN.SH, 2011b).

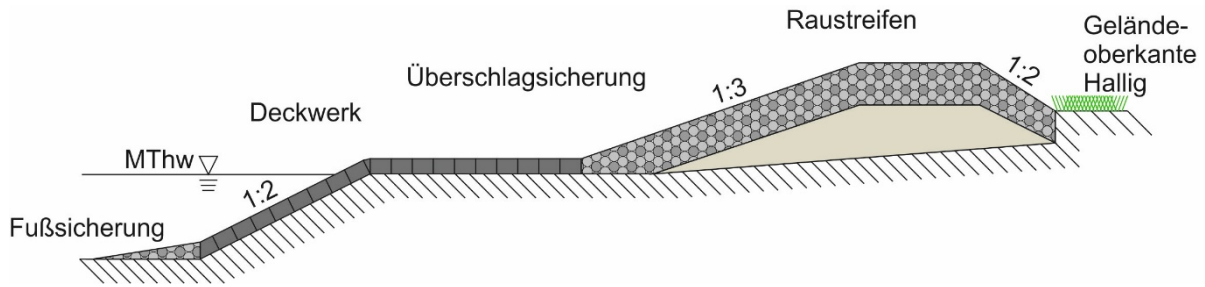


Abbildung 4.2: Idealisierter Querschnitt des Kantenschutzes der Halligen

Die Hauptaufgabe der Halligraustreifen liegt darin, Auskolkungen auf der Halligfläche im Anschluss an das Deckwerk zu verhindern und gleichzeitig die Sedimentation auf den Marschflächen der Halligen während Landunter-Ereignissen zu begünstigen. Durch die regelmäßigen Überflutungen während Sturmfluten werden Sedimente auf den Marschflächen akkumuliert und sorgen so für ein natürliches vertikales Anwachsen der Halligen. Unter der Zielvorgabe eines nachhaltigen Küstenschutzes auf den Halligen muss in Zeiten eines steigenden Meeresspiegels auch weiterhin gewährleistet bleiben, dass eine natürliche Anpassung der Höhenlage der Marschflächen durch Überflutungen stattfinden kann. Die Halligkanten werden hauptsächlich durch die Einwirkung des Seegangs erodiert. Vor allem im unmittelbaren Übergang zwischen dem Deckwerk und der Halligmarsch kommt es zu Auskolkungen durch die Umwandlung von Wellenenergie. Die wesentliche Aufgabe der Halligraustreifen liegt darin, die seegangsinduzierten Kräfte auf die Halligoberfläche zu verringern. Dies kann durch eine Verringerung der Wellenüberlaufweiten und -überlaufgeschwindigkeiten sowie die Verhinderung von Druckschlägen auf den Halligboden erreicht werden. Es ist nicht die Aufgabe der Halligraustreifen, Überflutungen der Halligen während Sturmflutereignissen zu verhindern, sondern vielmehr die Halligkanten vor den hydraulischen Einwirkungen einer Sturmflut zu schützen. Zurzeit werden Halligraustreifen in folgenden drei Varianten ausgeführt (vgl. Kapitel 4.2):

- Variante 1: Setzsteinraustreifen,
- Variante 2: Schüttsteindeckwerk mit kolloidaler Vermörtelung oder Asphaltverguss,
- Variante 3: Elastocoast®-Schotterdeckwerk.

Ausschlaggebend für die Wahl der Variante des Halligraustreifens sind die Lage des zu verstärkenden Abschnittes, die Erreichbarkeit von Land und See, die Witterungsverhältnisse während des Einbaus sowie die momentanen Beschäftigungsverhältnisse der Mitarbeiter des LKN.SH. Für alle drei Varianten existiert allerdings bislang keine ausführliche Bemessungsgrundlage. Nach dem Erläuterungsbericht für Halligdeckwerke (LKN.SH, 2011b) wird ein einfacher Ansatz zur Bemessung verwendet. Dieser berücksichtigt bereits die Durchlässigkeit des Raustreifens. KUMBRUCK (2009) hat außerdem zwei Ansätze zur Konstruktion von undurchlässigen Raustreifen untersucht (vgl. Kapitel 4.3).

Ziel der Untersuchungen dieses Kapitels ist die Entwicklung eines Ansatzes zur Bemessung von Halligraustreifen in der Variante 3 (Elastocoast®-Raustreifen). Dazu werden zunächst bisherige Bemessungsansätze kurz vorgestellt und die maßgebenden Parameter erläutert. Diese können wiederum in Einwirkungen, Umwandlungsprozesse der hydraulischen Belastungen am Bauwerk und den Schadensmechanismus der Erosion auf der Hallig eingeteilt werden. In einem weiteren Arbeitsschritt werden sowohl physikalische als auch numerische Versuche zur hydraulischen

Wirksamkeit von Halligraustreifen durchgeführt. Abschließend wird ein neues Konzept zur Bemessung von Halligraustreifen in der Variante 3 des Elastocoast®-Raustreifens vorgestellt und an einem Beispiel auf der Hallig Langeneß erläutert.

4.2 Bauweisen

4.2.1 Variante 1 - Setzsteinraustreifen

Die Variante 1 der Halligraustreifens aus Setzsteinen (vgl. Abbildung 4.3) ist nur gering erhöht und liegt ungefähr auf Höhe der Halligoberfläche. Er besteht aus beschlagenen Steinen, die von Hand eingesetzt werden und eng aneinander gereiht sind. Sie werden zunächst gewölbt eingebaut, so dass sie sich bei späteren Setzungsvorgängen gegeneinander verkeilen. Dadurch wird ein späteres Herausschlagen von einzelnen Steinen in Folge von Wellenbelastung verhindert. Die Oberfläche dieser Raustreifenvariante ist unregelmäßig und besitzt viele Hohlräume, in denen die Energie der auflaufenden Wellen dissipiert wird. Der Einbau ist witterungsunabhängig und kann auch im Winter durchgeführt werden. Die Bauweise ist allerdings arbeitsintensiv und somit vergleichsweise kostenintensiv. Der Einbau dieser Variante kann von den Mitarbeitern des LKN.SH in Eigenregie durchgeführt werden.



Abbildung 4.3: Setzsteinraustreifen auf Langeneß mit vorgelagertem Deckwerk

Aufgrund seiner flachen Bauweise wird die Überflutungshäufigkeit auf den Halligen durch den Setzsteinraustreifen nicht beeinflusst, da das sedimenthaltige Wasser während Sturmflutereignissen nahezu ungehindert auf die Marschflächen fließen kann. Mit dieser Bauweise kann allerdings nicht das gleichzeitige Anwachsen der Halligfläche kompensiert werden, so dass die exponiert gelegenen Auflandungen nach kurzer Zeit wieder dem Seegang ausgesetzt sind und ein nachhaltiger Küstenschutz somit nicht gewährleistet ist. Zur erneuten Erhöhung des Setzsteinraustreifens muss dieser wieder vollständig ausgebaut werden und neu gesetzt werden.

4.2.2 Variante 2 - Schüttsteinraustreifen mit kolloidaler Vermörtelung oder Asphaltverguss

Beim Schüttsteindeckwerk mit kolloidaler Vermörtelung oder Asphaltverguss (vgl. Abbildung 4.4) sind zwei Arbeitsschritte notwendig. Die Steine werden zunächst mit Hilfe eines Baggers an den Halligkanten aufgeschüttet und anschließend mit Zementkolloiden oder Asphalteinguss verklammert. Da die Verklammerung eine gewisse Aushärtungszeit benötigt, kann diese Variante des Schüttsteinraustreifens nur in den Sommermonaten verbaut werden. In den Wintermonaten besteht die Gefahr, dass der noch nicht verklammerte Bereich durch Sturmfluten beschädigt wird.



Abbildung 4.4: Raustreifen mit kolloidaler Vermörtelung auf Langeneß und vorgelagertes Deckwerk

Die Hohlräume zwischen den geschütteten Steinen werden durch die kolloidale Vermörtelung beziehungsweise den Asphalt nahezu vollständig verschlossen. Aufgrund der erhöhten Bauweise ergibt sich ein negativer Einfluss auf die gewünschten Überflutungshäufigkeiten, da die Durchlässigkeit des Deckwerks nicht gegeben ist und der Raustreifen als kleiner Deich fungiert. Landunter-Ereignisse treten dadurch nur bei höheren Wasserständen auf. Allerdings ergibt sich durch die geringe Durchlässigkeit des Raustreifens eine längere Verweilzeit des Wassers, so dass die im Wasser suspendierten Schwebstoffe auf den Halligflächen sedimentieren können. Eine nachträgliche Erhöhung des Bauwerks als Anpassung an die anwachsende Hallig ist im Gegensatz zum Setzsteinraustreifen möglich. Im Vergleich zur Setzsteinbauweise ist die Rauheit durch die Verfüllung mit kolloidalem Mörtel oder Asphalt bei der Variante 2 geringer. Die Anforderung an einen Bemessungszeitraum von 50 Jahren kann mit den bisher verwendeten Materialien zur Verklammerung nicht eingehalten werden, da die Frost- und Salzbeständigkeit der Vermörtelung bereits nach 20 Jahren in allen bereits eingebauten Bereichen nicht mehr gegeben ist (LKN.SH, 2011b).

4.2.3 Variante 3 - Elastocoast®-Raustreifen

Der erste Elastocoast®-Raustreifen wurde im Jahr 2004 in einem Pilotprojekt auf der Hamburger Hallig gebaut. Der Raustreifen besteht aus einer ca. 0,25 m mächtigen Gesteinsschicht auf einem Schotterkern mit Geotextilunterlage. Der verwendete Granitschotter hat eine Körnung von 38/58 mm

und wird mit Hilfe eines 2-Komponenten-Kunststoffes (Polyurethan) dauerhaft miteinander verklebt (LKN.SH, 2011b). Die zwei Kleberkomponenten werden direkt am Ort des Einbaus vermischt und mit Hilfe eines Zwangsmischers mit der Gesteinskörnung vermengt. Mit einem Anteil von drei Volumenprozent und weniger als 1 mm mächtigen Schichtdicken ist der benötigte Bindemittelgehalt äußerst gering und die Durchlässigkeit des Raustreifens wird kaum beeinflusst (BASF, 2008).



Abbildung 4.5: *Elastocoast®-Raustreifen auf Langeneß*

Der Einbau dieser Variante 3 des Halligraustreifens kann durch Mitarbeiter des LKN.SH umgesetzt werden. Der Kleber benötigt eine Aushärtungszeit von lediglich zwei Stunden. Für den Einbau wird eine Mindesttemperatur von 10°C benötigt und die Steine sollten trocken und sauber sein. BASF (2008) hat für den Elastocoast®-Raustreifen zudem eine Langzeitbeständigkeit in Salzwasser für einen Temperaturbereich von 20-30°C sowie die UV- und Frostbeständigkeit nachgewiesen. Eine flexible Anpassung an die Sedimentations- und Erosionsverhältnisse auf den Halligen ist relativ einfach umzusetzen, da eine nachträgliche Erhöhung auf das bereits bestehende Bauwerk aufgesetzt werden kann. Es wurden zahlreiche Versuche zu den konstruktiven Eigenschaften des Elastocoast®-System durchgeführt, die in einem Bemessungshandbuch zusammengefasst sind (BIJLSMA, 2010). Der Grenzwert für die Widerstandsfähigkeit gegenüber Wellenüberlauf liegt bei einer mittleren Wellenüberlauf rate von 125 l/(s·m). Die Biegefestigkeit ist abhängig von der Gesteinskörnung und liegt im Bereich zwischen 0,5 MPa und 1,09 MPa. Dies entspricht einer Druckschlagbelastung durch Wellen mit einer Höhe von ca. 8 m. In experimentellen Untersuchungen zur Haftfähigkeit des Klebers wurde die Grenzbelastung nicht durch das Versagen des Klebers, sondern durch das Versagen des Gesteins erreicht (EVERTZ & PETERSEN, 2007). Aufgrund der hohen Stabilität des Elastocoast®-Raustreifens wird in dieser Arbeit nicht näher auf die konstruktive Bemessung des Raustreifens eingegangen und die Standfestigkeit sowie hydraulische Widerstandsfähigkeit als ausreichend angesehen. Aufgrund des einfachen Einbaus, seiner guten Anpassungseigenschaften und der Einbindung ins Landschaftsbild wird der Elastocoast®-Raustreifen vom LKN.SH bevorzugt verbaut. Der im Rahmen dieser Arbeit entwickelte Bemessungsansatz bezieht sich daher nur auf diese Variante des Halligraustreifens. Die in den folgenden Kapiteln 4.3 bis 4.9 beschriebenen

Eigenschaften des hydraulischen Verhaltens entsprechen, sofern nicht anders angegeben, denen des Elastocast®-Raustreifens.

4.3 Stand der Wissenschaft

Für den Elastocast®-Raustreifen liegt bislang keine ausführliche Bemessungsgrundlage vor. Nach dem Erläuterungsbericht für Halligdeckwerke (LKN.SH, 2011b) existiert ein vereinfachter Ansatz zur Bestimmung der Raustreifenhöhe, bei dem auch die Durchlässigkeit des Deckwerkes berücksichtigt wird. Des Weiteren werden von KUMBRUCK (2009) zwei Ansätze zur Konstruktion eines undurchlässigen Raustreifens beschrieben. Nach LKN.SH (2011b) wird die Höhe des Raustreifens auf Basis der Wassertiefe d vor den zu sichernden Halligkanten ermittelt. Die Bemessungswassertiefe d_{BM} wird aus der Differenz der Watthöhe H_1 sowie der Höhenlage der auf der Leeseite des Raustreifens gelegenen Halligoberfläche H_2 berechnet (vgl. Abbildung 4.6). Die maximale Wellenhöhe H_{max} wird mit Hilfe der folgenden Formel näherungsweise berechnet (LKN.SH, 2011b):

$$H_{max} = 0,5 d \quad (4.1)$$

Die Höhe des Raustreifens H_{RS} in Bezug auf das vorgelagerte Watt ergibt sich aus der Addition von Wellenhöhe H_{max} und Wassertiefe d_{BM} :

$$H_{RS} = H_{max} + d = 1,5 d_{BM} \quad (4.2)$$

Dieser praxisorientierte Ansatz nach LKN.SH (2011b) ist für eine näherungsweise Abschätzung der notwendigen Höhenlage des Deckwerkes durchaus geeignet. Er berücksichtigt allerdings nur die Bemessungswassertiefe d_{BM} vor dem Deckwerk und keine Erosionsvorgänge auf der Halligmarsch.

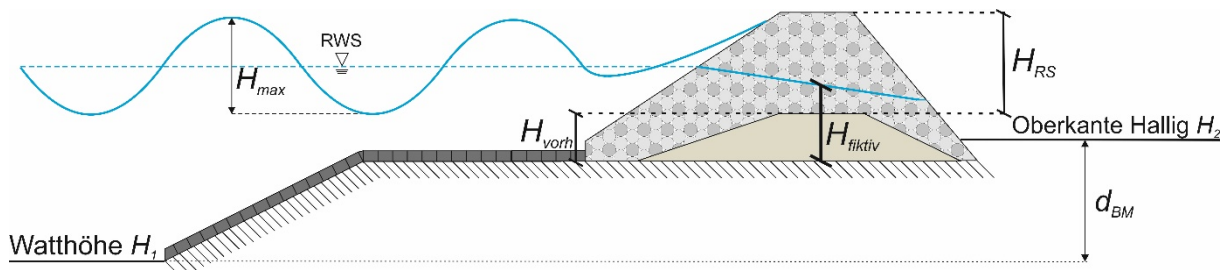


Abbildung 4.6: Definitionsskizze und Parameter zur Berücksichtigung der Raustreifendurchlässigkeit (nicht maßstabsgetreu)

Zur Bestimmung der Überflutungshäufigkeiten nach Durchführung einer Erhöhung der Halligraustreifen wird nach LKN.SH (2011b) zudem seine Durchlässigkeit berücksichtigt. Der durchlässige Elastocast®-Raustreifen wird dabei als fiktives undurchlässiges Bauwerk betrachtet, dessen Höhe sich nach der folgenden Formel berechnet:

$$H_{fiktiv} = 0,5 (H_{vorh} + H_{RS}) \quad (4.3)$$

mit:

H_{fiktiv}	=	Berechnete undurchlässige Raustreifenhöhe	[m]
H_{vorh}	=	Vorhandene Raustreifenhöhe	[m]
H_{RS}	=	Geplante Raustreifenhöhe	[m]

Für die Höhe H_{fiktiv} kann die Anzahl der zu erwartenden Überflutungen nach einer Deckwerksverstärkung aus den bisher gemessenen Überflutungswasserständen ermittelt werden (LKN.SH, 2011b).

KUMBRUCK (2009) stellt ein Modell für die Belastungsgrößen eines Halligraustreifens auf, in dem auf Grundlage des EurOtop-Manuals (PULLEN ET AL., 2007) und SCHÜTTRUMPF (2001) der Wellenüberlauf sowie Strömungsgrößen des Wellenüberlaufs für zwei fiktive Varianten der Raustreifen berechnet werden. Untersucht werden dabei eine flache sowie eine steile Variante. Die flache Variante besteht aus einem nicht erhöhten Setzsteinprofil (vgl. Kapitel 4.2.1) mit einem Rauheitsfaktor von $\gamma_f = 0,5$. In KUMBRUCK (2009) werden für diese Variante verschiedene Deckwerksneigungen und Breiten des Raustreifens untersucht. Die steile Variante umfasst ein erhöhtes Raustreifenprofil als durchlässigen Steinwall mit unterschiedlichen Böschungsneigungen und Kronenhöhen (vgl. Kapitel 4.2.2). Das gesamte Bauwerk, bestehend aus Deckwerk, Überschlaggerüst und Raustreifen, wird allerdings nicht durchlässig berechnet. Die Böschungsrauheiten der einzelnen Bauwerksabschnitte werden in einem gemittelten Rauheitsfaktor γ_f zusammengefasst. KUMBRUCK (2009) zeigt, dass zur Bemessung des Raustreifens die Strömungsgrößen am Übergang zwischen Küstenschutzbauwerk und Halligfläche für die Erosion entscheidend sind. Für den Beginn der Erosion wird die kritische Geschwindigkeit nach KORTENHAUS & OUMERACI (2002) ermittelt. Hierbei wird mit $v_{krit} = 4,5$ m/s die Erosionsresistenz für eine dichtbewachsene, gut verwurzelte und gepflegte Grasnarbe ($f_G = 1,4$) berechnet (vgl. Formel (4.6)).

Aufgrund des einfachen Einbaus wird der Elastocoast®-Raustreifen vom LKN.SH bevorzugt eingesetzt (vgl. Kapitel 4.2.3). Die durchlässige Bauweise der Raustreifen reduziert den Wellenüberlauf durch Infiltration und ermöglicht die Bildung eines Wasserpolsters auf der Halligmarsch. Diese Raustreifenbauweise sowie die schützende Wirkung des Wasserpolsters werden von KUMBRUCK (2009) nicht im Detail berücksichtigt. Außerdem erscheint die kritische Schwallgeschwindigkeit von $v_{krit} = 4,5$ m/s für die Marschflächen der Hallig zu hoch. Von ERCHINGER ET AL. (1996) haben gezeigt, dass eine den Halligböden ähnliche Hellerfläche instationären Belastungen von $v = 4,5$ m/s nicht Stand halten kann.

Da bislang grundlegende Kenntnisse zur hydraulischen Leistungsfähigkeit von Halligraustreifen fehlen, werden im Rahmen dieser Arbeit sowohl physikalische Modellversuche als auch numerische Simulationen durchgeführt, mit deren Hilfe diese Wissenslücken geschlossen werden sollen. Die Untersuchungen dienen der Ermittlung von Überfallbeiwerten und Forchheimer-Koeffizienten, die in die Entwicklung eines Ansatzes zur Bemessung der Elastocoast®-Raustreifen eingehen. Dieser Bemessungsansatz berücksichtigt zum einen die Durchlässigkeit des Raustreifens und zum anderen die Gefahr durch Erosion auf der Leeseite des Bauwerks. Aus diesem Grund muss ein Wasserstand gefunden werden, der zur maximalen Belastung der Halligoberfläche hinter dem Raustreifen führt. Kenntnisse über den Transmissionskoeffizienten von Halligraustreifen wurden bereits im Rahmen der Kalibrierung des numerischen Seegangmodells gewonnen und werden in diesem Kapitel nicht weiter aufgeführt (vgl. Kapitel 3.5).

4.4 Darstellung der maßgebenden Parameter bei der Bemessung von Halligraustreifen

4.4.1 Einführung

Die maßgebenden Parameter zur Bemessung von Halligraustreifen werden zunächst mit Hilfe eines einfachen Modells zusammengetragen. Sie gliedern sich in Einwirkungen, Umwandlungsprozesse der hydraulischen Belastungen am Bauwerk und den Schadensmechanismus der Erosion auf der Hallig.

4.4.2 Übersicht zu maßgeblichen Prozessen für die Bemessung von Halligraustreifen

Das vereinfachte Modell zur Bemessung von Halligraustreifen lässt sich in drei Bereiche einteilen. Die Einwirkungen erfolgen von der Seeseite und können durch Wasserstands- und Seegangparameter beschrieben werden. Die hydraulischen Umwandlungsprozesse geschehen am Deckwerk und Halligraustreifen. Sie werden durch folgende geometrische Parameter und Materialparameter beeinflusst:

- Geometrische Parameter:
 - Kronenhöhe,
 - Kronenbreite und –bauweise,
 - Böschungsneigung.
- Materialparameter:
 - Porosität,
 - Steinform und –orientierung,
 - Steindurchmesser.

Im Bereich der Spritzwasserzone und über die gesamte Wellenauf- und Wellenüberlaufänge infiltriert Wasser in den durchlässigen Raustreifen. Dabei kommt es zur Interaktion zwischen externer und interner Wellenbewegung. Die auf der Hallig ankommende Seegangenergie verursacht Wellen, die auf den Marschflächen brechen und Strömungsvorgänge hinter dem Raustreifen induzieren. Von Interesse sind dabei als Belastungen der Halligmarsch sowohl der maximale Druckschlag als auch die Strömungsgeschwindigkeiten des Wellenüberlaufschwalls. Das auf der Marschfläche stehende Wasser bildet wiederum ein schützendes Polster gegen Erosion und ist somit als Widerstand anzusetzen. Einen Überblick über diese drei Bereiche und relevanten Parameter zur Bemessung des Küstenschutzes auf den Halligen bietet Abbildung 4.7.

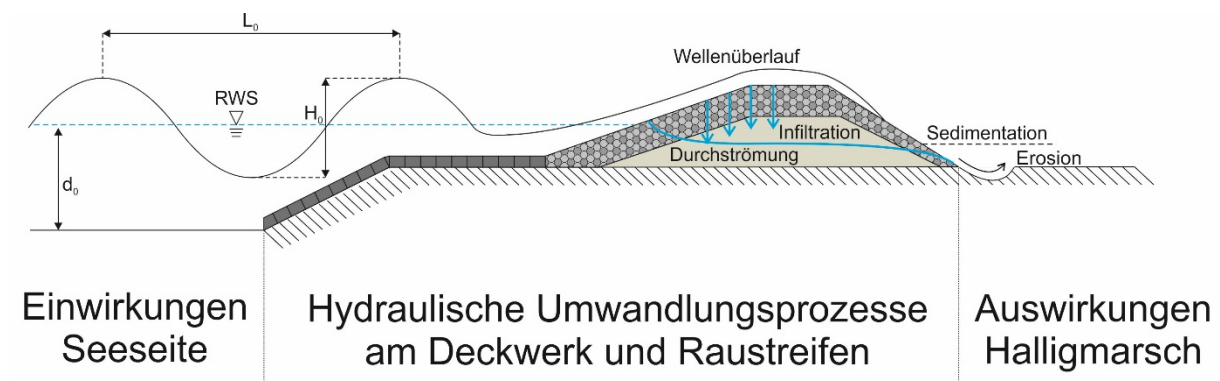


Abbildung 4.7: Übersicht zu Einwirkungen und Prozessen an und im Halligraustreifen

Erosionsvorgänge an der Halligoberfläche müssen verhindert werden, da sie zum einen das Mitwachsen der Halligen mit dem steigenden Meeresspiegel verhindern und zum anderen die Stabilität der Halligdeckwerke gefährden. Die Zielsetzung zur Bemessung von Halligraustreifen ist dementsprechend, Erosionsvorgänge während eines Sturmflutereignisses zu reduzieren beziehungsweise ganz zu verhindern. Gleichzeitig ist die Ablagerung von Sedimenten zu gewährleisten, so dass die Halligen sich an den zu erwartenden und bereits erfolgten Meeresspiegelanstieg anpassen können. Die ausreichende Durchlässigkeit für Sediment wird im Rahmen dieser Arbeit vorausgesetzt und sollte in zukünftige Studien jedoch untersucht werden. Diese Arbeit konzentriert sich auf die hydraulische Leistungsfähigkeit des Raustreifens, welche die Randbedingung für eine mögliche Sedimentation bildet. Ein Bemessungsansatz muss somit sowohl die Einwirkungen als auch die Widerstände gegen den Versagens- oder Schadensfall beinhalten. Der Vergleich zwischen Belastungen und Widerständen erfolgt über die Grenzzustandsgleichung (4.4):

$$Z = R - S \quad (4.4)$$

Ein Versagen des Bauwerks tritt im Allgemeinen ein, sobald die Einwirkungen S größer werden als die Widerstände R ($Z < 0$). Der Grenzzustand ist erreicht, wenn Einwirkungen und Widerstände gleich groß sind ($Z = 0$).

4.4.3 Erosion und Sedimentation

Das vertikale Wachstum der Halligen erfolgt auf natürliche Weise durch die Ablagerung von marinen Sedimenten aus den umliegenden Wattgebieten auf den Marschflächen. Das Sedimentangebot wird von morphologischen und hydrodynamischen Vorgängen beeinflusst, die sich in vier Faktoren zusammenfassen lassen:

- Wasserstand,
- Sturmfluthäufigkeit,
- Umlagerung des Sedimentangebots in den umliegenden Wattgebieten,
- Vertiefung und Verbreiterung der Tiderinnen.

Die auf den Salzwiesen abgelagerten Sedimentmengen werden von der Anzahl und Dauer der Landunter-Ereignisse bestimmt. Diese werden wiederum von der topographischen Höhe der Hallig, der Exposition sowie den vorhandenen Küstenschutzmaßnahmen beeinflusst. Die Halligen weisen in dem Zusammenhang eine Reliefstruktur auf, die typisch für regelmäßig überflutete Küstenmarschen ist. Im direkten Bereich hinter den Küstenschutzmaßnahmen an den Halligkanten bildet sich eine Uferwallstruktur aus, die sich zum zentralen Bereich der Hallig hin abflacht (DEICKE ET AL., 2007). Abbildung 4.8 zeigt ein Nord-Süd Profil auf der Hallig Langeneß basierend auf DGM1-Daten des LVerGeo SH (Rechtswert des Profils: 3475880). Deutlich erkennbar ist dabei die Abnahme der Geländehöhen vom Bereich der Halligkanten zum zentralen Halligbereich. Während die Geländehöhen an den Halligkanten im Bereich von NHN +2,50 m bis NHN +2,00 m liegen, werden im zentralen Bereich der Hallig lediglich Geländehöhen von ca. NHN +1,50 m erreicht. Dies entspricht ungefähr dem Wert des MThw (NHN +1,48 m) des dort befindlichen Küstenbereichs (vgl. Tabelle 2.4).

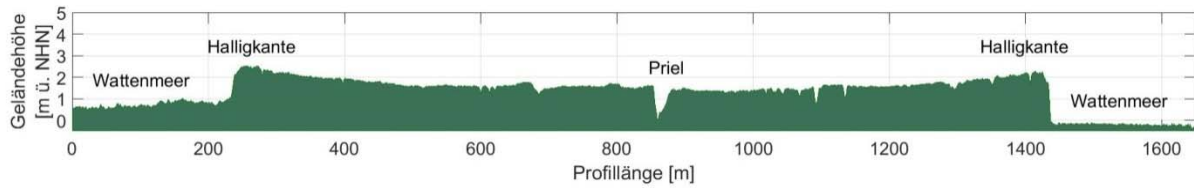


Abbildung 4.8: Nord-Süd Profil auf der Hallig Langeneß basierend auf DGM1-Daten des LVermGeo SH (Rechtswert des Profils: 3475880)

Die Sedimentation auf den Halligen wird durch längere Verweilzeiten begünstigt. Während dieser Verweilzeit kann das in der Wassersäule vorhandene Sediment auf die Oberflächen absinken. Dies geschieht mit einer nahezu konstanten Sinkgeschwindigkeit w_s , die für eine ideale Kugel über das Gleichgewicht zwischen Gewichtskraft und Strömungswiderstand formuliert wird (BOSBOOM & STIVE, 2011):

$$w_s = \sqrt{\frac{4}{3} \frac{gD}{C_D} \left(\frac{\rho_s - \rho_w}{\rho_w} \right)} \quad (4.5)$$

mit:

D	=	Charakteristischer Sedimentdurchmesser	[m]
C_D	=	Strömungswiderstandskoeffizient	[-]
ρ_w	=	Dichte von Wasser	[kg/m ³]
ρ_s	=	Dichte des Sediments	[kg/m ³]

Die jeweilige Verweilzeit des Wassers wird durch das Zurückströmen des eingestauten Wassers durch die durchlässigen Raustreifen und die Sieltoranlagen beeinflusst. Eine genaue Berechnung der Verweilzeit kann somit nur über die Kenntnis der Durchflüsse an den Sieltoranlagen erfolgen. Die Entwässerung durch den durchlässigen Halligigel kann nach Formel (4.25) berechnet werden.

Die größten Belastungen an den Halligkanten werden durch instationäre Wellenbelastungen verursacht, da diese als Linienlast an den Rändern der Halligen wirken (ERCHINGER ET AL., 1996). Die stärksten hydrodynamischen Belastungen auf die Halligoberfläche sind der Druckschlag und die Schwallströmung brechender Wellen über den Halligraustreifen. Die Schwallströmung induziert eine Schubspannung auf den Untergrund. Der Übergangsbereich zwischen Bauwerksböschung und der ebenen Halligoberfläche wird besonders von dieser Schwallströmung belastet. Am Auftreffpunkt des Druckschlags hingegen wirkt die Kraft senkrecht zum Untergrund und übt eine Sprengwirkung innerhalb von Rissen im Boden aus (FÜHRBÖTER, 1966). Die Erosion der Halligoberfläche setzt ein, sobald die Scherfestigkeit des Untergrundes überschritten wird. Diese ergibt sich auf Salzmarschen aus der Widerstandsfähigkeit des Bodenmaterials und dem zusätzlich stabilisierenden Einfluss der Pflanzen (VAN EERDT, 1985). Eine Pflanzendecke erhöht zum einen die Rauheit der Halligoberfläche, wodurch die Strömung direkt an der Oberfläche abgebremst wird, und zum anderen bindet das Wurzelwerk der Pflanzen die Bodenpartikel (VALK, 2009).

Für die Erosion der Halligfläche ist die Wellenüberlaufrate am Halligraustreifen ein wesentlicher Parameter. Die EAK (2007) gibt Anhaltswerte zur Wirkung der mittleren Wellenüberlaufraten auf die strukturelle Sicherheit eines Grasdeiches an. Demnach treten erste Schäden ab einer mittleren Überlaufrate von $q = 1 \text{ l/(s}\cdot\text{m)}$ und ausgebildete Schäden für $q \geq 10 \text{ l/(s}\cdot\text{m)}$ auf (vgl. Abbildung 6.2). Diese kritische Überlaufrate ($q \geq 10 \text{ l/(s}\cdot\text{m)}$) wurde von VAN DER MEER ET AL. (2009) ebenfalls bestätigt. Ein geeigneter Parameter für den Beginn und das Ausmaß der Erosion ist eine kritische Geschwindigkeit, die für maximale Wellenhöhen mit Untersuchungen nach SCHÜTTRUMPF (2001) verglichen werden kann. In die Formulierung dieser kritischen Geschwindigkeit können die entsprechenden Bodenparameter implementiert werden. KORTENHAUS & OUMERACI (2002) errechnen die kritische Geschwindigkeit v_{krit} für den Wellenüberlauf an der Binnenböschung eines Deiches in Abhängigkeit von einer qualitativen Beschreibung der Pflanzendecke. Die Qualität der Pflanzendecke wird in die drei Klassen „gut“ ($f_G = 1,4$), „durchschnittlich“ ($f_G = 1,0$) und „schlecht“ ($f_G = 0,7$) eingestuft. Die Ausbildung einer qualitativ guten Grasdecke mit einem guten Wurzelsystem benötigt durchschnittlich vier Jahre (VALK, 2009). Neben der Qualität des Bewuchses f_G geht auch die Dauer des Wellenüberlaufes t_s [h] in die Berechnung ein:

$$v_{krit} = f_G \cdot \frac{3,8}{1 + 0,8 * \lg t_s} \quad (4.6)$$

KORTENHAUS & OUMERACI (2002) geben an, dass die Zeit lediglich mit dem Logarithmus in die Formel (4.6) eingeht, und somit statt der schwer erfassbaren Wellenüberlaufdauer auch die gesamte Sturmdauer für die Berechnung verwendet werden kann. Diese Sturmdauer kann Werte zwischen 1 h und 30 h annehmen, wobei der maximale Wert zu einem niedrigeren Grenzwert für den Erosionsbeginn führt. In der Realität kommt es innerhalb des Sturmereignisses nur in einem Bruchteil der Zeit zum Wellenüberlauf, so dass dieser Ansatz mit der Angabe der gesamten Sturmdauer auf der sicheren Seite liegt. ERCHINGER ET AL. (1996) ermittelten den Einfluss botanischer und pedogener Faktoren auf die Erosionsbeständigkeit von Salzwiesen. Bei Belastung des Bodens mit stationären Strömungen von bis zu 4,5 m/s wurden keine substantiellen Schäden festgestellt und somit ein Schaden durch Überströmen ausgeschlossen. Druckschlagbelastungen von 0,4 bar und Auflaufgeschwindigkeiten von 3 m/s führten bereits nach kurzer Dauer zu Schäden auf der Oberfläche. Bei entsprechender Wasserbedeckung des Bodens wird die Schwallströmung jedoch deutlich abgebremst. Ab einer Überdeckung von mehr als 0,4 m wird demnach eine Schadensfreiheit des Bodens beobachtet (ERCHINGER ET AL., 1996). Bei Druckschlägen auf einer Deichböschung hat FÜHRBÖTER (1966) bereits ab einem Wasserpolster von wenigen Zentimetern eine bedeutende Reduktion der Druckschlagmaxima gezeigt. Ab einem Wasserpolster von 0,1 m ist lediglich der Staudruck noch messbar. FÜHRBÖTER (1966) begründet dies mit Lufteinschlüssen im Wasserpolster. Je größer das Wasserpolster ist, desto mehr Luft kann in dieses eingetragen werden. Nach KORTENHAUS & OUMERACI (2002) entsteht Erosion durch Druckschlag sobald der Scherwiderstand τ des Bodenelementes durch die vom Druckschlag verursachte Auftriebskraft überschritten wird. Die Auftriebskraft unterhalb des Bodenelementes muss dabei zeitlich verzögert zum eintreffenden Druckschlag wirken, da sonst eine Herauslösung des Bodens nicht möglich wäre. Der Widerstand des Bodens wird durch eine Pflanzendecke erhöht. In Formel (4.7) muss diese Erhöhung berücksichtigt werden. KORTENHAUS & OUMERACI (2002) empfehlen eine Erhöhung um das 2,5- bis 3-fache der Scherfestigkeit τ .

$$p_{krit} = \frac{t}{1 - k(t)} \left[\gamma_k \cos \alpha + \tau \left(\frac{1}{b_E} + \frac{2}{l_E} \right) \right] \quad (4.7)$$

mit:

γ_k	=	Wichte des Materials	[kN/m ³]
t	=	Schichtdicke	[m]
b_E	=	Breite des Bodenelementes	[m]
l_E	=	Länge des Bodenelementes	[m]
τ	=	Scherwiderstand	[kN/m ²]
$k(t)$	=	Zeitabhängiger Faktor für äußere Wellenbelastung	[-]

4.5 Physikalische und numerische Modellierung von Halligraustreifen

4.5.1 Einführung

Mit Hilfe physikalischer und numerischer Modellversuche sollen Kenntnisse über die hydraulische Leistungsfähigkeit der Halligraustreifen unter stationärer Belastung gewonnen werden. Die physikalischen Modellversuche dienen dabei der Ermittlung von Überfallbeiwerten und der anschließenden Validierung des numerischen Modells. Mit Hilfe des numerischen Modells werden Forchheimer-Koeffizienten für den Halligraustreifen ermittelt. Diese hybride Modellierung ermöglicht es, dass hydraulische Eigenschaften des Bauwerks aus wenigen physikalischen Modellversuchen bestimmt werden und im Anschluss für umfassende numerische Simulationen verwendet werden können. Die numerische Modellierung wird zusätzlich für Optimierungsaufgaben und Variantenstudien eingesetzt, da der Aufbau neuer Geometrien im numerischen Modell im Vergleich zum physikalischen Modell weniger aufwendig ist.

Im folgenden Kapitel werden der verwendete Modellmaßstab, die eingesetzten Materialien sowie die Messtechnik der physikalischen Modellversuche (Kapitel 4.5.2) beschrieben. Im Kapitel 4.5.3 wird der Aufbau des numerischen Modells mit dem Softwarepaket OpenFOAM vorgestellt. Die ausführlichen Ergebnisse dieser numerischen Untersuchungen sind in WOLBRING (2013) zu finden.

4.5.2 Physikalische Modellversuche

Modellaufbau

Die physikalischen Modellversuche zur hydraulischen Leistungsfähigkeit von Halligraustreifen wurden in der Kiprinne des Instituts für Wasserbau und Wasserwirtschaft (IWW) an der RWTH Aachen University durchgeführt. Der Freispiegelabfluss der durchgeführten stationären Versuche wird von Trägheits- und Schwerkraften dominiert. Das Verhältnis zwischen diesen beiden Kräften wird mit der Froude-Zahl ausgedrückt:

$$Fr = v / \sqrt{gd} \quad (4.8)$$

Bei turbulenten Fließwechseln über Wehrrücken kann der Einfluss der Reibung in der kleinskaligen Modellierung vernachlässigt werden (MARTIN & POHL, 2008). Im kleinmaßstäblichen physikalischen

Modell muss das Gleichgewicht zwischen den dominierenden Kräften erhalten bleiben. Daher wird der Modellskalierung das Froude'sche Ähnlichkeitsgesetz ($Fr_{Modell} = Fr_{Prototyp}$) zu Grunde gelegt. Für den Längenmaßstab wurde ein Verhältnis zwischen Modell und Natur von

$$N_L = L_M : L_P = 1 : 5$$

gewählt. Daraus ergibt sich ein Maßstabsfaktor für die Zeit von

$$N_T = T_M : T_P = 1 : \sqrt{5}.$$

Für zwei verschiedene Modellgeometrien (siehe Abbildung 4.9) wurden stationäre Abflusszustände mit unterschiedlichen Überfallhöhen untersucht. Die Modellkörper bilden zwei Ausbaustände des Halligraustreifens nach (vgl. Abbildung 4.10).

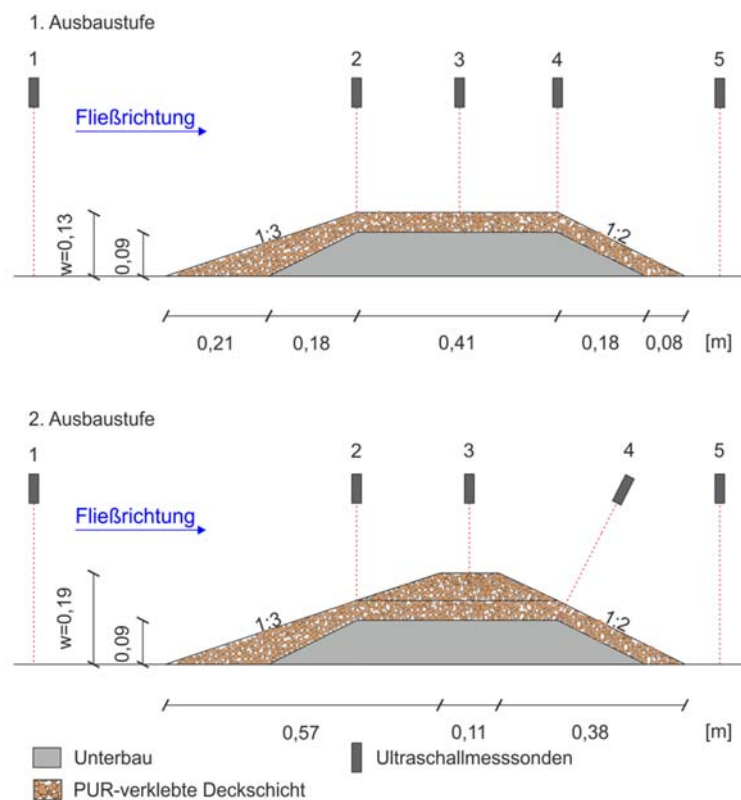


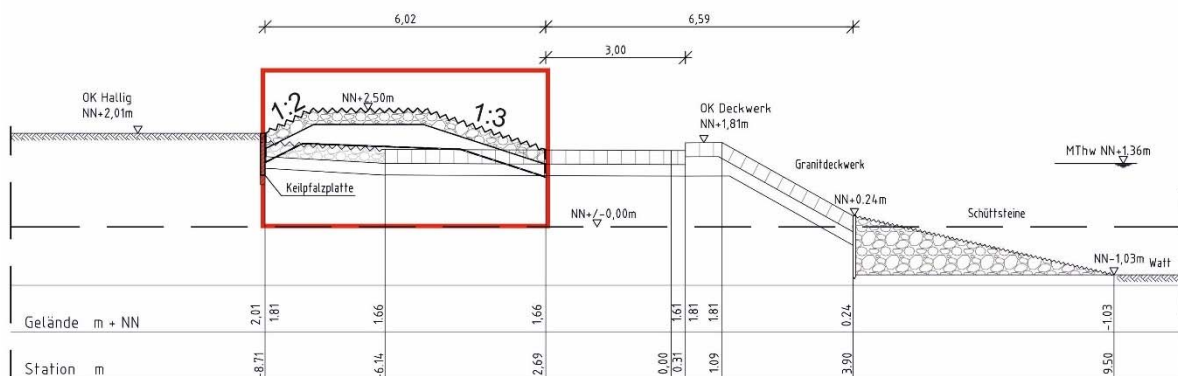
Abbildung 4.9: Anordnung der Messquerschnitte während der physikalischen Modellversuche in der Ausbaustufe 1 (oben) und Ausbaustufe 2 (unten)

In der ersten Ausbaustufe besitzt die Raustreifenkonstruktion eine Kronenhöhe von $0,13$ m. Sie besteht aus einer $0,09$ m hohen, undurchlässigen Unterkonstruktion, die auf der Luv- und Leeseite eine Böschungsneigung von $1:2$ aufweist. Auf dieser Unterkonstruktion befindet sich eine durchlässige Schicht aus Polyurethan (Elastocost®) verklebten Schottersteinen. Diese durchlässige Elastocost®-Schicht weist auf der Luv-Seite eine Böschungsneigung von $1:3$ und auf der Lee-Seite von $1:2$ auf. Die Krone der Ausbaustufe 1 hat eine Länge von $0,41$ m. Das gesamte Modell hat somit eine Länge von $1,06$ m. Mit einer Breite von $1,0$ m erstreckt es sich über den gesamten Querschnitt der Kiprinne, so dass sich ein zweidimensionaler Strömungszustand einstellen kann. In der Ausbaustufe 2 wurde

die poröse Schicht auf eine Kronenhöhe von 0,19 m erhöht, so dass die Kronenbreite durch die Verlängerung der Böschung auf 0,11 m reduziert wird (vgl. Abbildung 4.9).

In Abbildung 4.10 sind die Deckwerksprofile an den Stationen 7+037 (oben) und 7+255 (unten) auf der Hallig Langeneß (vgl. Abbildung 4.26) dargestellt, die als Vorlage der nachgebildeten Modellkörper im Maßstab 1:5 dienen. Der im physikalischen Modell untersuchte Raustreifen ist jeweils rot markiert. Im Gegensatz zur Abbildung 4.9 befindet sich in Abbildung 4.10 die Luvseite des Raustreifens auf der rechten Bildseite.

Ausbaustufe 1: Langeneß 7+037



Ausbaustufe 2: Langeneß 7+255

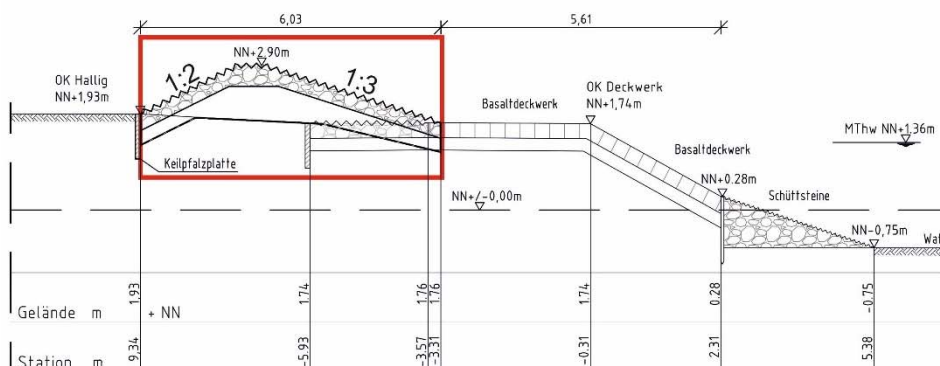


Abbildung 4.10: Deckwerksprofile an Stationen 7+037 (oben) und 7+255 (unten) auf der Hallig Langeneß (verändert nach LKN.SH, 2011b)

Für die Elastocoast[®]-Schicht des Halligraustreifens im Naturmaßstab wird Granitschottergestein mit einem minimalen Korndurchmesser von 38 mm und einem maximalen Korndurchmesser von 58 mm eingebaut (LKN.SH, 2011b). Die Skalierung des Korndurchmessers kann im Maßstab 1:5 nicht exakt eingehalten werden, da die Nennöffnungsweite der in einer Maschinsiebung eingesetzten Siebböden normativ festgelegt ist (DIN 66165-1 (1987)). Der minimale Korndurchmesser der Versuchskörnung beträgt somit 8 mm und der maximale 16 mm. Die Sieblinie der eingesetzten Körnung ist in Abbildung 4.11 dargestellt. Es ergibt sich eine relativ eng gestufte Sieblinie ($U = 5,5$) und als charakteristischer Durchmesser kann aus der Sieblinie der Steindurchmesser bei 50% Siebdurchgang bestimmt werden. Dieser beträgt $D_{50} = 0,01$ m.



Abbildung 4.11: Sieblinie der verwendeten Gesteinskörnung

Die Porosität der Gesteinskörnung wurde im unverklebten Zustand untersucht, da der Klebstoff bei einem Verhältnis von 33 kg Elastocoast® je m³ Steine lediglich eine dünne Schicht auf den Steinen hinterlässt und die Porosität somit nur unwesentlich beeinflusst. Hierfür wurden insgesamt sechs Proben untersucht. Das Porenvolumen V_p ergibt sich aus der Gewichtsdiﬀerenz zwischen der reinen Steinschüttung und der Steinschüttung mit Wasserfüllung. Für die Porosität n wird der Quotient aus Porenvolumen und Gesamtvolumen des Versuchsbehälters gebildet. Tabelle 4.1 gibt eine Übersicht über die Streuung der gemessenen Werte. Die minimale und maximale Porosität n weicht nur geringfügig vom Mittelwert ab. Als charakteristischer Wert für die Porosität wird in den numerischen Modellversuchen (Kapitel 4.5.3) das arithmetische Mittel der Messungen verwendet. Abbildung 4.12 zeigt den Aufbau und die eingesetzte Messtechnik der physikalischen Modellversuche in der Ausbaustufe 2 (vgl. Abbildung 4.9) in der Kipprinne des IWW.

Tabelle 4.1: Auswertung der Porositätsmessung

Versuch	Porenvolumen V_p [l]	Porosität n [%]
Min	4,8	38,4
Max	5,2	41,6
Mittelwert	5,0	40,1

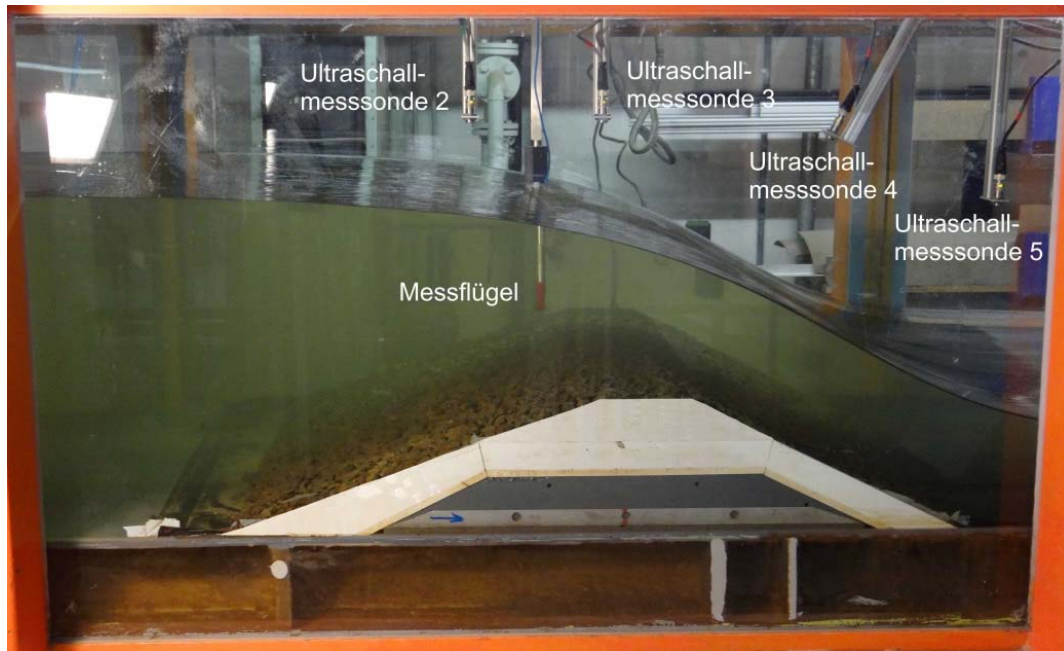


Abbildung 4.12: Aufbau des physikalischen Modellversuchs in der Ausbaustufe 2 in der Kiprinne des IWW

Messprogramm

Das Messprogramm der physikalischen Versuche bestand aus Messungen der Lage der Wasserspiegeloberfläche und der Fließgeschwindigkeit an insgesamt fünf Messpositionen. Die Messpositionen können für beide Ausbaustufen der Abbildung 4.9 entnommen werden. Für beide Ausbauzustände wurden jeweils sieben Überfallhöhen untersucht, die in Tabelle 4.2 zusammengefasst sind. Die Kronenhöhe w beträgt im Ausbauzustand 1 0,13 m und im Ausbauzustand 2 0,19 m (vgl. Abbildung 4.9).

Tabelle 4.2: Überfallhöhen der physikalischen Modellversuche am Messquerschnitt 1

	$w/h_{\bar{u}} [-]$						
Ausbauzustand 1	1,00	0,86	0,77	0,69	0,59	0,48	0,42
Ausbauzustand 2	1,48	1,26	1,11	1,00	0,86	0,70	0,67

Für die Wasserspiegelmessungen wurden fünf Ultraschallmesssonden des Typs *pico+35/I* der Firma microsonic verwendet. Die Sonde entsendet einen Ultraschall-Impuls, der von der Phasengrenze Luft-Wasser reflektiert wird. Der reflektierte Strahl wird von der Sonde erfasst und die Laufzeit zwischen Sendeimpuls und Echosignal gemessen. So kann die Distanz des Wasserspiegels zur Sonde mit einer Genauigkeit von $\pm 1\%$ ermittelt werden.

Die Geschwindigkeitsmessungen wurden mit einer *Mini Water6 Micro* Flügelmesssonde der Firma Schiltknecht unterhalb der Positionen der fünf Ultraschallmesssonden durchgeführt. Für eine möglichst gute Darstellung der Geschwindigkeitsverteilung über die Fließtiefen wurde an fünf Positionen innerhalb des Tiefenprofils gemessen. Die Messtiefe z richtete sich dabei nach der zuvor gemessenen Wasserspiegellage h und erfolgte in den Positionen $i = z/h = \{1,0; 0,95; 0,65; 0,4; 0,1; 0\}$. Die mittlere Geschwindigkeit wird mit Hilfe von Wichtungsfaktoren über die Geschwindigkeiten an den einzelnen Messpositionen ermittelt.

$$v_{mittel} = \left[\begin{array}{l} (z_{1,0} - z_{0,95}) \cdot c_0 \cdot v_{0,95} + (z_{0,95} - z_{0,65}) \cdot c_1 \cdot (v_{0,95} + v_{0,65}) \\ + (z_{0,65} + z_{0,4}) \cdot c_2 \cdot (v_{0,65} + v_{0,4}) + (z_{0,4} - z_{0,2}) \cdot c_3 \cdot (v_{0,4} + v_{0,2}) \\ + (z_{0,2} - z_{0,1}) \cdot c_4 \cdot (v_{0,2} + v_{0,1}) + z_{0,1} \cdot c_5 \cdot v_{0,1} \end{array} \right] / z_{1,0} \quad (4.9)$$

mit:

v_{mittel}	=	Mittlere Fließgeschwindigkeit im Messquerschnitt	[m/s]
z_i	=	Messposition der Fließgeschwindigkeit an der Position i im Messraster	[m]
v_i	=	Fließgeschwindigkeit an der Position i im Messraster	[m/s]
c_i	=	Wichtungsfaktor der Messpositionen zur Berechnung der mittleren Fließgeschwindigkeit (vgl. Tabelle 4.3)	[-]

Am Beginn des Rückens eines breitkronigen Wehres nimmt die Geschwindigkeitsverteilung näherungsweise linear mit der Tiefe zu (GÜNTER, 2005). Die mittlere Geschwindigkeit kann mittels Trapezbildung zwischen den einzelnen Messpositionen bestimmt werden. Das gleiche Verfahren wird für die Messquerschnitte 2, 3 und 4 auf der Wehrkrone sowie für den hinter dem Bauwerk liegenden fünften Messquerschnitt angewandt. Für die Geschwindigkeitsverteilung vor dem Bauwerk im Messquerschnitt 1 wird ein logarithmisches Geschwindigkeitsprofil angenommen. Daraus ergeben sich die in der Tabelle 4.3 gezeigten Wichtungsfaktoren:

Tabelle 4.3: Wichtungsfaktoren zur Berechnung der mittleren Fließgeschwindigkeit

Wichtungsfaktor	Messquerschnitt	Messquerschnitt 2-5
c_0	1	1
c_1	1/2	1/2
c_2	5/8	1/2
c_3	1/2	1/2
c_4	1/2	1/2
c_5	3/4	1

Der Durchfluss Q wird an allen Messquerschnitten über die Kontinuitätsgleichung aus den berechneten mittleren Geschwindigkeiten v_{mittel} und den gemessenen Fließtiefen beziehungsweise Fließquerschnitten A ermittelt:

$$Q = v_{mittel} \cdot A \quad (4.10)$$

4.5.3 Numerische Modellversuche

Die numerischen Untersuchungen der Halligraustreifen wurden mit dem Softwarepaket OpenFOAM 2.0.1 (Open Source Field Operation and Manipulation) durchgeführt. Da es sich bei den simulierten Strömungsprozessen am Halligraustreifen um einen Freispiegelabfluss handelt, kann die freie Wasseroberfläche in OpenFOAM über die Simulation einer Zwei-Phasen Strömung aus Luft und Wasser mit Hilfe der Volume of Fluid Methode (VOF) abgebildet werden. Die Wasserspiegeloberfläche wird dabei nicht explizit berechnet, sondern über den Volumenanteil der zwei Phasen innerhalb einer Zelle approximiert. Diesen zwei-Phasen Ansatz berechnet OpenFOAM mit dem Standardlöser interFoam, der auf der Finiten-Volumen-Methode basiert. Das Modellgebiet wird räumlich in Kontrollvolumina unterteilt, über deren Ränder die integrierten Größen der unbekannt

Strömung bilanziert werden. Die Finite-Volumen-Methode ist somit massenerhaltend und ermöglicht eine Berechnung auf unregelmäßigen Gittergeometrien.

Poröse Medien wie der Elastocoast®-Raustreifen werden in OpenFOAM über einen zusätzlichen Senken-Term S_i in den Navier-Stokes-Gleichungen berechnet (HAFSTEINSSON, 2009):

$$S_i = - \left(\nu D_{ij} + \frac{1}{2} |u_{kk}| F_{ij} \right) u_i \quad (4.11)$$

Die Formel (4.11) entspricht dem Gesetz nach Forchheimer, das turbulente Strömungen durch poröse Medien beschreibt (vgl. Formel (4.18)). Der viskose Reibungsterm D_{ij} wird für ein einfaches, isotropes poröses Medium durch die empirische Beziehung in Formel (4.19) ausgedrückt (Formel (4.12)). Für den Trägheitsterm F_{ij} ergibt sich die Analogie zum turbulenten Reibungskoeffizienten b_f (vgl. Formel (4.20)) über die Formel (4.13).

$$D_{ij} = \frac{a_f}{\nu} \quad (4.12)$$

$$F_{ij} = 2 \cdot b_f \quad (4.13)$$

Zur Lösung der erweiterten Navier-Stokes-Gleichungen wird der Löser porousInterFoam benötigt. Er stellt eine Erweiterung des oben genannten Standardlösers InterFoam um die porösen Gleichungen dar.

4.6 Ergebnisse der physikalischen und numerischen Modellversuche

4.6.1 Einführung

Im Folgenden werden zunächst die physikalischen Modellversuche ausgewertet. Dies wird für die beiden Ausbaustände anhand der Überfallgleichung nach Poleni durchgeführt. Die Kalibrierung des numerischen Modells erfolgt über den Vergleich mit den Ergebnissen der physikalischen Untersuchungen. Durch die Variation der Forchheimer-Koeffizienten des numerischen Modells wird die Durchlässigkeit der Elastocoast®-Deckschicht ermittelt.

4.6.2 Auswertung der physikalischen Modellversuche

Die jeweilige Abflusswirksamkeit des Halligraustreifens wird mit Hilfe des dimensionslosen Überfallbeiwertes μ aus der Überfallgleichung nach Poleni untersucht. Mit der folgenden Formel wird die Überfallwassermenge Q über ein einseitig überstautes Bauwerk berechnet (GÜNTER, 2005):

$$Q = \frac{2}{3} \cdot \mu \cdot b_G \cdot \sqrt{2g} \cdot h_{\bar{u}}^{\frac{3}{2}} \quad (4.14)$$

mit:

Q	=	Überfallwassermenge	[m ³ /s]
μ	=	Dimensionsloser Überfallbeiwert	[-]

b_G	=	Gerinnebreite	[m]
$h_{\ddot{u}}$	=	Überfallhöhe	[m]

Der dimensionslose Überfallbeiwert μ wird im Wesentlichen von vier Faktoren beeinflusst. Diese umfassen die Überfallhöhe $h_{\ddot{u}}$ sowie die konstruktiven Eigenschaften des Bauwerkes mit der Bauwerkshöhe, der Geometrie auf der Einlaufseite sowie der Kronenbreite B_C . Bei einem Verhältnis zwischen Kronenbreite und Überfallhöhe von $B_C/h_{\ddot{u}} > 2,5$ wird ein Bauwerk als breitkronig klassifiziert. Im Gegensatz zum schmalkronigen Bauwerk ($B_C/h_{\ddot{u}} \leq 2,5$) können sich über der Krone des breitkronigen Bauwerkes parallele Stromlinien und ein hydrostatischer Druckverlauf ausbilden (GÜNTER, 2005). Der Überfallbeiwert μ des Halligraustreifens wird neben den geometrischen Eigenschaften auch von der Durchlässigkeit beeinflusst.

Für die Auswertung der physikalischen Modellversuche wird der gemessene Durchfluss Q_M mit dem theoretisch idealen Durchfluss Q_{ideal} , der bei gleichen Zuströmrandbedingungen einen Überfallbeiwert von $\mu = 1$ besitzt, gleich gesetzt:

$$Q_M = \frac{2}{3} \cdot \mu \cdot b_G \cdot \sqrt{2g} \cdot h_{\ddot{u}}^{\frac{3}{2}} = v \cdot h \cdot b_G \quad (4.15)$$

$$Q_{ideal} = \frac{2}{3} \cdot 1,0 \cdot b_G \cdot \sqrt{2g} \cdot h_{\ddot{u}}^{\frac{3}{2}} \quad (4.16)$$

$$\Rightarrow \mu = \frac{Q_M}{Q_{ideal}} = \frac{v \cdot h}{\frac{2}{3} \cdot 1,0 \cdot \sqrt{2g} \cdot h_{\ddot{u}}^{\frac{3}{2}}} \quad (4.17)$$

Die Ergebnisse der durchgeführten physikalischen Modellversuche sind in Abbildung 4.13 dargestellt. Der dimensionslose Überfallbeiwert μ ist über das Verhältnis zwischen der Überfallhöhe $h_{\ddot{u}}$ und der Bauwerkshöhe w aufgetragen. Für jeden Ausbaustand liegen sieben Versuchsergebnisse vor (vgl. Tabelle 4.2). Die Werte des Überfallbeiwertes μ sind für die Ausbaustufe 1 jeweils niedriger als für die Ausbaustufe 2. Für $h_{\ddot{u}}/w = 1$ ergibt sich beispielsweise für die erste Ausbaustufe ein Überfallbeiwert von $\mu = 0,43$ und für die zweite Ausbaustufe von $\mu = 0,62$.

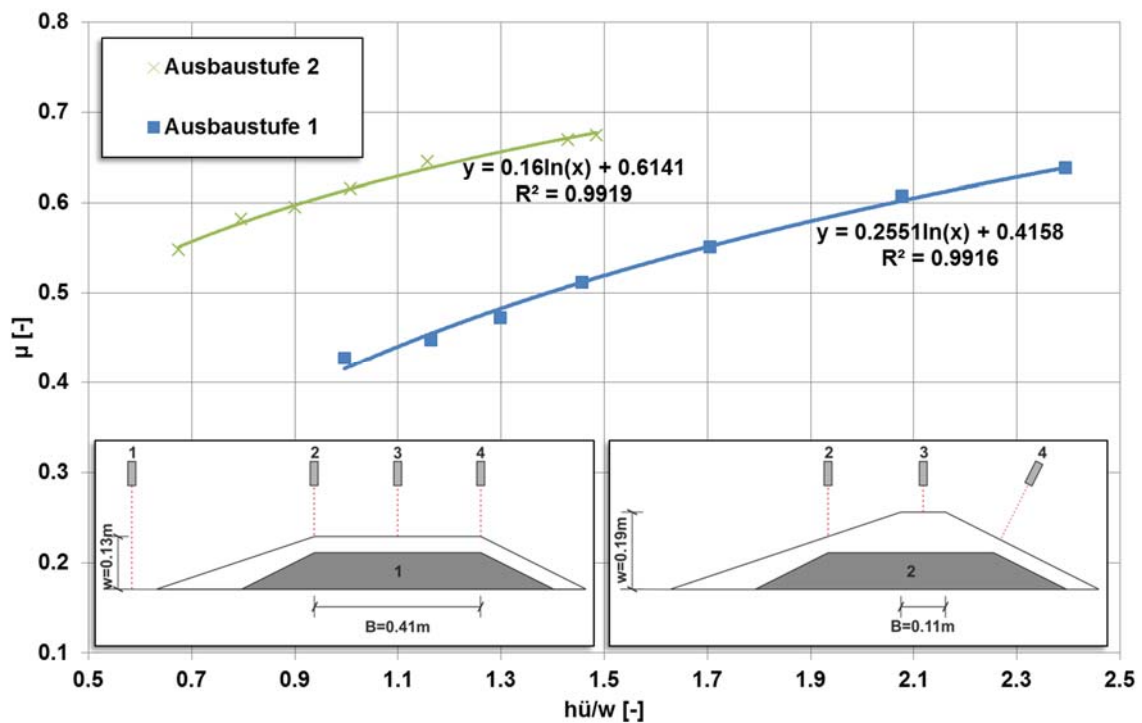


Abbildung 4.13: Vergleich der Überfallbeiwerte nach Poleni für die Ausbaustufen 1 und 2 des Halligraustreifens

In Tabelle 4.4 ist das Maß an Breitkronigkeit für die durchgeführten Versuche der Ausbaustufe 1 dargestellt. Während der Parameter $B_c/h_{\bar{u}}$ für die Versuche 1 und 2 noch das Kriterium für ein breitkroniges Bauwerk erfüllt ($B_c/h_{\bar{u}} > 2,5$), nimmt der Parameter mit zunehmender Überfallhöhe für den ersten Ausbauzustand ab. Im zweiten Ausbauzustand wird für sämtliche Überfallhöhen kein breitkroniger Abflusszustand erreicht. Selbst für die geringste betrachtete Überfallhöhe wird bei der Kronenbreite von 0,11 m nur ein Wert von $B_c/h_{\bar{u}} = 0,86$ erreicht.

Tabelle 4.4: Zusammenstellung des Parameters $B_c/h_{\bar{u}}$ für das Maß an Breitkronigkeit im Ausbauzustand 1

Versuch	$h_{\bar{u}}/w$	$B_c/h_{\bar{u}}$
1	1,00	3,17
2	1,16	2,71
3	1,30	2,43
4	1,46	2,16
5	1,71	1,85
6	2,08	1,52
7	2,39	1,32

4.6.3 Auswertung und Kalibrierung der OpenFOAM Berechnungen

Der hydraulische Widerstand I einer turbulenten Strömung wird durch das Gesetz nach FORCHHEIMER (1901) (in VAN GENT, 1995) beschrieben:

$$I = a_f v_f + b_f v_f^2 \quad (4.18)$$

mit:

I	=	Dimensionsloser hydraulischer Gradient	[-]
α_f	=	Laminarer Reibungsterm	[s/m]
b_f	=	Turbulenter Reibungsterm	[s ² /m ²]
v_f	=	Filtergeschwindigkeit	[m/s]

Der laminare Reibungsterm α_f sowie der turbulente Reibungsterm b_f lassen sich mit Hilfe der folgenden Formeln berechnen:

$$\alpha_f = \frac{1}{k_f} = \alpha_f \frac{(1-n)^2}{n^3} \frac{v}{gD_{50}^2} \quad (4.19)$$

$$b_f = \beta_f \frac{1-n}{n^3} \frac{1}{gD_{50}} \quad (4.20)$$

mit:

k_f	=	Durchlässigkeitsbeiwert	[m/s]
α_f	=	Dimensionsloser Koeffizient zur Berechnung von α_f	[-]
β_f	=	Dimensionsloser Koeffizient zur Berechnung von b_f	[-]
n	=	Porosität	[-]
ν	=	Kinematische Viskosität	[m ² /s]
D_{50}	=	Charakteristischer Durchmesser	[m]

Die Koeffizienten α_f und β_f sind dimensionslose empirische Koeffizienten, die von der Korngerüststruktur des durchströmten Mediums abhängen. Die Kalibrierung des OpenFOAM-Modells erfolgt mittels der zuvor vorgestellten Messergebnisse der physikalischen Modellversuche. Dafür werden drei Modellvarianten mit unterschiedlichen Forchheimer-Koeffizienten α_f und b_f (vgl. Formel (4.19) und (4.20)) für die poröse Deckschicht mit den Ergebnissen der physikalischen Modellversuche verglichen. Der Vergleich der Modelle führt zur Parametereinstellung, die in ihren simulierten physikalischen Parametern am besten mit den Messergebnissen der physikalischen Untersuchungen übereinstimmt. Für die Kalibrierung wurden zunächst sinnvolle Koeffizienten α_f und β_f aus vorhergehenden Studien ausgewählt, die in Tabelle 4.5 aufgeführt werden. Aus den Formeln (4.19) und (4.20) ergeben sich die Forchheimer-Koeffizienten α_f und b_f . Hier fließt der mit Hilfe der Siebanalyse ermittelte charakteristische Steindurchmesser von $D_{50} = 0,011$ m sowie die mittlere gemessene Porosität von $n = 0,40$ ein. Die in OpenFOAM einzulesenden Reibungsterme D_{ij} und F_{ij} werden nach Formel (4.12) und Formel (4.13) berechnet und innerhalb von OpenFOAM im Senken-Term S_i in Formel (4.11) verwendet.

Tabelle 4.5: Verwendete Koeffizienten α_f und β_f in der OpenFOAM-Simulation

Variante	α_f [-]	β_f [-]	Porosität n [-]	Körnung [mm]	Quelle
1	200	0,8	0,4	20/40	ALCÉRRECA HUERTA ET AL., 2013
2	1000	1,1	-	-	VAN GENT, 1995
3	700	1,1	0,39	08/11	ZEELBERG & KOOTE, 2012

Die Koeffizienten der ersten Modellvariante stammen aus der hybriden Modellierung eines PUR-verklebten Deckwerkes im Großmaßstab (ALCÉRRECA HUERTA ET AL., 2013). Die untersuchten Materialien im physikalischen Modellversuch besaßen ebenfalls eine Porosität von $n = 0,4$. Mit einem Kalkstein (20/40 mm) sind die untersuchten Materialien jedoch wesentlich grobkörniger als die im Rahmen dieser Arbeit verwendete Körnung. In der zweiten Modellvariante werden von VAN GENT (1995) empfohlene Werte für die Koeffizienten α_f und β_f verwendet. Die Anhaltswerte basieren auf einer Versuchsreihe verschiedener Materialien. Neben der reinen Korngrößenverteilung wurden zudem unterschiedliche Anordnungen des Korngefüges zur Anströmrichtung in einem oszillierenden Wasserstollen untersucht (VAN GENT, 1995). Die dritte Modellvariante verwendet Koeffizienten von Durchlässigkeitsuntersuchungen an verschiedenen PUR-verklebten Probekörpern. Mit einer Gesteinskörnung zwischen 8 mm und 11 mm sowie einer Porosität von $n = 0,39$ wurden ähnliche Gesteinszusammensetzungen untersucht wie in den physikalischen Modellversuchen dieser Arbeit (ZEELLENBERG & KOOTE, 2012). Die Auswertung der OpenFOAM-Berechnungen erfolgt ebenfalls über den dimensionslosen Überfallbeiwert μ (vgl. Abbildung 4.14 und Abbildung 4.16). Die sich für den gegebenen Zufluss einstellende Überfallhöhe wird in der Entfernung der vierfachen maximalen Überfallhöhe vor dem Bauwerksfuß bestimmt (GÜNTER, 2005). Als maximale Überfallhöhe wird hierbei die Überfallhöhe der physikalischen Modellversuche am Messquerschnitt 1 angesetzt, die gleichzeitig auch Eingangsrandbedingung ist. Aus Abbildung 4.14 wird deutlich, dass die prozentuale Differenz der dimensionslosen Überfallbeiwerte von den Ergebnissen der physikalischen Modellversuche für alle Modellvarianten des ersten Ausbauzustandes mit steigender Überfallhöhe abnimmt. Für $h_{\ddot{u}}/w = 1$ liegt die prozentuale Differenz der drei numerischen Modellvarianten im Vergleich zu den physikalischen Modellversuchen im Bereich zwischen 12,7% und 15,5%. Diese Abweichung sinkt auf Werte zwischen 4,3% und 6,5% bei einer relativen Überfallhöhe von $h_{\ddot{u}}/w = 1,7$.

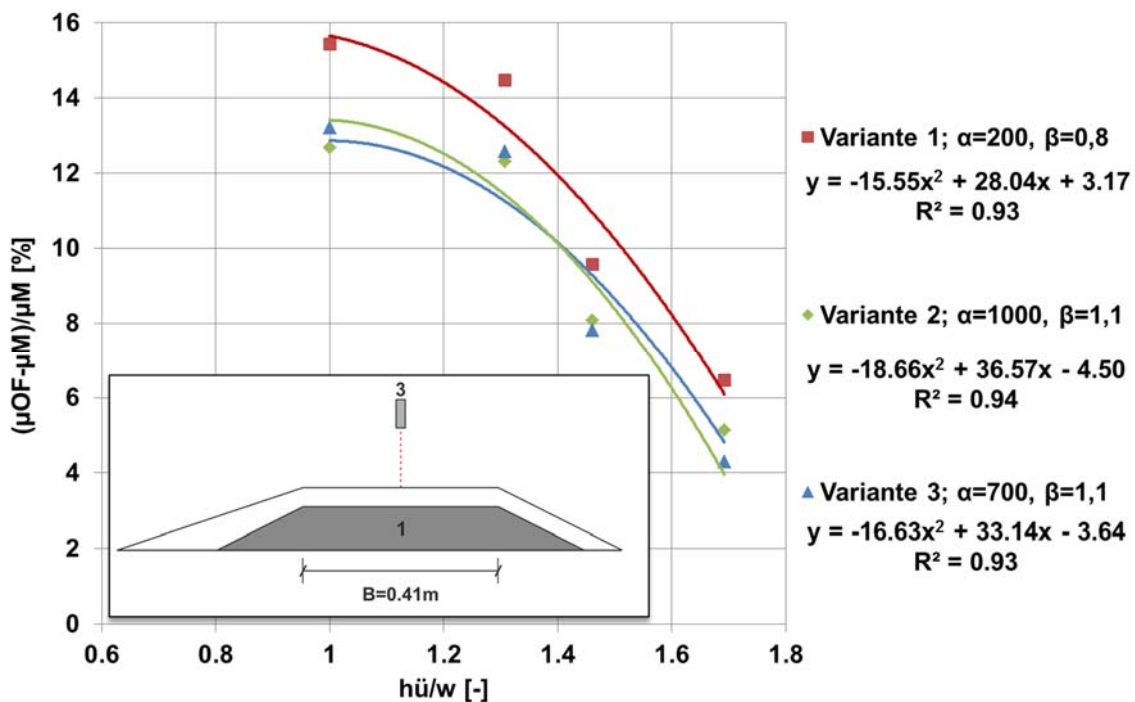


Abbildung 4.14: Abweichung der OpenFOAM Überfallbeiwerte von den physikalischen Modellergebnissen am Messquerschnitt 3 im Ausbauzustand 1

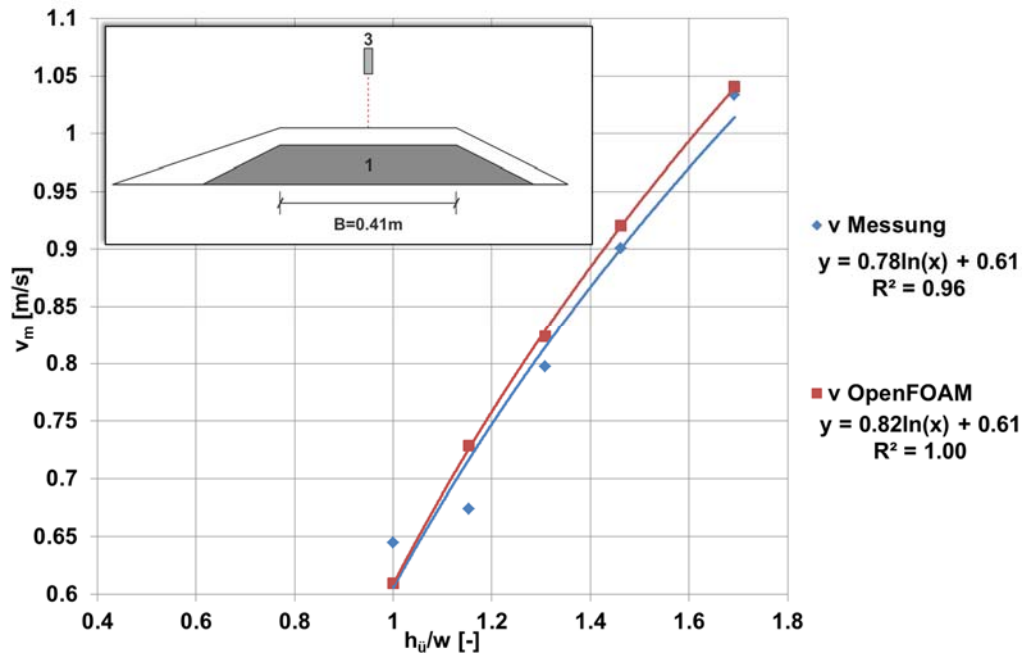


Abbildung 4.15: Vergleich der mittleren Geschwindigkeit am Messquerschnitt 3 für Ausbauzustand 1

Der Vergleich der mittleren Geschwindigkeiten zwischen physikalischer Messung und OpenFOAM Simulation am Messquerschnitt 3 in Abbildung 4.15 zeigt für die relative Überfallhöhe $h_u/w = 1$ eine Diskontinuität zu den übrigen Messungen und Berechnungen. Während für $h_u/w > 1$ die simulierten Fließgeschwindigkeiten jeweils größer als die Werte des physikalischen Modells sind, verhält es sich für $h_u/w = 1$ genau umgekehrt. Aufgrund der geringen Fließtiefe bei $h_u/w = 1$ konnte die Fließgeschwindigkeit für diese Überfallhöhe lediglich in vier Positionen aufgenommen werden. Die nur über vier Stützpunkte berechnete mittlere Geschwindigkeit scheint keine ausreichende Annäherung an die tatsächliche Geschwindigkeit zu liefern.

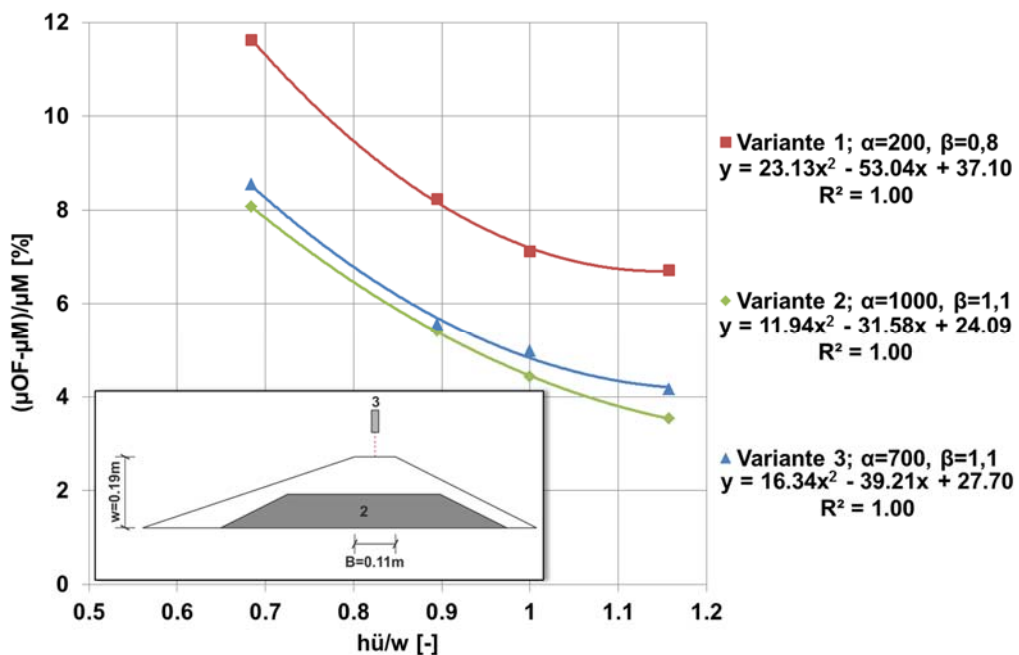


Abbildung 4.16: Abweichung der OpenFOAM Überfallbeiwerte von den physikalischen Modellergebnissen am Messquerschnitt 3 im Ausbauzustand 2

Abbildung 4.16 zeigt die Abweichungen der Überfallbeiwerte der OpenFOAM-Varianten von den Messungen der Ausbaustufe 2, die eine Kronenhöhe von $w = 0,19$ m aufweist. Genau wie im ersten Ausbauzustand lässt sich auch im zweiten Ausbauzustand eine Verringerung der Differenzen mit steigender Überfallhöhe beobachten. Die maximalen Abweichungen werden für den ersten Ausbauzustand bei einer Kronenhöhe von $w = 0,13$ m und einer Kronenbreite von $B_C = 0,41$ m beobachtet. Bei der dimensionslosen Überfallhöhe $h_{\bar{u}}/w = 1,15$ weichen die OpenFOAM-Berechnungen der Modellvariante 1 bis zu 25 % von den Ergebnissen der physikalischen Versuche ab. In der Ausbaustufe 2 beträgt die maximale Abweichung hingegen 11 %. In beiden Ausbaustufen sinkt die Differenz zwischen den Ergebnissen der physikalischen Versuche und numerischer Berechnung auf unter 5 %.

Zwischen den Parametereinstellungen der Varianten 2 und 3 (vgl. Tabelle 4.5) ergeben sich bei beiden Ausbauzuständen nur geringe Unterschiede in der Nachbildung der physikalischen Versuche. Die beiden Parametereinstellungen unterscheiden sich nur im Wert des laminaren Reibungsterms α_f . Der turbulente Reibungsterm ist mit $\beta_f = 1,1$ identisch. Obwohl die numerische Modellvariante 2 die physikalischen Versuche genauer abbildet, wird Modellvariante 3 für die weiteren Untersuchungen gewählt, da diese auf Messungen an Materialien mit ähnlichen Korngrößenverteilungen basiert. Modellvariante 1 weicht im Vergleich zu den beiden anderen Varianten um durchschnittlich 2 % zusätzlich von den gemessenen Überfallbeiwerten ab. Mit den beiden Koeffizienten $\alpha_f = 700$ sowie $\beta_1 = 0,8$ wird die durchlässige Deckschicht in der numerischen Variante 1 durch geringere laminare und turbulente Fließwiderstände abgebildet als in den anderen beiden Varianten.

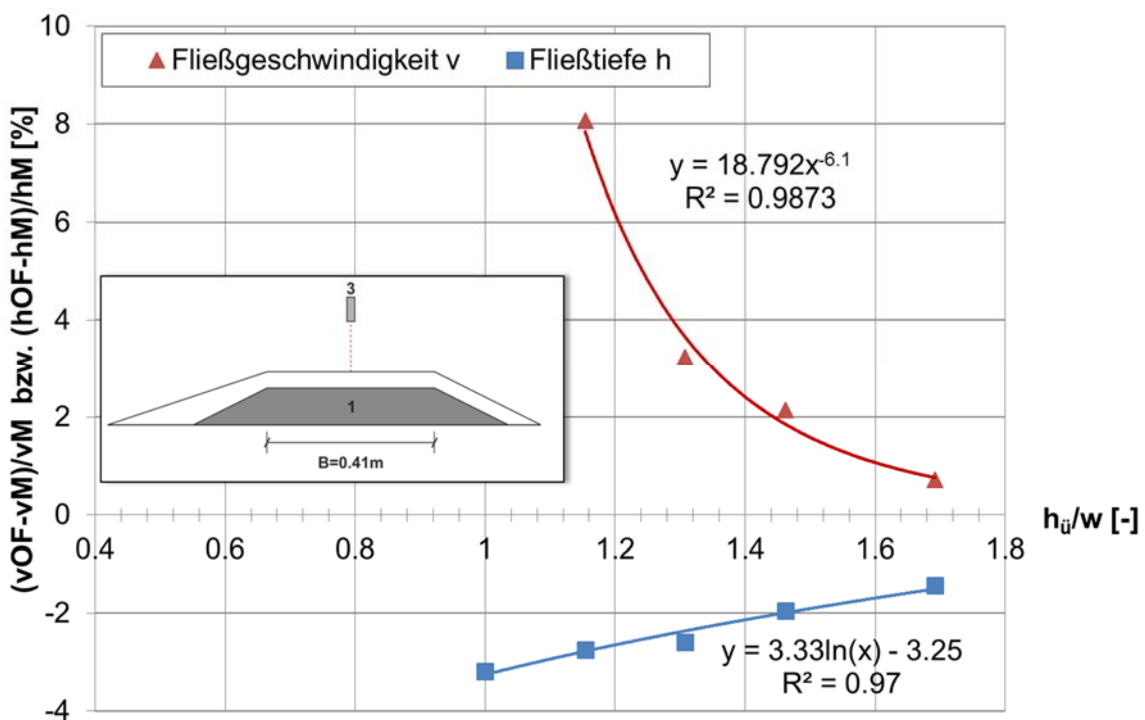


Abbildung 4.17: Vergleich der Abweichungen der Strömungsgeschwindigkeiten und Wasserspiegellagen am Messquerschnitt 3 zwischen physikalischem Modell und OpenFOAM Variante 3 im Ausbauzustand 1

Die Fließtiefen der OpenFOAM Modellierung werden am Messquerschnitt 3 für beide Ausbauzustände zu niedrig abgebildet. Die modellierten Fließgeschwindigkeiten sind hingegen größer als die der gemessenen Werte (vgl. Abbildung 4.17). Dies lässt die Annahme zu, dass der Widerstand der

durchlässigen Deckschicht auf den Strömungsvorgang zu gering ist. Insbesondere bei kleinen Überfallhöhen ergeben sich so Differenzen von bis zu 8 % in mittleren Fließgeschwindigkeiten. Innerhalb von OpenFOAM ist es nicht möglich, der durchströmten Oberfläche des Raustreifens eine Rauheit zuzuordnen. Mit dieser könnte zusätzlich Turbulenz in die Strömung eingebracht werden. Beim Vergleich der maximalen Abweichungen zwischen den zwei Ausbauständen wird deutlich, dass diese fehlende Oberflächenrauheit der Grund für die Differenzen zwischen dem OpenFOAM-Modell und dem physikalischen Modell ist. Der Ausbaustand 1 verfügt mit einer Kronenbreite von 0,41 m über eine wesentlich breitere Krone als der Ausbaustand 2 mit 0,11 m. Die maximalen Abweichungen werden bei der breiteren Krone festgestellt, da dort die Oberflächenreibung einen wesentlich größeren Einfluss besitzt. Anhand der vorgestellten Ergebnisse kann trotz der beschriebenen Abweichungen festgestellt werden, dass die numerischen Simulationen mit OpenFOAM die physikalischen Modellversuche mit ausreichender Genauigkeit abbilden. Die im physikalischen Modell ermittelten dimensionslosen Überfallbeiwerte können somit für die Berechnung des Wellenüberlaufs mit negativem Freibord (vgl. Formel (4.32)) verwendet werden. Zudem können die im numerischen Modell ermittelten Koeffizienten α_f und β_f zur Berechnung der Durchflussrate q_s (vgl. Formel (4.25)) und Formel (4.18) verwendet werden.

4.7 Funktionale Bemessung eines Halligraustreifens

4.7.1 Einführung

Für die funktionale Bemessung von Halligraustreifen werden zunächst Grenzzustandsgleichungen zur aufgestellt. Dabei werden sowohl die Erosion der Marschflächen durch den Wellenüberlaufschwall und den Druckschlag als auch die schützende Wirkung eines Wasserpolsters berücksichtigt. Anschließend werden Bemessungsgleichungen für den Wellenüberlauf, die Überlaufgeschwindigkeit und den Druckschlag am Halligraustreifen aufgestellt. Für die Marschoberfläche der Hallig werden konkrete Randbedingungen für die Erosion durch die einwirkenden Größen gegeben. Des Weiteren wird ein Berechnungsansatz des Einstaus der Hallig durch überlaufendes und durchsickerndes Wasser ermittelt und im Rahmen der funktionalen Bemessung angewendet. Die Anwendung der Bemessungsgleichungen wird im Kapitel 4.8 an einem konkreten Bauwerksprofil dargestellt. Wie in Kapitel 4.2.3 erwähnt, wird wegen der hohen Stabilität des Elastocast®-Raustreifens keine konstruktive Bemessung durchgeführt und die Standfestigkeit sowie hydraulische Widerstandsfähigkeit als ausreichend angesehen.

4.7.2 Aufstellen der Grenzzustandsgleichung

Im Kapitel 4.4.2 wurde eine allgemeine Form der Grenzzustandsgleichung vorgestellt (vgl. Formel (4.4)). Diese Formel wird im Folgenden an die Schadensmechanismen der Halligkante adaptiert. Der Schadensfall an der Kante der Hallig sind Erosionsschäden der Marschflächen im unmittelbaren Nahbereich der Raustreifen. Diese werden durch die Wellenüberlaufgeschwindigkeit und den Druckschlag brechender Wellen hervorgerufen. Die Einwirkungsfläche eines Druckschlags ist räumlich auf den Auftreffpunkt der Brecherzunge begrenzt. Die folgende Grenzzustandsgleichung wird daher anhand des Druckgleichgewichts an einem repräsentativen Bodenelement aufgestellt (KORTENHAUS & OUMERACI, 2002):

$$Z_p = p_{krit} - p_{max} \quad (4.21)$$

In der funktionalen Bemessung eines Halligraustreifens muss demnach überprüft werden, ob für die Grenzzustandsgleichung des Druckschlags die vom Bodenelement aufgebrachten Widerstände p_{krit} nicht von den Einwirkungen durch den maximalen Druckschlag p_{max} überschritten werden und somit die Bedingung $Z_p \geq 0$ erfüllt ist.

Infolge von Wellenüberlauf wirkt eine Schubspannung auf der Halligmarsch. Sofern die Schwallgeschwindigkeiten des Wellenüberlaufes $v_{OK,Hallig}$ eine kritische Geschwindigkeit v_{krit} überschreiten, ist mit Erosion auf der Marschfläche zu rechnen:

$$Z_v = v_{krit} - v_{OK,Hallig} \quad (4.22)$$

Allerdings verursacht eine Überschreitung der kritischen Geschwindigkeit nicht in jedem Fall einen Schaden durch Erosion. Wenn sich ein Wasserpolster von $d \geq 0,40$ m ausgebildet hat, ist die Halligoberfläche vor Erosion durch Wellenüberlauf geschützt, da die induzierten Schubspannungen abgeschwächt werden (ERCHINGER ET AL., 1996). Aus diesem Zusammenhang ergibt sich die zweite Grenzzustandsgleichung:

$$Z_d = d_{OK,Hallig} - d_{krit} \quad (4.23)$$

Diese beiden Grenzzustandsgleichungen (4.22) und (4.23) müssen für einen Bemessungsansatz über eine UND-Verknüpfung gekoppelt werden. Der Schadensfall tritt dem zufolge nur ein, wenn die kritische Geschwindigkeit überschritten wird und gleichzeitig kein ausreichendes Wasserpolster auf der Hallig vorhanden ist ($Z_v < 0 \wedge Z_d < 0$). Der Raustreifen gilt als bemessen, wenn entweder beide ($Z_v > 0 \wedge Z_d > 0$) oder eine der beiden Grenzzustandsgleichungen ($(Z_v > 0 \wedge Z_d < 0)$ oder $(Z_v < 0 \wedge Z_d > 0)$) erfüllt werden.

4.7.3 Ermittlung der Einwirkungs- und Widerstandsgrößen für den Halligraustreifen

Berechnung des Druckschlags

Die größte hydrodynamische Belastung der Halligkante wird durch den Druckschlag verursacht. Auf der ungeschützten Marschfläche kann es zur Sprengwirkung mit einhergehender Kolkbildung kommen. Daher wird in einem ersten Schritt zunächst der Auftreffpunkt der Fallparabel einer brechenden Welle berechnet. Der Ursprung der Fallparabel wird am Kamm der brechenden Welle angesetzt. Als Extremwert für die Wellenhöhe wird ein Verhältnis zur Wassertiefe von $H_b / d = 1,0$ am Punkt des Wellenbrechens angenommen. Der Brecherkamm liegt in der Höhe $0,78 H_b$ oberhalb des Ruhewasserspiegels (FÜHRBÖTER, 1966) (vgl. Abbildung 4.22). Der Scherwiderstand des Bodenelementes ist der jeweiligen Auftriebskraft entgegengesetzt. Für die Scherfestigkeit des Halligbodens werden die Eigenschaften eines geringplastischen Schluffbodens von $c_u = 5$ kN/m² angesetzt. Der k-Faktor zur Berücksichtigung des Zeitversatzes der Druckspitze unterhalb des Bodenelementes wird mit $k(t) = 0,1$ angesetzt. Die Maße des Bodenelementes werden nach KORTENHAUS & OUMERACI (2002) mit $0,25$ m x $0,25$ m x $0,25$ m gewählt. Als Faktor zur Erhöhung der Scherfestigkeit der Marschflächen wird der untere Grenzwert $2,5$ angesetzt. Als Wichte des Bodens wird mit $\gamma_k = 26$ kN/m³ die Wichte von Schluff übernommen. Bei horizontalen Flächen ergibt sich somit nach KORTENHAUS & OUMERACI (2002) ein kritischer Druck von $p_{krit} = 48,84$ kN/m² an dem Bodenelement (vgl. Formel (4.7)):

basieren auf der Berechnung der Wellenüberlaufrate am Beginn der Bauwerkskrone q_{tot} (PULLEN ET AL., 2007; VERHAGEN ET AL., 2004; VAN KESTER, 2009). Diese entspricht der Wellenüberlaufrate q an einem undurchlässigen Bauwerk. Der Parameter q_{SWL} beschreibt den welleninduzierten landeinwärtsgerichteten Zustrom auf Höhe des Ruhewasserspiegels (KOBAYASHI & DE LOS SANTOS, 2007).

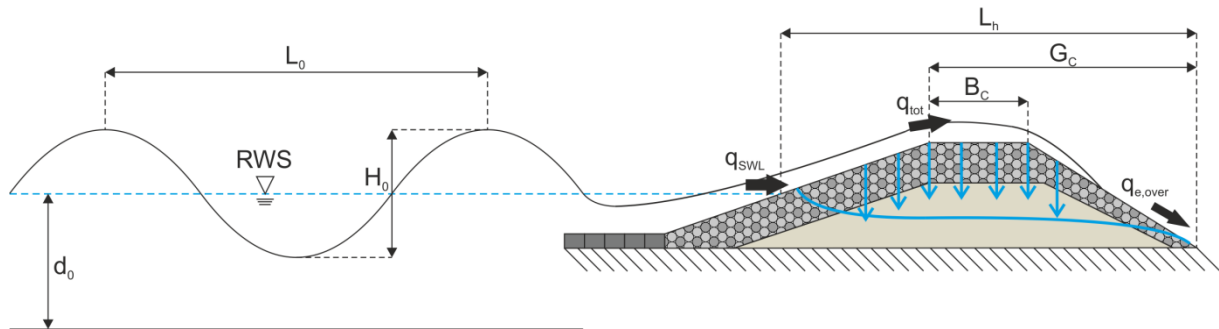


Abbildung 4.19: Definitionsskizze für den Wellenüberlauf an einem durchlässigen Bauwerk

Im Folgenden wird die Formel der mittleren Wellenüberlaufrate eines undurchlässigen Bauwerkes (vgl. Formel (6.1)) nach PULLEN ET AL. (2007) auf den durchlässigen Elastocost®-Raustreifen übertragen:

$$\frac{q}{\sqrt{g \cdot H_{m0}^3}} = \frac{0,067}{\sqrt{\tan \alpha}} \gamma_b \cdot \xi_{m-1,0} \cdot \exp\left(-4,75 \frac{A'_c}{\xi_{m-1,0} H_{m0} \cdot \gamma_b \cdot \gamma_f}\right) \quad (4.27)$$

mit:

g	= Erdbeschleunigung	[m/s ²]
q	= Mittlere Wellenüberlaufrate	[m ³ /(s · m)]
H_{m0}	= Signifikante Wellenhöhe	[m]
α	= Böschungsneigung der Luv-Seite	[°]
$\xi_{m-1,0}$	= $\tan \alpha / (H_{m0} / L_{m-1,0})^{1/2}$ Brecherparameter	[-]
A'_c	= Freibord für ein durchlässiges Bauwerk	[m]
γ_b	= Empirischer Beiwert für den Einfluss einer Berme	[-]
γ_f	= Empirischer Beiwert für den Einfluss der Böschungrauheit	[-]

Bei der Berechnung des Wellenüberlaufs am Halligraustreifen (Formel (4.27)) wird der Freibord A'_c für ein durchlässiges Bauwerk nach LIOUTAS ET AL. (2012) verwendet. Dabei wird der Materialfreibord A_c (vgl. Abbildung 4.20) nach dieser Definition um 90 % des nominalen Steindurchmessers reduziert. Für das Schotterdeckwerk des Halligigels im Naturmaßstab ergibt dies einen Wert von $D_{50} = 0,054$ m.

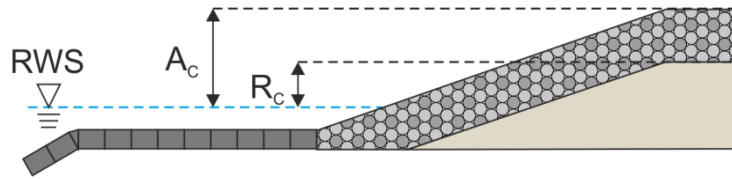


Abbildung 4.20: Definition des Materialfreibords A_c bei durchlässigen Bauwerken

Der Kantenschutz der Halligen weist ein zusammengesetztes Profil auf, dessen Neigung sich über die verschiedenen Bauwerksabschnitte Deckwerk, Überschlagssicherung und Raustreifen verändert (vgl. Abbildung 4.2). In die Berechnung fließen daher gemittelte Werte ein. Da die Überschlagssicherung in der Regel eine Neigung von $1:m \leq 1:15$ besitzt, wird diese als Berme behandelt (PULLEN ET AL., 2007). Sie geht über den Reduktionsfaktor γ_b in die Wellenüberlaufberechnung ein.

Die Rauheit des Bauwerks wird mit dem Faktor γ_f berücksichtigt. Der Rauheitsfaktor für die Elastocast®-Schicht des Halligraustreifens (38/58 mm) wird nach GU (2007) und OUMERACI ET AL. (2010) mit $\gamma_f = 0,7$ abgeschätzt. Im EurOtop-Manual (PULLEN ET AL., 2007) wird angegeben, dass der Rauheitsfaktor für Bauwerke mit durchlässigem Kern weiter reduziert wird. Beim Elastocast®-Raustreifen handelt es sich um ein vollständig durchlässiges Bauwerk. Daher wird der Rauheitsfaktor auf $\gamma_f = 0,55$ reduziert. Dieser Wert steht im Einklang mit den Untersuchungen von OUMERACI ET AL. (2010), die einen unteren Grenzwert von $\gamma_f = 0,54$ für eine 0,15 m starke Elastocast®-Deckwerksschicht ermittelten. Für die Rauheit des Granit-Deckwerkes wird nach PULLEN ET AL. (2007) ein Wert von $\gamma_f = 0,9$ angesetzt. Aufgrund der Bauwerksneigung wird der Rauheitsbeiwert für ein zusammengesetztes Bauwerksprofil über die verschiedenen Bauwerksabschnitte gemittelt:

$$\gamma_f = \frac{\sum_{i=1}^n \gamma_{f,i} \cdot L_i}{\sum_{i=1}^n L_i} \quad (4.28)$$

Der untersuchte Bauwerksausschnitt befindet sich hierbei zwischen dem Bereich $0,25 \cdot R_{u2\%,glatt}$ unterhalb und $0,5 \cdot R_{u2\%,glatt}$ oberhalb des Ruhewasserspiegels. Die Wellenauflaufhöhe $R_{u2\%,glatt}$ wird für eine baugleiche und glatte Böschung nach der folgenden Formel mit $\gamma_f = 1,0$ berechnet:

$$\frac{R_{u2\%}}{H_{m0}} = \begin{cases} 1,65 \cdot \gamma_b \cdot \gamma_f \cdot \gamma_\beta \cdot \xi_{m-1,0} & \text{für } \xi_{m-1,0} \leq 1,8 \\ 1,0 \cdot \gamma_b \cdot \gamma_{f,surging} \cdot \gamma_\beta \left(4,0 - \frac{1,5}{\sqrt{\xi_{m-1,0}}} \right) & \text{für } \xi_{m-1,0} > 1,8 \end{cases} \quad (4.29)$$

Das Produkt der Reduktionsfaktoren für die Berme und die Oberflächenrauheit ($\gamma_b \cdot \gamma_f$) in Formel (4.27) soll nach PULLEN ET AL. (2007) auf einen unteren Grenzwert von 0,4 beschränkt werden. Die mittlere Wellenüberlaufhöhe q wird an einem durchlässigen Bauwerk an der Bauwerkskrone und Binnenböschung verringert. Diese Reduktion wird nach dem von VAN KESTER (2009) aufgestellten Ansatz berechnet:

$$\frac{q_{e,over}}{q_{tot}} = \begin{cases} \left(\frac{H^* - H_d^*}{H^* - 15} \right)^2 & H^* > H_d^* \\ 0 & H^* \leq H_d^* \end{cases} \quad (4.30)$$

Der dimensionslose Parameter H^* wird mit Hilfe der folgenden Formel berechnet (vgl. Abbildung 4.19) (VAN KESTER, 2009):

$$H^* = \frac{H_s \cdot L}{R_c \cdot G_c} \quad (4.31)$$

Zur Vereinfachung wird angenommen, dass nur Wasser auf die Hallig gelangt, das auch tatsächlich als Wellenüberlauf am Bauwerksende ankommt ($q_{e,over}$). Der infiltrierende Anteil des Wellenüberlaufs am Beginn der Bauwerkskrone ($q_{inf} = q_{tot} - q_{e,over}$) wird nicht berücksichtigt. Für negative Freibordhöhen ist der Ansatz nach VAN KESTER (2009) nicht definiert, da davon ausgegangen wird, dass der Raustreifen vollständig wassergesättigt ist. Demnach findet keine Infiltration statt und die gesamte Wassermenge überströmt das Bauwerk ($q_{e,over} = q_{tot}$). Die hydraulische Wirkung des durchlässigen Raustreifens wird beim Überströmen durch den dimensionslosen Überfallbeiwert μ für den stationären Anteil des Überlaufs berücksichtigt:

$$q_{\text{überfall}} = \mu \sqrt{g \cdot | - R_c^3 |} \quad (4.32)$$

An dieser Stelle können die im Rahmen der kleinskaligen physikalischen Modellversuche (Kapitel 4.6 und Abbildung 4.13) ermittelten Überfallbeiwerte für die jeweilige Ausbaustufe in Abhängigkeit von der dimensionslosen Überfallhöhe $h_{\ddot{u}}/w$ verwendet werden.

Bemessungsgleichungen für die Strömungsgrößen des Wellenüberlaufs

Die Strömungsgrößen des Wellenüberlaufs werden nach SCHÜTTRUMPF (2001) berechnet. Diese bilden die Maximalwerte des Wellenüberlaufs ab. Dabei wird die Entwicklung der Überlaufgeschwindigkeit v_c über die Länge der Bauwerkskrone berechnet:

$$v_c(x_c) = v_c(x_c = 0) \cdot \exp\left(-\frac{x_c f}{2h_c}\right) \quad (4.33)$$

Die Geschwindigkeit am Anfang der Bauwerkskrone $v_c(x_c = 0)$ wird entlang der Krone reduziert. Die Reduzierung erfolgt exponentiell in Abhängigkeit vom Reibungsbeiwert f , der Fließlänge auf der Krone x_c sowie der Wasserüberdeckung h . Der Reibungsbeiwert f kann nach Formel (4.42) mit der äquivalenten Sandrauheit ($k_s \approx 2 \cdot D_{90} = 2 \cdot 0,0751$) berechnet werden. Im Allgemeinen ergeben sich für hydraulisch raue Strömungen Reibungsbeiwerte zwischen $f = 0,1$ und $f = 0,6$ (VAN GENT, 1995).

Bemessungsgleichung für die kritische Geschwindigkeit

Für die Festlegung einer kritischen Geschwindigkeit wird als Bemessungsgrundlage die Formel zur Berechnung der kritischen Geschwindigkeit auf der binnenseitigen Böschung eines Grasdeiches verwendet:

$$v_{krit} = f_G * \frac{3,8}{1 + 0,8 \cdot \lg t_s} = 0,7 \cdot \frac{3,8}{1 + 0,8 \cdot \lg 6} = 1,64 \frac{m}{s} \quad (4.34)$$

Durch den Faktor f_G wird die Erosionsresistenz des Untergrundes durch Bewuchs in der Berechnungsgleichung berücksichtigt. Die Vegetation an den Halligkanten wird durch die häufigen Landunter-Ereignisse und die daraus resultierende Sedimentation stark beansprucht. Aus diesem Grund wird in der Bemessung des Raustreifens der Wert $f_G = 0,7$ für einen qualitativ schlechten Grasbewuchs angenommen.

Der Faktor t_s beschreibt die Zeitspanne der Sturmflut, in der Wellenüberlauf stattfindet. Die kritische Geschwindigkeit v_{krit} verhält sich antiproportional zum Logarithmus der Einwirkungsdauer t_s . Demnach besteht bei kurzzeitiger Beanspruchung ein höherer Widerstand gegen größere Überlaufgeschwindigkeiten als bei dauerhafter Einwirkung. Da der genaue Zeitraum des Wellenüberlaufs nicht zu erfassen ist, wird für die Raustreifen eine durchschnittliche Sturmdauer von 6 h angesetzt. Dieser Ansatz liegt somit auf der sicheren Seite und es ergibt sich eine kritische Geschwindigkeit von $v_{krit} = 1,64$ m/s für die Halligmarschen.

Schutzmechanismus eines Wasserpolsters auf den Halligflächen

Sobald sich auf den Halligmarschen ein 0,4 m tiefes Wasserpolster gebildet hat, ist die Hallig vor Erosion durch die Schwallströmung des Wellenüberlaufes geschützt (ERCHINGER ET AL., 1996). Mit Hilfe eines digitalen Geländemodells kann das benötigte Wasservolumen berechnet werden, um die Hallig bis auf 0,4 m oberhalb des Geländeniveaus ($V(d_{OK,Hallig} = 0,4 m)$) hinter dem Raustreifen einzustauen. Hierfür können die größeren Halligen Langeneß, Hooge und Nordstrandischmoor in entsprechende Entwässerungsgebiete eingeteilt werden. Bei den kleinen Halligen wird die gesamte Fläche der Hallig zur Volumenberechnung herangezogen. In einer ersten Näherung wird angenommen, dass die gesamte Hallig eingestaut werden muss, um das benötigte Wasserpolster hinter dem Raustreifen zu erzeugen. In der Realität ist die Halligoberfläche nicht homogen und eine Überdeckung von 0,4 m kann bereits bei geringeren Überlaufvolumina erreicht werden. Das notwendige Wasserpolster von 0,4 m wird durch Wellenüberlauf und Durchsickerung des Raustreifens aufgebaut. Das Wasservolumen V' , das über 1 m Deckwerkslänge auf die Hallig gelangen muss, wird durch Division des benötigten Wasservolumens $V(d_{OK,Hallig} = 0,4 m)$ durch die Länge des Raustreifens L_{RS} berechnet:

$$V' = \frac{V(d_{OK,Hallig} = 0,4 m)}{L_{RS}} \quad (4.35)$$

Wird das Volumen V' durch die Summe aus der Wellenüberlauftrate $q_{e,over}$ und der Durchsickerungsrate q_s dividiert, kann der Zeitraum $t(d_{krit})$ bestimmt werden, in dem die Halligmarsch den Wellenüberlaufströmungen ungeschützt ausgesetzt ist:

$$t(d_{krit}) = \frac{V'}{q_{e,over} + q_s} \quad (4.36)$$

Dieser Ansatz nimmt vereinfachend an, dass über alle Raustreifenabschnitte die gleiche Wassermenge auf die Hallig gelangt. Tatsächlich sind jedoch verschiedene Raustreifenvarianten auf den Halligen verbaut, die mit ihren jeweiligen Bauwerkseigenschaften verschiedene Zulauftraten ergeben. Zudem resultieren aus den standortabhängigen Seegangs- und Wasserstandsparametern unterschiedliche Überlauftraten für die verschiedenen Deckwerksabschnitte.

Der Ansatz wird realistischer, wenn das benötigte Gesamtvolumen aus den spezifischen Durchfluss- und Überlaufdaten der jeweiligen Deckwerksabschnitte zusammengesetzt wird. Diese werden über die zugehörigen Deckwerkslängen integriert:

$$t(d_{krit}) = \frac{V(d_{OK,Hallig} = 0,4 \text{ m})}{Q_{e,over} + Q_s} \quad (4.37)$$

$$Q_{e,over} = \sum_{i=1}^n q_{e,over,i} \cdot L_i \quad (4.38)$$

$$Q_s = \sum_{i=1}^n q_{s,i} \cdot L_i \quad (4.39)$$

mit:

$q_{e,over,i}$	=	Mittlere Wellenüberlaufgeschwindigkeit am Küstenabschnitt i	[m ³ /(s·m)]
$q_{s,i}$	=	Durchflussrate am Küstenabschnitt i	[m ³ /(s·m)]
L_i	=	Länge des Küstenabschnittes i	[m]

Die Halligmarsch ist dem Wellenüberlaufschwall lediglich innerhalb des Zeitraumes bis zum Erreichen der kritischen Überflutungstiefe d_{krit} ausgesetzt. Beträgt dieser Zeitraum weniger als die angesetzte Sturmflutdauer von 6 h, kann die Halligmarsch gegen größere Überlaufgeschwindigkeiten Widerstand leisten. Dementsprechend kann die Grenzgeschwindigkeit, bei der die Marschoberfläche anfängt zu erodieren, angepasst werden:

$$v_{krit} = \max \begin{cases} v_{krit}(t_s = 6h) \\ v_{krit}(t(d_{krit})) \end{cases} \quad (4.40)$$

Dieses angepasste Erosionskriterium lässt sich durch Beobachtungen an den Halligkanten bestätigen. Die Schäden dort werden nicht zwangsläufig während der höchsten Wasserstände verursacht, sondern vielmehr durch geringere Wasserstände, die statistisch gesehen mehrmals in einem Jahr auftreten. Dabei ist auch die Kombination aus Wasserstand und Welleneinwirkung auf der Halligmarsch entscheidend für die Erosion, so dass bei extremen Wasserständen sich das schützende Wasserpolster schneller als bei weniger schweren Sturmfluten ausbildet. In Formel (4.40) wird die kritische Überlaufgeschwindigkeit v_{krit} durch eine verkürzte Einwirkungsdauer erhöht, so dass auch unter diesen stärkeren hydraulischen Belastungen keine Schäden zu erwarten sind und das Bauwerk als ausreichend bemessen gilt. Die gesamte Nachweisführung der Bemessung mit dem Kriterium der kritischen Geschwindigkeit ist in Abbildung 4.21 dargestellt.

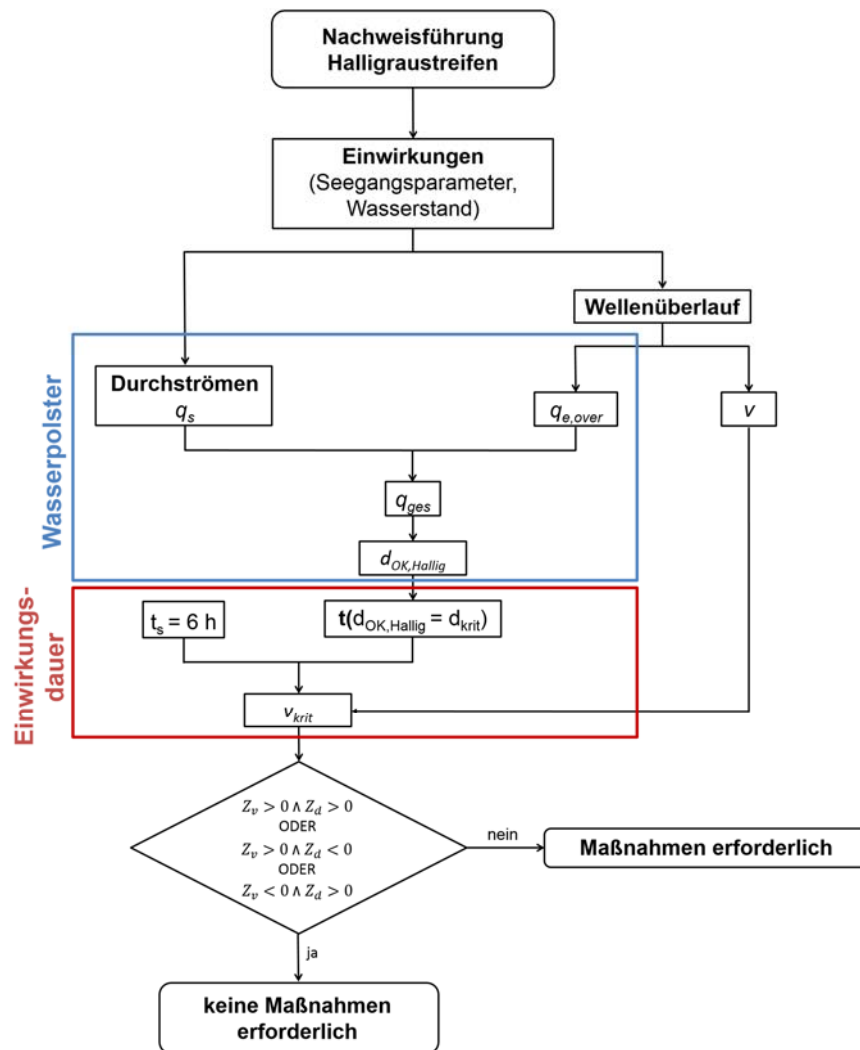


Abbildung 4.21: Nachweisführung für den Halligraustreifen

In dem vorgestellten Ansatz werden die Wellenüberlaufsraten und Durchflussraten durch den Raustreifen für stationäre Wasserstände und Wellenrandbedingungen berechnet. Bei dieser Vereinfachung wird angenommen, dass sich noch kein Wasser auf der Hallig befindet. Sollte die kontinuierliche Befüllung der Hallig bei einem Sturmflutereignis berücksichtigt werden, muss eine vollständige Sturmflutganglinie verwendet werden. Der Ansatz von stationären Wasserständen liegt damit auf der sicheren Seite.

4.8 Beispielhafter Nachweis eines Raustreifenprofils auf der Hallig Langeneß

4.8.1 Vorstellung des Bauwerks

In diesem Kapitel erfolgt die praktische Anwendung der vorgestellten Bemessungsgleichungen am Beispiel eines Raustreifenprofils an der Station 7+037 auf der Hallig Langeneß (vgl. Abbildung 4.26). In Abbildung 4.10 oben ist ein Querschnitt des untersuchten Raustreifens dargestellt. Die Bauwerkskante ist mit einem Granitdeckwerk ausgebildet, an das sich eine 3 m breite Überschlaggerüstung anschließt. Der Raustreifen besitzt auf der Luvseite eine Neigung von 1:3 und auf der Leeseite eine Neigung von 1:2. Er besteht aus einer Elastocast®-Schicht über einem

durchlässigen Schotterkern. Die Oberkante des Halligigels befindet sich auf der Höhe NHN + 2,50 m. Dies entspricht der Ausbaustufe 1. Die Erhöhung des Raustreifens auf das Niveau NHN + 2,90 m wurde im Jahr 2013 umgesetzt (vgl. Abbildung 4.10 unten). Die anschließende Halligmarsch liegt auf einer Höhe von NHN + 2,01 m.

4.8.2 Eingangsparmeter

Zur Bestimmung der Eingangsparmeter wird das in Kapitel 3.5 vorgestellte Seegangmodell mit stationären Wasserständen zwischen NHN + 1,2 m und NHN + 2,9 m betrieben. In Tabelle 4.6 sind die verwendeten Eingangsrandbedingungen aufgeführt.

Tabelle 4.6: *Eingangsrandbedingungen für das Seegangmodell*

Wasserstand	RWS = 1,2-2,9 m ü. NHN	
Windfeld	Windgeschwindigkeit	$V = 26 \text{ m/s}$
	Windrichtung	$\Theta = 300^\circ$
Wellenparameter	Peakperiode	$T_p = 11 \text{ s}$
	Signifikante Wellenhöhe	$H_s = 4,8 \text{ m}$

Das MThw im Bereich des Raustreifens beträgt NHN + 1,38 m (vgl. Tabelle 2.4). Der Wasserstand von NHN + 2,9 m korrespondiert für Langeneß mit 14 Überflutungen der Hallig im Zeitraum von 1997-2006 (LKN.SH, 2011a). Dies entspricht einer Häufigkeit von 1,4 Überflutungen pro Jahr. Das HW₂₀ weist im Bereich Langeneß West eine Höhe von NHN + 4,4 m auf. Bei diesem Wasserstand ist die Halligmarsch bereits mit einem Wasserpolster von 2,4 m bedeckt und Erosion kann somit ausgeschlossen werden.

4.8.3 Bemessungsnachweis von Raustreifenprofilen

In diesem Kapitel werden sowohl das vorhandene Raustreifenprofil mit der Kronenhöhe NHN + 2,5 m (Igel 1) als auch vergleichend zwei Kappenerhöhungen auf NHN + 2,7 m (Igel 2) und NHN + 2,9 m (Igel 3 B1) berechnet. Der Igel 3 B1 entspricht somit der Ausbaustufe 2. Zudem werden qualitative Auswirkungen einer Bauwerksverbreiterung um 0,48 m (Igel 3 B2) und 0,98 m (Igel 3 B3) untersucht. Tabelle 4.7 zeigt die Geometrien der berechneten Raustreifenvarianten (vgl. Abbildung A 1 im Anhang A).

Tabelle 4.7: *Geometriedaten der untersuchten Raustreifenvarianten*

Variante	Höhe	Kronenbreite B	Infiltrationslänge G_c
Igel 1	NHN + 2,5 m	2,52 m	3,5 m
Igel 2	NHN + 2,7 m	1,52 m	2,9 m
Igel 3 B1	NHN + 2,9 m	0,52 m	2,3 m
Igel 3 B2	NHN + 2,9 m	1 m	2,78 m
Igel 3 B3	NHN + 2,9 m	1,5 m	3,28 m

Im ersten Schritt wird überprüft, ob eine Druckschlagbelastung auf die Halligmarsch wirken kann und diese die kritische Druckschlagspannung überschreitet. Dazu werden drei charakteristische Punkte des Bauwerkprofils als mögliche Punkte des Wellenbrechens untersucht und die Fallparabel beim

Wellenbrechen am Deckwerksfuß, am Fuß des Halligels und am Beginn der Raustreifenkrone für den ersten Ausbauzustand des Raustreifens (NHN + 2,5 m) bestimmt.

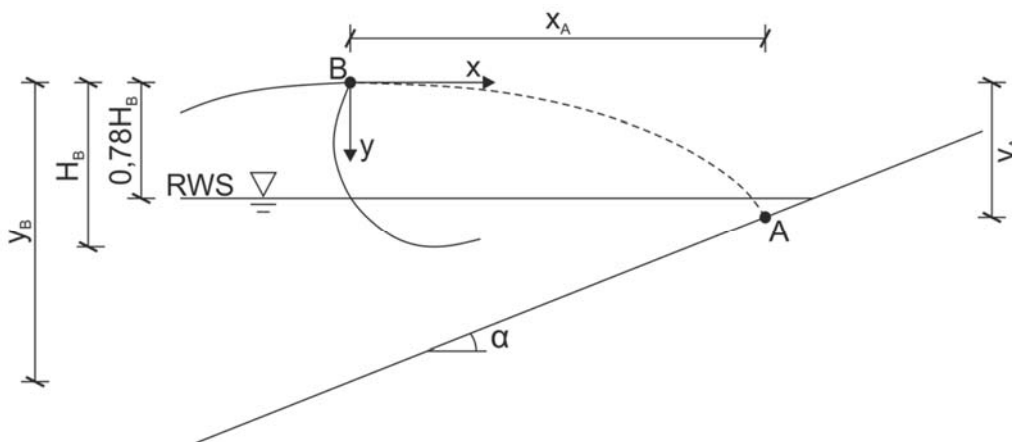


Abbildung 4.22: Fallparabel einer brechenden Welle

Am Beginn der Raustreifenkrone ist erst ab einem Wasserstand von $RWS = NHN + 3,8$ m ein Aufschlagen der Brecherzunge auf die Hallig möglich. Die brechende Welle erreicht bei diesem Wasserstand eine Wellenhöhe von $H_B = 1,3$ m und trifft nach Formel (4.41) in einer Entfernung von $x_A = 3,6$ m auf der Höhe der Hallig auf (vgl. Abbildung 4.22):

$$y_A = \frac{x_A^2}{2y_B} \quad (4.41)$$

Die Halligmarsch steht bereits in einer Entfernung von 3,5 m hinter dem Beginn der Bauwerkskrone an. Ein Wasserstand von $NHN + 3,8$ m verursacht einen Überstau von 1,3 m oberhalb des vorhandenen Raustreifenprofils. Daher kann ein Schaden durch Druckschlag ausgeschlossen werden.

Die Berechnungen der Wellenüberlaufzeiten und Sickerzeiten in Abhängigkeit des Wasserstandes sind in Abbildung 4.23 für die verschiedenen Bauwerksvarianten dargestellt. Die größte Wellenüberlaufzeit ergibt sich für den Raustreifen mit der niedrigsten Kronenhöhe (Igel 1). Ab einem Wasserstand von $NHN + 2,5$ m wird der Raustreifen der Ausbaustufe 1 und ab einem Wasserstand von $NHN + 2,7$ m das zweite Raustreifenprofil (Igel 2) überströmt. Der Wellenüberlauf ergibt sich dann aus einem stationären und einem instationären Anteil. Der stationäre Überfall wird mit dem Überfallbeiwert $\mu = 0,42$ berechnet, der in den kleinskaligen Modellversuchen am Messquerschnitt 3 für eine relative Überfallhöhe von $w / h_{\ddot{u}} = 0,85$ ermittelt wurde.

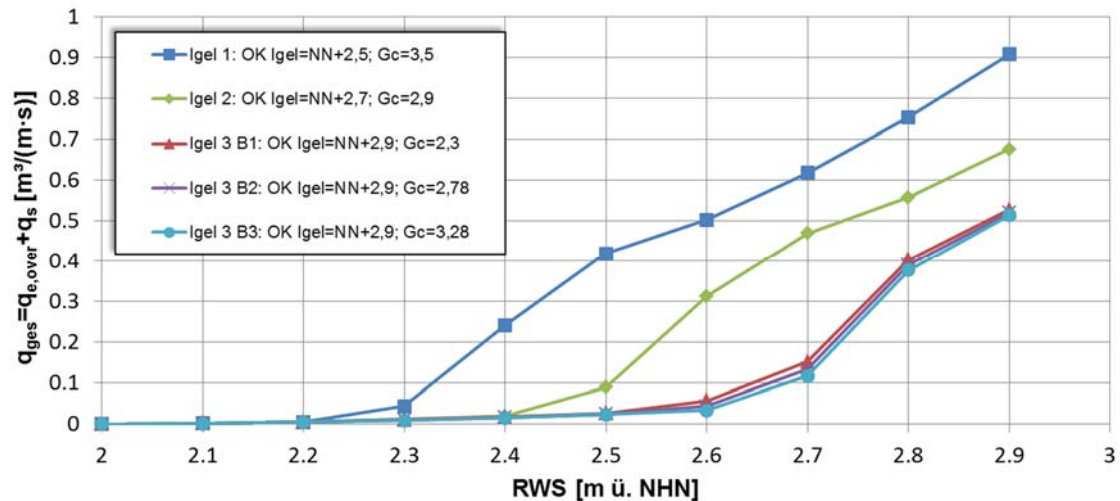


Abbildung 4.23: Kumulierte Rate aus Wellenüberlauf- und Sickerrate am Ende des Raustreifens

Die Wellenüberlaufrate der anderen Varianten wird aufgrund der größeren Freibordhöhen stark verringert (vgl. Abbildung 4.23 und Abbildung 4.24). Bei den Varianten Igel 2 und Igel 3 B1 gelangt erst ab einem Wasserstand von NHN + 2,5 m Wasser durch Wellenüberlauf auf die Halligflächen. Durch eine weitere Verbreiterung der Krone bei einer Kronenhöhe von NHN + 2,9 m (Igel 3 B2 und Igel 3 B3) wird der Wellenüberlaufschwall so stark infiltriert, dass ein Wellenüberlauf am Ende des Raustreifens erst ab einem Wasserstand von NHN + 2,6 m zu erwarten ist (vgl. Abbildung 4.24).

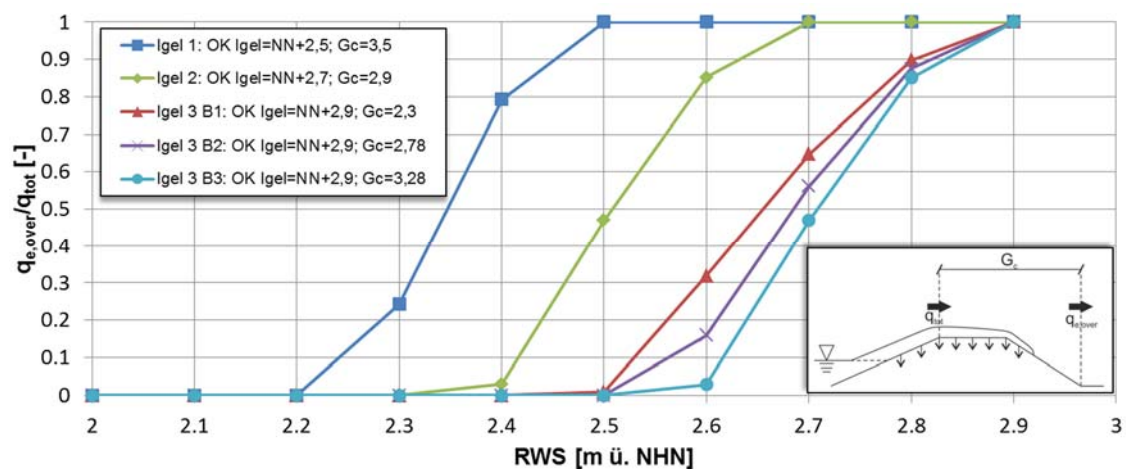


Abbildung 4.24: Reduktion des Wellenüberlaufs bei den fünf untersuchten Varianten

Mit zunehmendem Wasserstand und dementsprechend größerer Seegangsbelastung werden die Unterschiede in den Wellenüberlaufraten der verschiedenen Raustreifenvarianten Igel 3 B1 bis B3 geringer und somit auch der reduzierende Einfluss einer größeren Infiltrationslänge (vgl. Abbildung 4.24).

Die kritische Geschwindigkeit v_{krit} für den Beginn der Erosion bei einer Belastungsdauer von 6 h beträgt 1,64 m/s (vgl. Formel (4.34)). In Abbildung 4.25 sind die Geschwindigkeiten des Wellenüberlaufs am Beginn der Halligmarsch für die untersuchten Wasserspiegellagen und verschiedenen Bauwerksvarianten dargestellt.

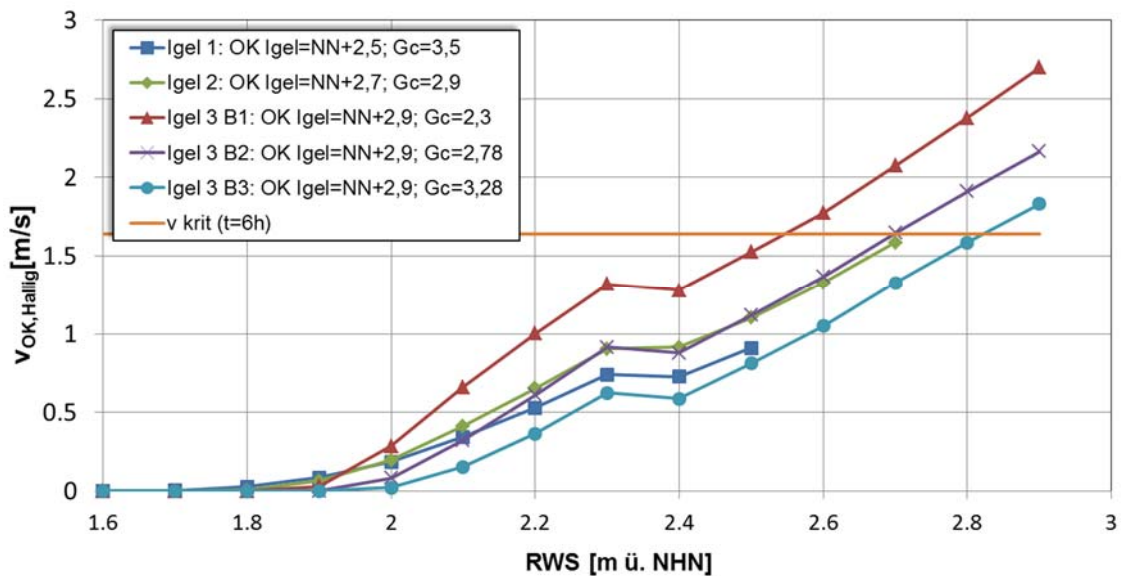


Abbildung 4.25: Geschwindigkeit des Wellenüberlaufschwells am leeseitigen Fuß des Raustreifens am Übergang zur Halligmarsch für verschiedene Bauwerkskonfigurationen

Der diskontinuierliche Verlauf der Strömungsgeschwindigkeiten wird durch die Mittelung des Rauheitskoeffizienten γ_f der Bauwerksböschung verursacht. Ab einem Wasserstand von $\text{NHN} + 2,4 \text{ m}$ befindet sich das Deckwerk so weit unterhalb des Ruhewasserspiegels ($H_{DW} \leq \text{RWS} - 0,25 R_w, \text{glatt}$), dass die geringere Deckwerksrauheit keinen Einfluss mehr auf die gemittelte Rauheit des gesamten Bauwerkes hat. Der Rauheitskoeffizient entspricht somit dem des Raustreifens ($\gamma_f = \gamma_{RS} = 0,55$).

Der Vergleich der Geschwindigkeiten zeigt, dass die höchsten Schwallgeschwindigkeiten bei den Varianten Igel 3 B1 und Igel 3 B2 erreicht werden, da die Geschwindigkeiten ab dem höher gelegenen Kronenende auf der binnenseitigen Böschung zunehmen (vgl. Tabelle 4.8). Bei der Variante Igel 3 B1 ist die Reduzierung der Geschwindigkeit aufgrund der kürzeren Kronenbreite und geringeren Oberflächenreibung entlang der Überlaufstrecke kleiner. Der zur Bestimmung der Schwallgeschwindigkeit benötigte Reibungskoeffizient f wird nach Formel (4.42) berechnet (vgl. Formel (4.33)). Er ergibt sich in Abhängigkeit der relativen Wellenamplitude A_b und befindet sich für die untersuchten Wellen- und Wasserstandsbedingungen im Bereich $f = 0,26$ bis $0,18$.

$$f = 0,4 \left(\frac{A_b}{k_s} \right)^{-0,75} \quad (4.42)$$

mit:

$$A_b = \text{Relative Wellenamplitude } A_b = \frac{A}{\sinh kh} \quad [\text{m}]$$

$$k_s = \text{Äquivalente Sandrauheit } k_s \approx 2 \cdot D_{90} \quad [\text{m}]$$

Dies führt dazu, dass alle drei Varianten mit einer Kronenhöhe von $\text{NHN} + 2,9 \text{ m}$ die kritische Geschwindigkeit für eine Sturmflutdauer von 6 h überschreiten. Zur Beurteilung einer ausreichenden Bemessung des Deckwerks wird die Überflutungscharakteristik des Deckwerksabschnittes untersucht.

Tabelle 4.8: Schwallgeschwindigkeit an charakteristischen Punkten des Bauwerkes ($RWS = NHN + 2,4 \text{ m}$; $f = 0,2$)

Variante	v_A [m/s]	$v_{c(xc=B_c)}$ [m/s]	$v_{OK,Hallig}$ [m/s]
Igel 1	4,94	0,13	0,73
Igel 2	4,44	0,29	0,91
Igel 3 B1	3,88	1,13	1,28
Igel 3 B2	3,88	0,36	0,88
Igel 3 B3	3,88	0,11	0,59

Um die Küstenschutzmaßnahmen des jeweiligen Abschnittes belastbar bemessen zu können, wird die Hallig in Entwässerungsgebiete unterteilt und die Deckwerke dem entsprechenden Entwässerungsgebiet zugeordnet. Die insgesamt sechs Teilgebiete wurden auf Grundlage von DGM1-Daten ermittelt. Die Entwässerungsgebiete der Halligen Hooge und Nordstrandischmoor befinden sich im Anhang G.

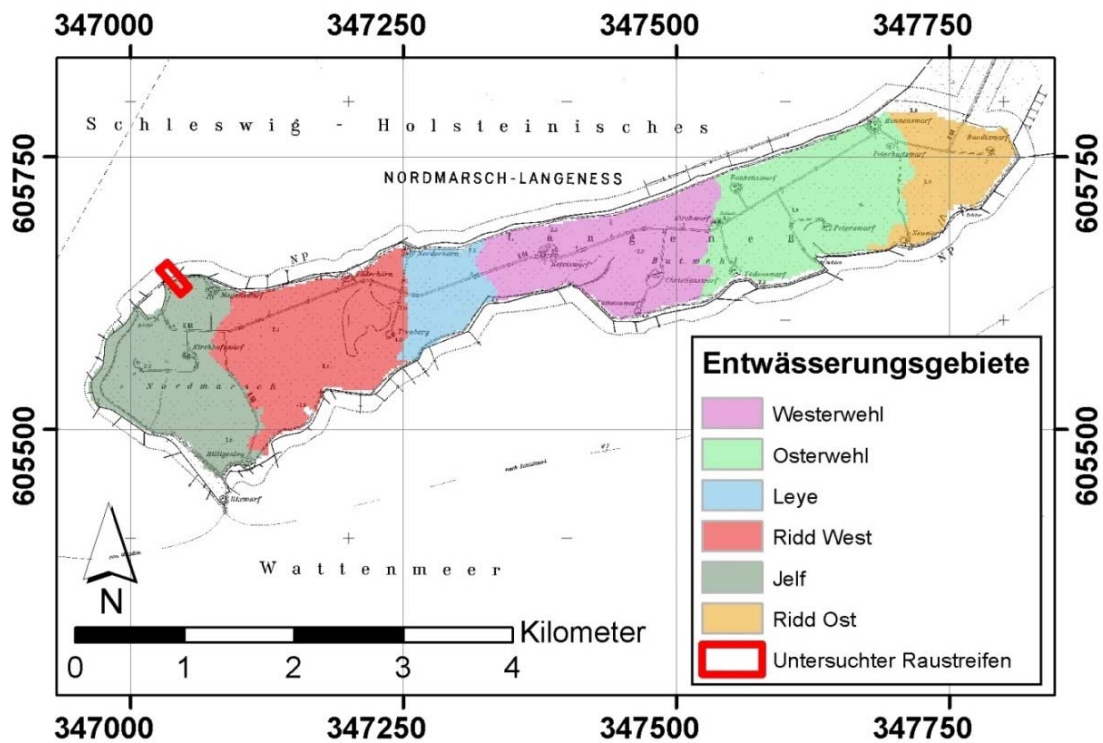


Abbildung 4.26: Entwässerungsgebiete der Hallig Langeneß und Lage des untersuchten Raustreifenprofils an der Station 7+037

Der untersuchte Raustreifenabschnitt ist dem im westlichen Bereich von Langeneß gelegenen Entwässerungsgebiet der Sieltoranlage Jelf zuzuordnen (vgl. Abbildung 4.26). Dieses Entwässerungsgebiet umfasst eine Fläche von etwa 165 ha. Das für ein Wasserpolster von 0,4 m Höhe benötigte Volumen wird auf Grundlage des DGM1 berechnet. Zur Erreichung dieses Wasserpolsters muss der Wasserstand auf der Hallig die Höhenlage $NHN + 2,41 \text{ m}$ erreichen. Tabelle 4.9 zeigt die Volumina, die für die jeweiligen Überflutungstiefen auf die Hallig gelangen müssen. Für ein Wasserpolster von 0,4 m werden insgesamt $1,554 \cdot 10^6 \text{ m}^3$ Wasser durch Zustrom durch den porösen Halligigel oder als Wellenüberlauf benötigt. Die Deckwerkslänge im Entwässerungsgebiet Jelf beträgt 3840,2 m.

Tabelle 4.9: Wasservolumina auf der Hallig bei Wassertiefen von 0,1 m - 0,4 m oberhalb der Halligkante

Wassertiefen	V [m ³]	dV [m ³]	V' [m ³ /m]	dV(1m) [m ³ /m]
0,1 m	1,075·10 ⁶	1,075·10 ⁶	280,0	280,0
0,2 m	1,233·10 ⁶	0,158·10 ⁶	321,1	41,1
0,3 m	1,393·10 ⁶	0,160·10 ⁶	362,7	41,6
0,4 m	1,554·10 ⁶	0,161·10 ⁶	404,5	41,9

Für die folgende Berechnung wird angenommen, dass über die gesamte Deckwerkslänge gleiche Wellenüberlauf- und Durchsickerungsraten erreicht werden. Zur Bestimmung der Belastungsdauer bis zum Aufbau des Wasserpolsters wird das Volumen je Meter Bauwerkslänge ($V' = 404,5 \text{ m}^3/\text{m}$) berechnet. Um die Sickerrate durch den Raustreifen realistisch einschätzen zu können, wird diese stufenweise bei gleichbleibendem Wasserstand vor dem Halligigel in Intervallen von 0,1 m Wasserüberdeckung auf der Hallig berechnet. Die Summe der Sickerrate und der mittleren Wellenüberlauftrate ergibt die gesamte Zulauftrate. Die Einwirkzeit resultiert aus der Division des benötigten Zulaufvolumens pro laufenden Meter und der Zulauftrate. Diese geht dann in die Berechnung der kritischen Geschwindigkeit ein (vgl. Formel (4.6)).

Tabelle 4.10: Bemessungsnachweis der Bauwerksvarianten Igel 3 B1-B3

Variante	H [m ü. NHN]	$v_{\text{OK,Hallig}}$ [m/s]	t (d=0,4) [h]	$v_{\text{krit}} (d=0,4)$ [m/s]	Ausreichend bemessen?
Igel 3 B1	2,6	1,78	1,73	2,08	Ja
	2,7	2,08	0,67	2,93	Ja
	2,8	2,38	0,26	4,74	Ja
	2,9	2,70	0,20	5,68	Ja
Igel 3 B2	2,7	1,65	0,74	2,79	Ja
	2,8	1,91	0,27	4,64	Ja
	2,9	2,17	0,20	5,63	Ja
Igel 3 B3	2,9	1,83	0,21	5,59	Ja

In Tabelle 4.10 sind die Ergebnisse des Nachweises der Bemessung der untersuchten Raustreifenvarianten aufgeführt. Die kritische Geschwindigkeit v_{krit} für den Erosionsbeginn wird durch die verringerte Einwirkzeit bis zur Ausbildung des schützenden Wasserpolsters soweit erhöht, dass das Bemessungskriterium bei allen Varianten des Raustreifens erfüllt ist.

4.9 Zusammenfassung und Zwischenfazit

Mit der Berechnung der Bemessungsgleichungen für den Druckschlag, Wellenüberlauf und die Ausbildung eines Wasserpolsters durch die Befüllung der Hallig wird gezeigt, dass alle untersuchten Profilvarianten für die gegebenen hydraulischen Belastungen ausreichend bemessen sind. Bei den Varianten Igel 1 und Igel 2 wird die kritische Geschwindigkeit für den Beginn der Erosion bei einer Sturmflutdauer von 6 h nicht erreicht. Die Varianten Igel 3 B1-B3 überschreiten hingegen am Bauwerksende die kritische Geschwindigkeit. Da sich innerhalb der angesetzten Sturmflutdauer von 6 h das schützende Wasserpolster von 0,4 m ausbilden kann, wird die Einwirkdauer des Wellenüberlaufschwells auf die Halligmarsch entsprechend herabgesetzt und die kritische Geschwindigkeit für Erosion hinter dem Bauwerk erhöht.

Die Bemessungsergebnisse lassen erkennen, dass für den Elastocoast®-Raustreifen eine niedrigere Raustreifenkonstruktion von Vorteil wäre. So kann zum einen durch Überströmen und Wellenüberlauf bei niedrigeren Wasserständen mehr Wasser auf die Hallig gelangen und zum anderen werden die Wellenüberlaufgeschwindigkeiten durch die größere Kronenbreite der niedrigeren Raustreifenkonstruktion reduziert. Dies sollte jedoch mit Hilfe von weiteren physikalischen und numerischen Modellversuchen unter instationärer Wellenbelastung untersucht werden. Darüber hinaus muss darauf hingewiesen werden, dass die Entscheidung für eine niedrigere Raustreifenkonstruktion auch von der Akzeptanz der Halligbewohner abhängig ist, da eine erhöhte Überflutungshäufigkeit mit der niedrigeren Konstruktion einhergeht. Auch die Funktion der Raustreifen als Wellenbrecher muss in diesem Zusammenhang untersucht werden, da die an die Warften gelangende Seegangenergie durch höhere Raustreifenkonstruktionen stärker dissipiert wird.

In den vorgestellten Berechnungen wird angenommen, dass lediglich der durch das durchlässige Bauwerk reduzierte Wellenüberlauf auf die Hallig gelangt. Wellen, die auf der durchlässigen Bauwerksböschung auflaufen und die Krone nicht überschreiten, werden in diesem Ansatz nicht berücksichtigt. Dieses zusätzliche Wasservolumen sollte in weiteren Untersuchungen quantifiziert werden, da es auch zur Ausbildung des schützenden Wasserpolsters beiträgt.

Eine weitere Unsicherheit im vorgestellten Bemessungsansatz des Elastocoast®-Raustreifens ist die Bestimmung der Wellenüberlaufgeschwindigkeiten über das durchlässige Bauwerk. Auf der binnenseitigen Böschung erfährt der Überlaufschwall nach den vorhandenen Bemessungsformeln eine zusätzliche Beschleunigung. Aufgrund der abwärts gerichteten Gewichtskraft des Überlaufschwalls besitzt die Strömung allerdings auch eine Komponente senkrecht zur Bauwerksböschung. Dies verursacht eine Infiltration in das Bauwerk und somit eine weitere Reduzierung der Überlaufgeschwindigkeiten.

Eine Erhöhung des Raustreifens sollte nur durchgeführt werden, wenn die Wellenüberlauf- und Sickerraten die ausreichende Befüllung der Hallig gewährleisten. Die gesamte Zulauftrate auf die Hallig wird in diesem Ansatz zur Bemessung eines Elastocoast®-Raustreifens als konstant über die gesamte Küstenlänge des Entwässerungsgebietes angenommen. Für eine detaillierte Berechnung der Zustromrate müssen die verschiedenen Bauwerksabschnitte im jeweiligen Entwässerungsgebiet einzeln berücksichtigt werden. Zukünftige Untersuchungen sollten außerdem die Sedimentdurchlässigkeit der Halligraustreifen untersuchen und diese bei der Bemessung von Halligraustreifen mitberücksichtigen.

5 Untersuchungen zur Erhöhung der Sedimentation auf den Halligflächen

5.1 Einführung

Untersuchungen innerhalb der Forschungsprojekte „SAHall“ (DEICKE ET AL., 2009) und „ZukunftHallig“ (KARIUS ET AL., 2014) des Geowissenschaftlichen Zentrums der Georg-August-Universität Göttingen (GZG) haben ergeben, dass die beiden flächengrößten Halligen, Langeneß und Hooge, in Bezug auf den am Pegel Wyk gemessenen Anstieg des mittleren Meeresspiegels zu niedrige Sedimentaufwachsraten aufweisen. Aufgrund dieses Sedimentdefizits liegen die zentralen Bereiche der beiden Halligen unterhalb der Höhe des MThw. Zukünftig wird mit den aktuellen Aufwachsraten der Marschflächen ein Anstieg des lokalen mittleren Meeresspiegels von 4-5 mm/a (vgl. Kapitel 2.3.3) nicht kompensiert werden können. Kleine Halligen hingegen, die aufgrund niedrigerer Deckwerkshöhen und dem Fehlen von Regionaldeichen häufiger überflutet werden, verzeichnen deutlich höhere Aufwachsraten (vgl. Abbildung 2.18 und Abbildung 2.19). Gegenwärtig sind die größten vertikalen Aufwachsraten im Bereich direkt hinter den Deckwerken und Raustreifen zu beobachten, wodurch die in Abbildung 4.8 gezeigte typische Reliefstruktur verursacht wird. Diese Tatsache lässt die Annahme zu, dass in der Zeit vor den Prielverbauungen der Sedimenttransport in die zentralen Bereiche der Halligen über die unverbauten Priele stattgefunden hat.

Aus diesem Grund werden Versuche und Untersuchungen durchgeführt, um die Sedimentation in den zentralen Halligbereichen wieder zu erhöhen. Für eine erste Einschätzung der Strömungsverhältnisse und eine Beurteilung einer eventuellen Gefährdung der Standsicherheit des geöffneten Sieltors Osterwehl werden hydraulische Berechnungen für unterschiedliche Wasserstände auf Grundlage des DGM1-Datensatzes durchgeführt (vgl. Kapitel 5.3). Da diese Berechnungen jedoch nur stationär gleichförmige Strömungsverhältnisse berücksichtigen, wird zusätzlich ein hochaufgelöstes numerisches Strömungsmodell für das Untersuchungsgebiet aufgebaut. Neben hydrodynamischen Vorgängen werden mit diesem Modell auch morphologische Prozesse im Untersuchungsgebiet simuliert. Die Datengrundlage zur Kalibrierung dieses numerischen Modells bilden Messwerte, die während zwei Messkampagnen am geöffneten Sieltor Osterwehl gewonnen worden sind (vgl. Kapitel 5.4). Mit Hilfe des numerischen Modells werden Parameterstudien durchgeführt, um den Einfluss folgender Parameter auf die Sedimentationsvorgänge auf den Halligflächen zu beurteilen:

- Öffnungszustand der Sieltore
- Höhe der Sturmflut
- Deckwerkshöhe

5.2 Sieltoranlage Osterwehl auf Langeneß

Halligsiele sind Hochwasserschutzbauwerke, die zum einen ein Eindringen von Meerwasser bei Hochwasser über die Priele verhindern und zum anderen den Abfluss von Niederschlag und nach Überflutungen ermöglichen. Diese Entwässerungssiele befinden sich am Kreuzungspunkt des natürlichen Halligprieles und des Regionaldeichs. Im Falle von Kantenfluten und höher auflaufenden Fluten werden die Sieltore durch den Wasserdruck geschlossen, so dass die Hallig bei Landunter nur durch Wellenüberlauf und Überströmen an den Deckerwerken überflutet wird. Der Abfluss hingegen

kann auch über die Sielzüge stattfinden (PETERSEN, 1981). Die Sieltoranlage Osterwehl ist an der Südkante der Hallig Langeneß nahe der Peterswarft gelegen (vgl. Abbildung 5.1).

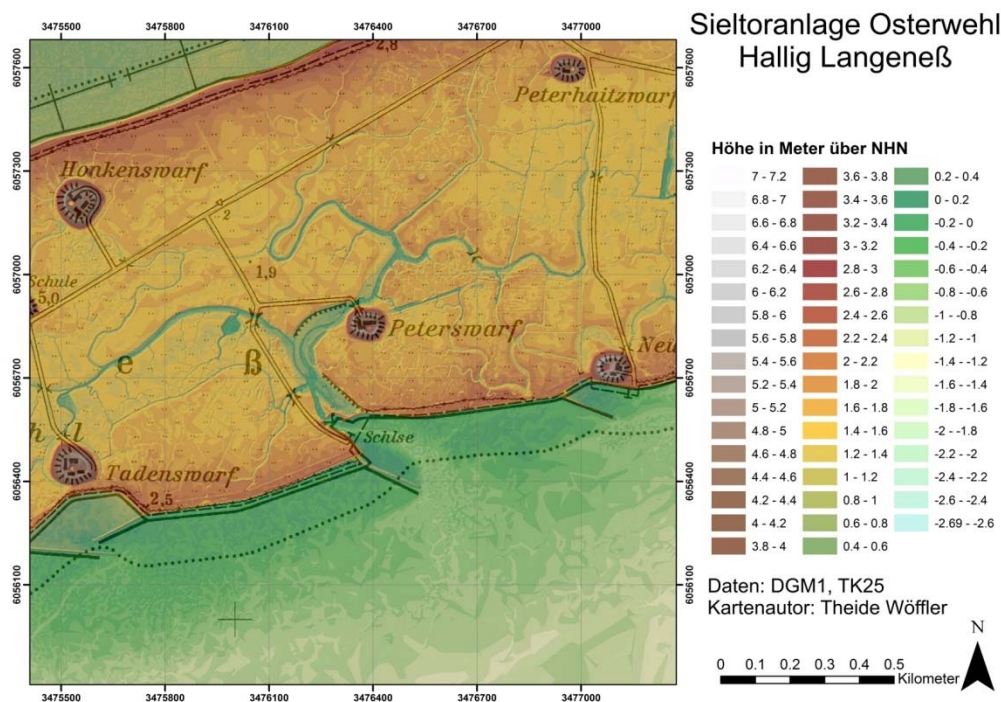


Abbildung 5.1: Geographische Lage der Sieltoranlage Osterwehl

Die Sieltoranlage Osterwehl verfügt über drei selbsttätig wirkende Sieltore mit einer Breite von jeweils 2,50 m und einer dazugehörigen Höhe von 1,80 m. Daraus ergibt sich der folgende Fließquerschnitt A für die Sieltoranlage Osterwehl:

$$A = 3 \times 2,5 \text{ m} \times 1,8 \text{ m} = 13,5 \text{ m}^2$$

Der Baugrund des Sieltores Osterwehl besteht aus festgelagertem Klei, in dem das Sielbauwerk mit Pfählen gegründet ist. In die Baugrube wurde zudem eine Sauberkeitsschicht aus Sand mit einer Mächtigkeit von 0,1 m eingebracht, die als Unterlage für die bewehrte und 0,5 m starke Fundamentplatte dient (PETERSEN, 1981). Zweck der ab dem Jahr 1902 gebauten Halligsiele ist in erster Linie der Schutz vor einem verfrühten Landunter der Halligen. Mit dem Bau der Siele erfolgt die Überflutung der Halligen zu einem späteren Zeitpunkt über die Halligkanten. Die Querschnitte der Halligsiele sind nach PETERSEN (1981) so bemessen, dass die Entleerung der Hallig nach einem Landunter innerhalb von einer Tide möglich ist und spätestens innerhalb von 20 Stunden abgeschlossen ist.

5.3 Stationäre hydraulische Berechnungen für die Sieltoranlage Osterwehl

Das Entwässerungsgebiet der Sieltoranlage Osterwehl umfasst eine Fläche von etwa 194 ha (vgl. Abbildung 4.26). Bezogen auf den Sieltorquerschnitt des Osterwehls von 13,5 m² ergibt dies eine relative Entwässerungsfläche von 194 ha / 13,5 m² = 14,38 ha/m² für die Sieltoranlage Osterwehl. In Tabelle 5.1 sind die Flächen der sechs Entwässerungsgebiete sowie die jeweils zugehörigen Bemessungsgrößen der Sieltoranlagen auf der Hallig Langeneß dargestellt. Daraus wurde zusätzlich

die relative Entwässerungsfläche bestimmt. Demnach muss über die Sieltoranlage Leye eine Fläche von ca. 60 ha entwässert werden. Bei einem Sieltorquerschnitt von 3 m^2 ergibt dies eine zu entwässernde Fläche von etwa 20 ha pro m^2 Sieltorquerschnitt im Entwässerungsgebiet Leye. Im Gegensatz dazu werden im Entwässerungsgebiet Ridd Langeneß $5,1 \text{ ha}$ pro m^2 Sieltorquerschnitt entwässert. Insgesamt wurde für die Hallig Langeneß ein über die Sieltoranlagen zu entwässerndes Gebiet von $818,74 \text{ ha}$ ermittelt. Die Summe der Querschnitte der Sieltoranlagen auf Langeneß beträgt 66 m^2 , woraus sich ein Durchschnittswert von $12,41 \text{ ha}$ pro m^2 Sieltorquerschnitt ergibt.

Tabelle 5.1: Entwässerungsgebiete auf der Hallig Langeneß (vgl. Abbildung 4.26)

Entwässerungsgebiet	Größe Entwässerungs- gebiet [ha]	Anzahl Sieltore	Breite Sieltor [m]	Höhe Sieltor [m]	Sielquer- schnitt [m^2]	Relative Entwässerungs- fläche [ha/m^2]
Jelf	165.38	3	2.5	1.8	13.5	12.25
Ridd/Nordmarsch	188.24	3	2.5	1.8	13.5	13.94
Leye	59.60	1	3.0	1.0	3	19.87
Westerwehl	165.57	3	2.5	1.8	13.5	12.26
Osterwehl	194.08	3	2.5	1.8	13.5	14.38
Ridd/Langeneß	45.87	2	2.5	1.8	9	5.10
Gesamt	818.74	15			66	12.41

Die Küstelinie von Langeneß hat eine Länge von ca. 21 km. Somit beträgt bei einer durchschnittlichen Überströmtiefe von 0,01 m der Fließquerschnitt entlang der Hallig mit 210 m^2 mehr als das Dreifache des summierten Sieltorquerschnitts der sechs Sieltoranlagen von Langeneß. Bei einem HW_{20} , dessen Scheitelwasserstand im westlichen Bereich von Langeneß $\text{NHN} +4,4 \text{ m}$ beträgt, liegt somit ein Fließquerschnitt von 58800 m^2 vor. Diese Zahlen verdeutlichen, wie gering die Größe der Fließquerschnitte der Sieltoranlagen im Verhältnis zu den Fließquerschnitten an den überströmbaren Deckwerken ist.

Die nachfolgende Abbildung 5.2 zeigt die Ergebnisse einer hydraulischen Berechnung der Sieltoranlage Osterwehl für drei Entleerungszeiträume von 6,5 h, 13 h und 20 h. Die Sohlhöhe der Sieltoranlage wurde dabei nach PETERSEN (1981) auf $\text{NHN} -0,5 \text{ m}$ festgesetzt. Außerdem gilt die Voraussetzung, dass die Regionaldeiche im Bereich des Entwässerungsgebietes Osterwehl eine Mindesthöhe von $\text{NHN} +2,60 \text{ m}$ aufweisen. So erfolgt bei Wasserständen bis zur Höhe von $\text{NHN} +2,60 \text{ m}$ die Entwässerung des Entwässerungsgebietes Osterwehl ausschließlich über die Sieltoranlage Osterwehl. Zur Vereinfachung werden bei diesen hydraulischen Berechnungen stationäre Strömungsbedingungen angenommen. Bei Wasserständen ab $\text{NHN} +1,4 \text{ m}$ beträgt der Fließquerschnitt der Sieltoranlage Osterwehl $13,5 \text{ m}^2$, da ab dieser Wasserstandshöhe, bei einer angenommenen Höhe der Sielsohle von $\text{NHN} -0,5 \text{ m}$, das Sieltor voll durchströmt wird. Bei einem maximal zu entwässernden Wasserstand von $\text{NHN} +2,60 \text{ m}$ ergibt sich bei einer Entwässerungszeit von 6,5 h die maximale Strömungsgeschwindigkeit von ca. 6 m/s . Allerdings wird dieser Wert in der Realität nicht erreicht werden, da der Außenwasserstand nicht in dieser Geschwindigkeit fallen wird.

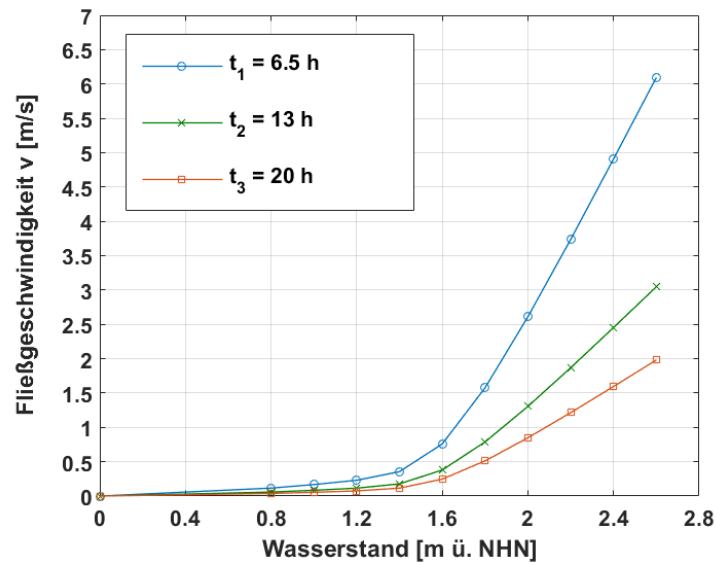


Abbildung 5.2: Hydraulische Berechnung für die Sieltoranlage Osterwehl in Abhängigkeit des Wasserstandes für drei verschiedene Entleerungszeiträume von 6,5 h, 13 h und 20 h

5.4 In-situ-Messungen

5.4.1 Durchführung der in-situ-Messungen

Im Rahmen von in-situ-Untersuchungen wurden zwei Messkampagnen im Bereich der Sieltoranlage Osterwehl durchgeführt. Die erste Messkampagne (Messkampagne 1) fand in der Zeit vom 22.02.2013 bis zum 27.02.2013 statt. Der nachfolgenden Tabelle 5.2 sind die erfolgten Messungen und Angaben zu den Zeiten des Tidehoch- und Tideniedrigwassers am Fährlanleger Hilligenley zu entnehmen. Außerdem ist der Öffnungszustand des Sieltores vermerkt. Im Rahmen der Messkampagne 1 wurden die folgenden Messungen durchgeführt:

- Messung der kritischen Sohlschubspannung (EROSIMESS-Messgerät),
- Messung von Trübung, Wasserstand, Temperatur und Leitfähigkeit (2 x Valeport Midas CTD+),
- Messung der Strömungsgeschwindigkeiten und des Durchflusses (MeasureCat mit Teledyne RD Instruments Sentinel ADCP).

Tabelle 5.2: Durchführung der Messkampagne 1 vom 22.02.2013 bis zum 27.02.2013

Tag	Messtätigkeit 1	Messtätigkeit 2	Zustand Sieltor	Tide	Hochwasser	Niedrigwasser	Hochwasser	Niedrigwasser	Hochwasser
22.02.13	Erosimess	Strömungs-, Trübungs- und Wasserstandsmessungen (stationär)	geschlossen	Mt		05:11 / 0.86 m	10:59 / 3.04 m	17:44 / 0.95 m	23:19 / 3.19 m
23.02.13	Erosimess	Strömungs-, Trübungs- und Wasserstandsmessungen (stationär)	geschlossen	Mt		06:15 / 0.72 m	11:57 / 3.17 m	18:37 / 0.79 m	
24.02.13	Erosimess	Strömungs-, Trübungs- und Wasserstandsmessungen (stationär)	geschlossen	Mt	00:13 / 3.32 m	07:02 / 0.56 m	12:45 / 3.26 m	19:20 / 0.61 m	
25.02.13	Strömungsmessungen (mobil)	Strömungs-, Trübungs- und Wasserstandsmessungen (stationär)	offen	Sp	00:59 / 3.39 m	07:44 / 0.41 m	13:26 / 3.31 m	20:00 / 0.46 m	
26.02.13	Strömungsmessungen (mobil)	Strömungs-, Trübungs- und Wasserstandsmessungen (stationär)	offen	Sp	01:39 / 3.40 m	08:24 / 0.30 m	14:04 / 3.31 m	20:39 / 0.35 m	
27.02.13	Strömungsmessungen (mobil)	Strömungs-, Trübungs- und Wasserstandsmessungen (stationär)	offen	Sp	02:15 / 3.37 m	09:02 / 0.22 m	14:40 / 3.28 m	21:15 / 0.27 m	

Das am IWW entwickelte EROSIMESS-Messgerät (vgl. Kap. 5.4.4) wurde zur Bestimmung der kritischen Sohlschubspannung an vier im Vorfeld der Messkampagne festgelegten Punkten eingesetzt. Die Punkte befinden sich in den Bereichen, in denen mit Hilfe eines numerischen Modells im Vorfeld bei

geöffnetem Sieltor die größten Sohlschubspannungen ermittelt worden sind (vgl. SCHÜTTRUMPF & WÖFFLER, 2014).

Die Valeport Midas CTD-Sonden (siehe Abbildung 5.3) verfügen zusätzlich über Trübungsmesssonden des Typs Seapoint Turbidity Meter und wurden sowohl im Binnenbereich als auch im Außenbereich des Osterwehls eingesetzt und verankert. Mit ihnen wurden über den gesamten Zeitraum die Werte der Salinität, Temperatur, Wasserstände und Trübung aufgezeichnet.



Abbildung 5.3: Valeport Midas CTD-Sonde im Außenbereich des Sieltores Osterwehl während Tideniedrigwasser

In Abbildung 5.4 sind sowohl die Positionen der stationären Messungen der CTD-Sonden und des Trübungsmessgerätes ASM-IV des GZG als auch die Messpositionen des EROSIMESS und die gefahrenen ADCP-Querprofile während der Messkampagne 1 dargestellt. Außerdem sind die durch das LKN.SH im Vorfeld der Messkampagne aufgenommenen acht Querprofile dargestellt.

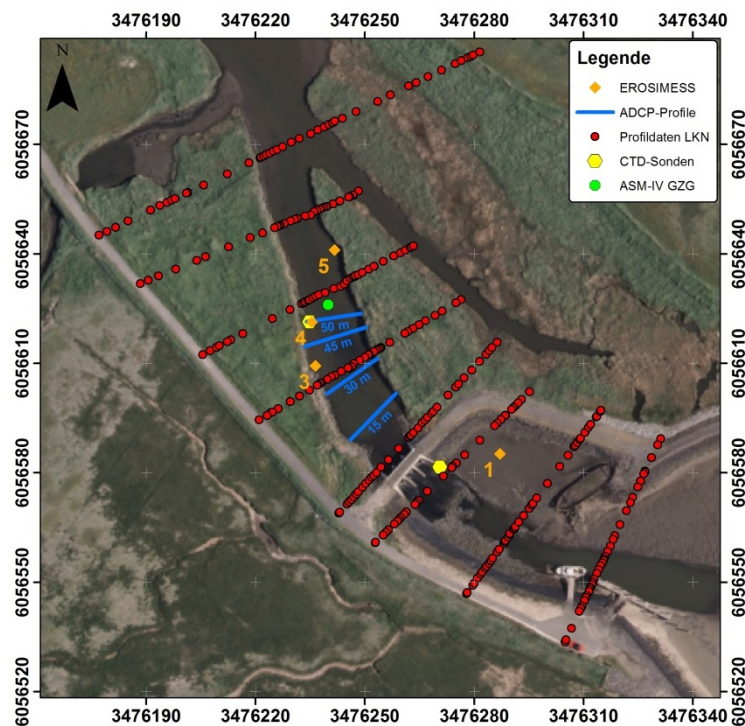


Abbildung 5.4: Positionen der durchgeführten Messungen im Rahmen der Messkampagne 1 Osterwehl

Die zweite Messkampagne (Messkampagne 2) hat in der Zeit vom 11.03.2014 bis zum 14.03.2014 stattgefunden. Das Sieltor Osterwehl war im gesamten Zeitraum geöffnet. Die Positionen der Water Level Logger sind in Abbildung 5.5 dargestellt. Folgende Messungen wurden durchgeführt:

- Messung des Wasserstands (2 x Hobo Water Level Logger U20)
- Messung von Strömungsgeschwindigkeiten (Ott Messflügel C31)

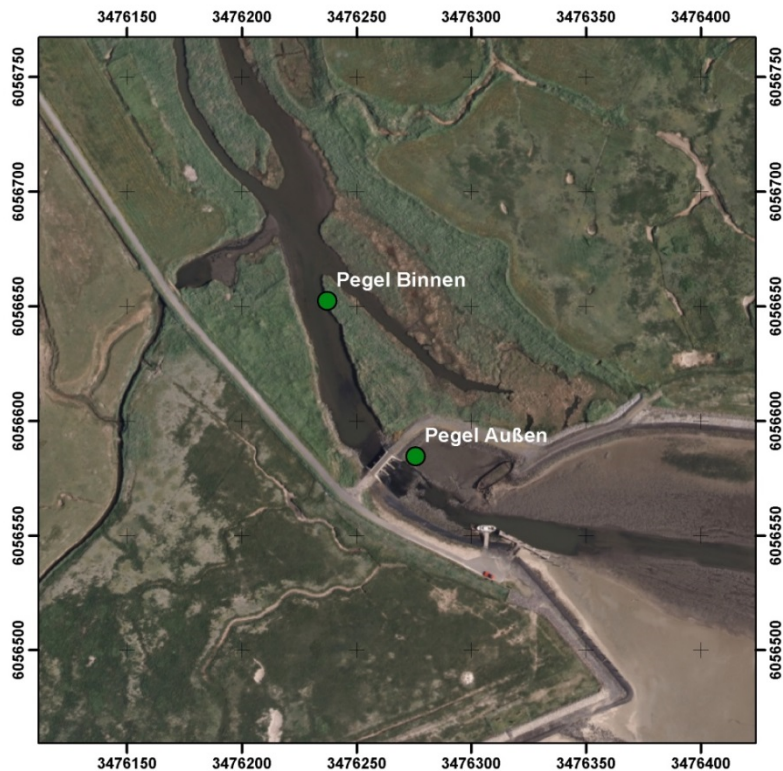


Abbildung 5.5: Positionen der Hobo Water Level Logger während der Messkampagne 2 vom 11.03.2014 bis zum 14.03.2014

5.4.2 Wasserstandsmessungen

Die Messungen der Wasserstände innerhalb der Messkampagne 1 erfolgten über die Drucksensoren der beiden CTD-Sonden, deren Position und Höhenlage der nachfolgenden Tabelle 5.3 zu entnehmen ist.

Tabelle 5.3: Position CTD-Sonden Messkampagne 1 Osterwehl vom 22.02. - 27.02.2013

	Rechtswert	Hochwert	Höhenlage
CTD-Sonde 1 (Außen)	3476270.52	6056581.58	NHN -0.07 m
CTD-Sonde 2 (Binnen)	3476234.81	6056621.33	NHN -0.19 m

Aus Abbildung 5.6 wird deutlich, dass vor der Öffnung des Sieltors Osterwehl die Wassertiefen im Binnenbereich (rot) nur geringfügig den durch Gezeiten bedingten Schwankungen des Wasserstandes ausgesetzt sind. Mit der Öffnung des Sieltors Osterwehl vor Beginn des zweiten Flutzeitraumes am 25.02.2013 lässt sich erkennen, dass die Wassertiefen nun auch im Binnenbereich des Prieles dem Tidenhub ausgesetzt sind. Zusätzlich zu den Messungen der CTD-Sonden sind die Pegelwerte des

ca. 5 km westlich gelegenen Pegels Hilligenley auf Langeneß dargestellt (grün). Die Scheitelwerte am Pegel Hilligenley sind jeweils weniger Zentimeter niedriger als am Sieltor Osterwehl.

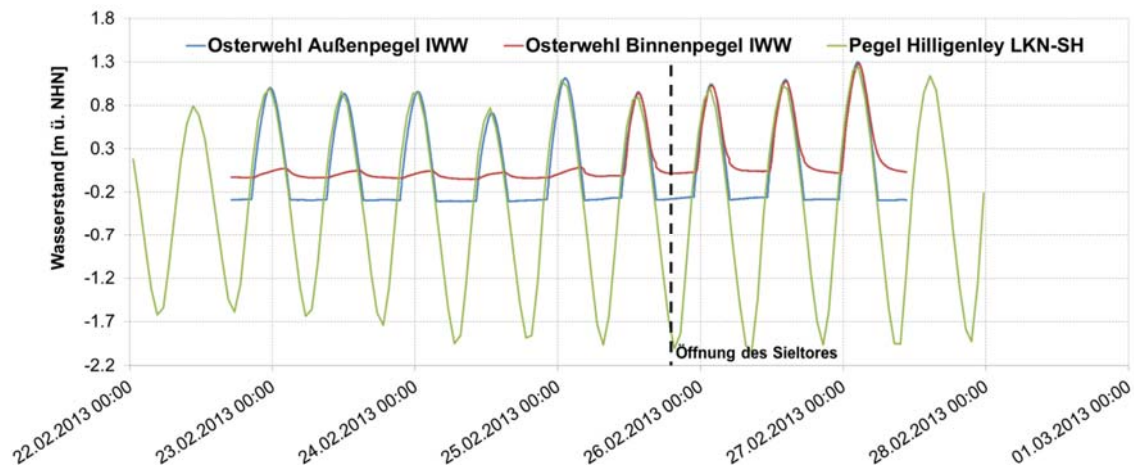


Abbildung 5.6: Wasserstände in Meter bezogen auf NHN an den Positionen der CTD-Sonden während der Messkampagne 1

Während der Messkampagne 2 vom 11.03.2014 bis zum 14.03.2014 erfolgte die Messung der Wasserstände an den in Abbildung 5.5 gezeigten Positionen mit den Hobo Water Level Loggern U20. In Abbildung 5.7 sind die gemessenen Wasserstände im Außen- beziehungsweise Binnenbereich der Sieltoranlage Osterwehl während der Messkampagne 2 dargestellt. Da das Sieltor während der gesamten Messung geöffnet war, ähneln sich die Wasserstandsmessungen am Außen- und Binnenpegel. Der Scheitelwasserstand am Binnenpegel wird jeweils wenige Minuten nach dem Scheitel am Außenpegel erreicht.

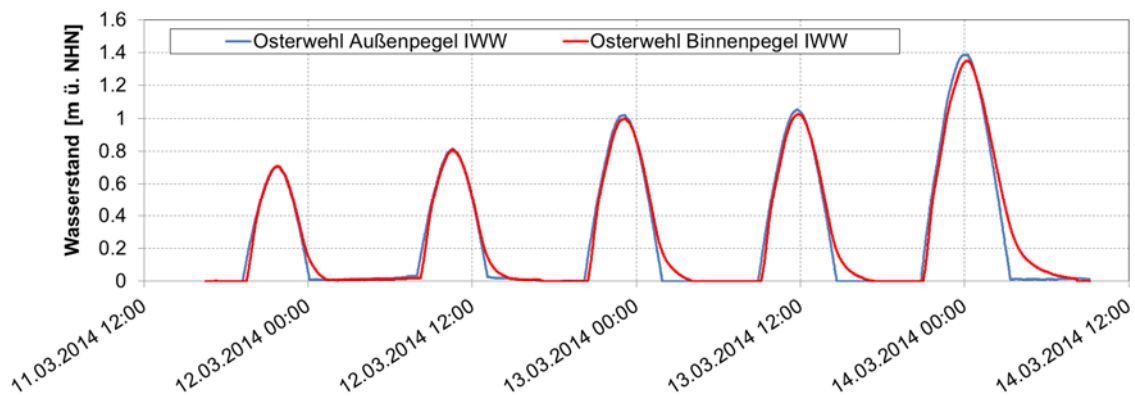


Abbildung 5.7: Wasserstände in Meter bezogen auf NHN an den Positionen HOBO Water Level Logger während der Messkampagne 2

5.4.3 Geschwindigkeits- und Durchflussmessungen

Die Messungen der Strömungsgeschwindigkeiten und des Durchflusses erfolgten während der Messkampagne 1 mit dem auf dem MeasureCat installierten ADCP des Typs *Teledyne RD Instruments Sentinel ADCP* (siehe Abbildung 5.8). Dabei wurden kontinuierlich zu unterschiedlichen Wasserständen an den in Abbildung 5.4 gezeigten Positionen im Binnenbereich des Priels die Strömungsverhältnisse sowie Navigationsdaten des MeasureCats aufgenommen. Durch den Bottom Tracker des ADCP wurden zusätzlich Tiefenprofile aufgenommen und die jeweiligen Durchflüsse

ermittelt. Für eine zuverlässige Angabe zum Durchfluss wurden zu jedem Zeitpunkt mindestens drei Querprofile gemessen.



Abbildung 5.8: MeasureCat Teledyne RD Instruments Sentinel ADCP im Osterwehl während der Messkampagne 1

In der nachfolgenden Tabelle 5.4 sind die jeweiligen Bestandteile bei der Ermittlung des Gesamtdurchflusses für drei erfolgte Messungen während des Flutstromes am 45 m-Profil (vgl. Abbildung 5.4) am 27.02.2013 zwischen den Uhrzeiten 13:32 und 13:41 aufgeführt. Aufgrund der Totbereiche des ADCP im Bereich der Wasseroberfläche (Q_{oben}), den Uferbereichen (Q_{links} , Q_{rechts}) und dem Grundbereich (Q_{Grund}) werden diese Werte aus den eigentlichen Messwerten (Q_{gemessen}) extrapoliert und so zu einem Gesamtdurchfluss addiert. Der Mittelwert des Durchflusses für diese drei Messungen beträgt am 45 m-Profil 5,78 m^3/s .

Tabelle 5.4: Durchflussermittlung am 45 m-Profil am 27.02. zwischen den Uhrzeiten 13:32 und 13:41 während der Messkampagne 1

	1. Messung [m^3/s]	2. Messung [m^3/s]	3. Messung [m^3/s]	Mittelwert [m^3/s]
Q_{oben}	2.638	2.887	2.905	2.81
Q_{gemessen}	1.675	1.906	2.06	1.88
Q_{Grund}	0.751	0.871	0.84	0.82
Q_{links}	0.031	0.138	0.079	0.08
Q_{rechts}	0.199	0.158	0.214	0.19
Q_{gesamt}	5.294	5.96	6.098	5.78

Aufgrund der hohen Turbulenz ergeben sich unterschiedliche Strömungsmuster bei den drei durchgeführten Messungen am 45 m-Profil (vgl. Abbildung 5.4) und der Darstellung der horizontalen Strömungsgeschwindigkeiten. Aus diesem Grund wird in der folgenden Abbildung 5.9 die in Bezug auf die Hauptströmungsrichtung des Querschnitts vorherrschende horizontale Strömungsgeschwindigkeit angezeigt. Das Strömungsfeld lässt erkennen, dass in den Uferbereichen negative Geschwindigkeiten

gemessen wurden. Es handelt sich dabei um Rückströmungen, die auf Verwirbelungen zurückzuführen sind. Im zentralen Prielbereich werden Strömungsgeschwindigkeiten von etwa 0,4 m/s bis 0,6 m/s erreicht.

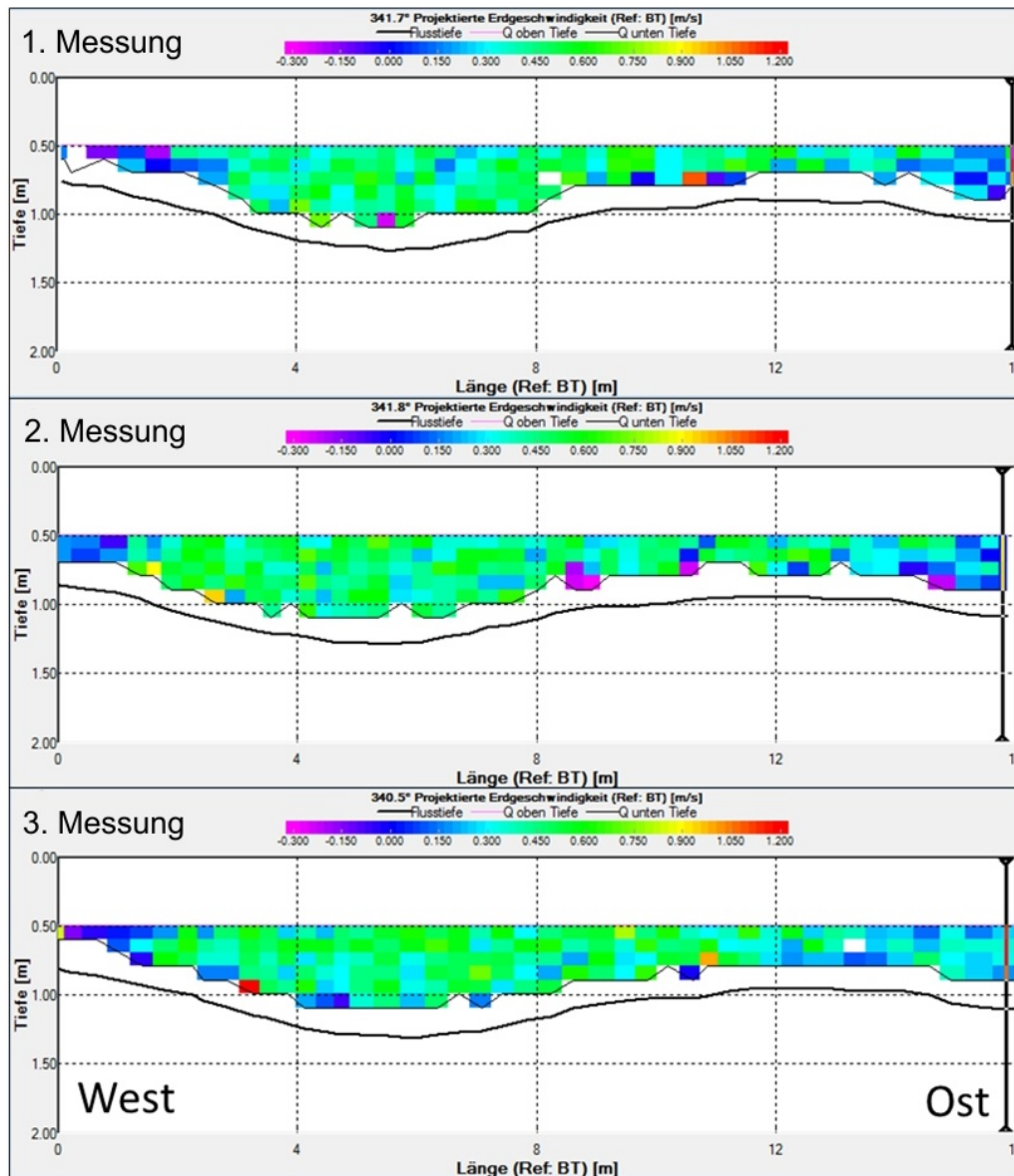


Abbildung 5.9: Horizontale Strömungsgeschwindigkeiten in Bezug auf die Hauptströmungsrichtung am 45 m-Profil am 27.02.2013 zwischen 13:32 Uhr und 13:41 Uhr

In der folgenden Abbildung 5.10 werden der Durchfluss und der Wasserstand über die Zeit dargestellt. Die eingetragenen Durchflusswerte stellen die betragsmäßigen Mittelwerte aller aus zwei bis vier Einzelmessungen bestehenden Messgruppen dar, welche an den vier verschiedenen Messprofilen aufgenommen wurden. Die Darstellung der Wasserstände beinhaltet die Messungen der CTD-Sonde auf der Binnenseite des Sieltores. Zur Abschätzung des Tideverlaufs sind die vom LKN.SH bereitgestellten Pegeldata der Station Hilligenley ebenfalls dargestellt.

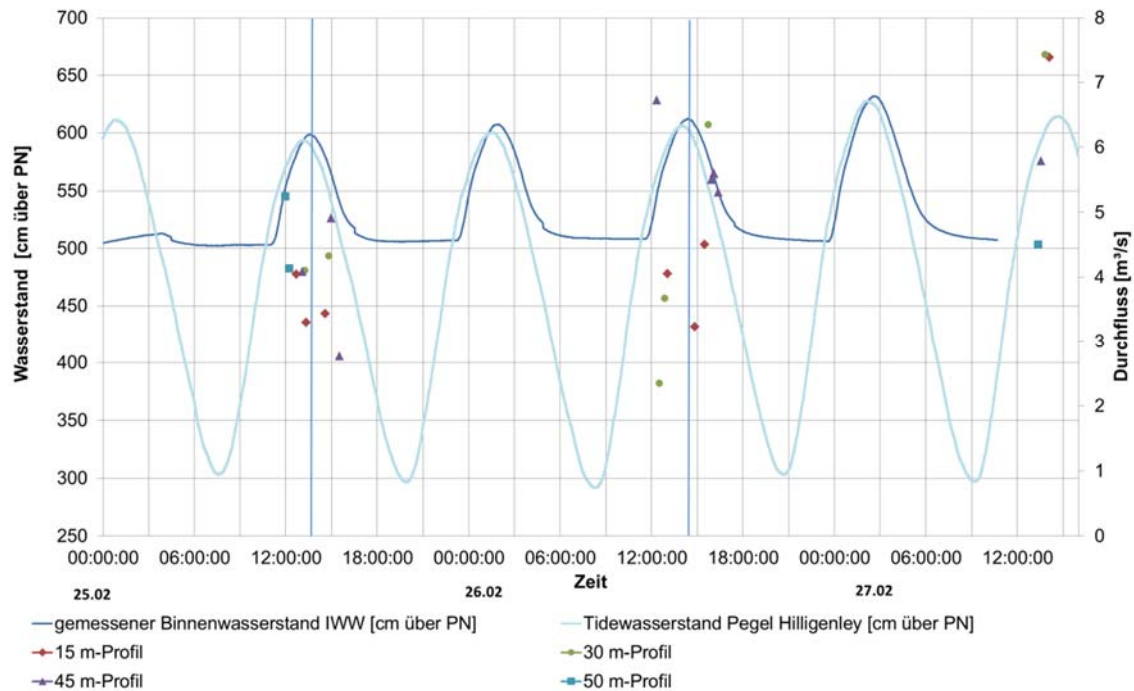


Abbildung 5.10: Gemittelte Durchflussmengen am Sieltor Osterwehl in Abhängigkeit des Wasserstandes im Tidenzyklus während der Messkampagne 1

Es ist deutlich erkennbar, dass das Sieltor beim ersten Tidehochwasser am 25.02.2013 noch nicht geöffnet war und im Binnenbereich nur geringe Wasserstandsänderungen stattgefunden haben. Ab dem 27.02. um ca. 11:00 Uhr fehlen die am Sieltor gemessenen Wasserstandsdaten. Zu dieser Zeit wurden die Messungen mit den CTD-Sonden beendet und die Messgeräte geborgen. Die Maximalwerte des Tidehochwassers werden im Binnenbereich des Sieltors ca. eine halbe Stunde später erreicht als an der Pegelmessstation Hilligenley. Aufgrund der Bathymetrie fällt der Wasserstand im Binnenbereich bei Niedrigwasser nicht so tief ab wie am Außenpegel Hilligenley und unterschreitet eine Wasserstandshöhe von PNP + 500 cm über dem Pegelnullpunkt nicht. Es gibt insgesamt drei Zeitblöcke, in denen Durchflusswerte eingetragen sind. Die Werte liegen aufgrund der beschriebenen Restriktionen hinsichtlich der Messungen bei geringer Wassertiefe immer im Bereich der höheren Wasserstände. Zu den in der Nacht liegenden Tidehochwassern konnten keine Messungen durchgeführt werden.

Bei den gemessenen Durchflussmengen ist festzustellen, dass kleinere Werte im Bereich der maximalen Wasserstände erreicht werden. Dies ist durch den Kenterpunkt der Strömung bedingt, der nahezu zeitgleich mit dem Tidehochwasser eintritt. Am besten ist diese Tendenz im ersten Messblock am 25.02. zu erkennen. Zeitgleich mit dem am Sieltor vorliegenden höchsten Wasserstand von 598 cm über PN werden am 15 m-Profil mit $3,3 \text{ m}^3/\text{s}$, am 30 m-Profil mit $4,1 \text{ m}^3/\text{s}$ und am 45 m-Profil mit $4,08 \text{ m}^3/\text{s}$ die geringsten Werte erreicht. Bei den Messungen am 26.02.2014 gibt es einige Ausreißer, die den oben beschriebenen Zusammenhang nicht bestätigen. Jedoch muss hier beachtet werden, dass der Höchstwasserstand im Vergleich zum ersten Tidehochwasser mit 612 cm über PN $0,14 \text{ m}$ höher war und somit auch insgesamt höhere Durchflusswerte zu verzeichnen sind. Am 27.02.2014 sind weitere Messungen durchgeführt worden. Dabei konnte jedoch nur jeweils eine Gruppe von Messungen für ein Profil erstellt werden. Auch hier wurden am 15 m-Profil und am 30 m-Profil sehr hohe Durchflusswerte erreicht. Der Pegelstand direkt auf der Binnenseite des Sieltors

wurde zu dem Zeitpunkt nicht mehr gemessen, da das vorherige Niedrigwasser genutzt werden musste, um den Pegel zu bergen. Vom Pegel Hilligenley lässt sich jedoch ableiten, dass der Höchstwasserstand ca. 0,1 m höher gewesen sein muss als am 26.02.2014.

Abbildung 5.11 zeigt die gemessenen Fließgeschwindigkeiten und den Wasserstand. Analog zu den Durchflusswerten lässt sich auch hier feststellen, dass um den Zeitpunkt des Tidehochwassers die geringsten Fließgeschwindigkeiten erreicht werden. Am 25.02. werden am 15 m-Profil 0,15 m/s, am 30 m-Profil 0,26 m/s und am 45 m-Profil 0,25 m/s erreicht. Aufgrund des breiten Fließquerschnitts werden am 15 m-Profil im Vergleich zu den anderen Profilen die geringsten Fließgeschwindigkeiten erreicht. Während der gesamten Messkampagne 1 werden an den untersuchten Profilen Fließgeschwindigkeiten zwischen 0,11 m/s und 0,46 m/s erreicht. Die größten Fließgeschwindigkeiten werden am 27.02. am 30 m-Profil mit 0,46 m/s und während des zweiten Tidehochwassers am 26.02. gemessen. Der Wasserstand des zweiten Hochwassers vom 26.02. ist im Vergleich zum 25.02. um 14 cm höher. Am 30 m-Profil wurde eine mittlere Fließgeschwindigkeit von 0,41 m/s und am 45 m-Profil eine mittlere Fließgeschwindigkeit von 0,42 m/s gemessen.

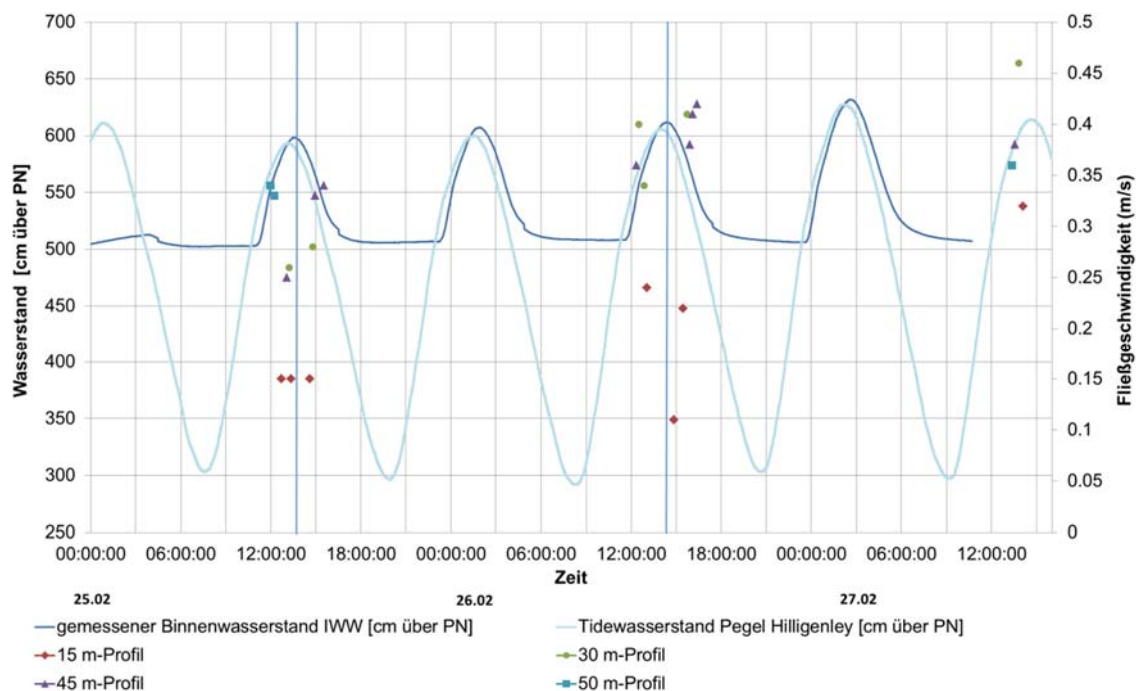


Abbildung 5.11: Gemittelte Fließgeschwindigkeiten am Sieltor Osterwehl in Abhängigkeit des Wasserstandes im Tidenzyklus während der Messkampagne 1

5.4.4 Kritische Sohlschubspannung

Zur Bestimmung der Erosionsanfälligkeit wird während der Messkampagne 1 das am Institut für Wasserbau und Wasserwirtschaft der RWTH Aachen entwickelte Messgerät EROSIMESS verwendet (vgl. Abbildung 5.12). EROSIMESS dient der Bestimmung kritischer Sohlschubspannungen von kohäsivem Material. Es besteht aus einem wasserdichten Motorgehäuse mit Kameraschacht und dem Versuchszylinder. Der Elektromotor verfügt über eine Welle, an der zwei dreiflügelige Propeller befestigt sind. Der untere Propellerrührer erzeugt im Versuchszylinder eine von der Umdrehungsgeschwindigkeit des Propellers abhängige Schubspannung, die sich parallel zum Sedimentbett ausbildet. Der obere Propellerrührer verteilt das erodierte Sediments über das gesamte

Volumen des Zylinders mit Hilfe einer integrierten Dispersionsscheibe. Der funktionale Zusammenhang zwischen Propellerumdrehung und induzierter Schubspannung wird durch eine Kalibrierung auf Grundlage der Erosionskriterien nach SHIELDS (1936) und UNSÖLD (1984) ermittelt. Mit EROSIMESS können Sohlschubspannungen in einem Bereich von 0 N/m^2 bis 12 N/m^2 induziert werden (LIEM, 1995; PIETSCH, 2001; SCHWEIM, 2005).

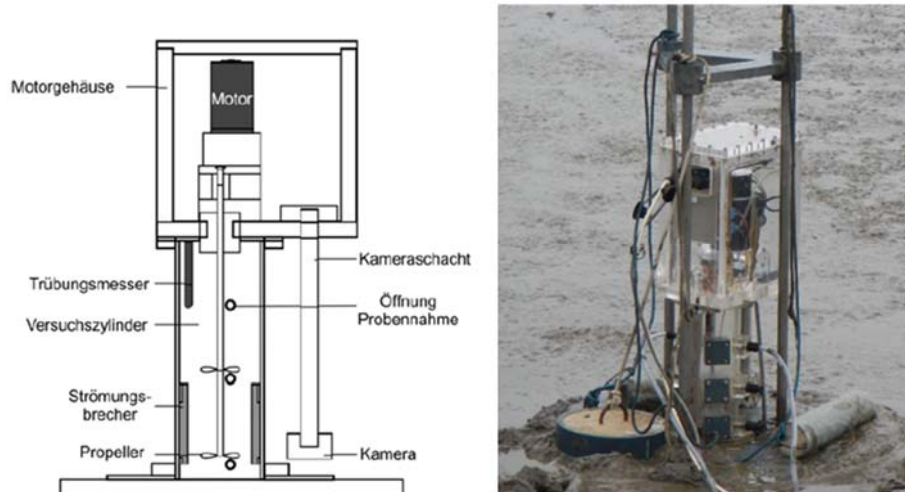


Abbildung 5.12: Aufbau des Erosionsmessgerätes EROSIMESS (IWW)

Das Motorgehäuse des EROSIMESS ist über zwei Kabel mit einem Steuergerät verbunden. Hiervon dient ein Kabel der Stromversorgung und ein weiteres der Datenübertragung. Die Steuerung des EROSIMESS und die kontinuierliche Aufzeichnung der Daten erfolgen über eine serielle Schnittstelle und eine zugehörige Software. Die Bestimmung der kritischen Sohlschubspannung mithilfe des EROSIMESS erfolgt durch die Einstellung verschiedener Sohlschubspannungsstufen, die über einen definierten Zeitraum von mindestens 10 min initiiert werden. Gleichzeitig erfolgt jeweils eine Messung der Feststoffkonzentration im Versuchszylinder. Ein starker Anstieg der Feststoffkonzentration lässt auf das Erreichen der kritischen Sohlschubspannung schließen. Der sich durch erodierte Partikel im Propellerzylinder fortlaufend ändernde Resuspensionsgrad wird mithilfe von zwei Trübungssensoren gemessen, die sich zur Ermittlung der Feststoffkonzentration oberhalb des oberen Propellers befinden. Über einen Sender wird Infrarotlicht einer vorgegebenen Frequenz ausgesendet und über einen Empfänger aufgrund der Absorption suspendierter Partikel in abgeschwächter Lichtintensität empfangen. Je nach Menge, Größe, Form und Farbe verschiedenartiger Sedimente werden unterschiedliche Lichtintensitäten beim Empfänger gemessen. Der funktionale Zusammenhang zwischen gemessener Lichtintensität und Feststoffkonzentration im Versuchszylinder wird durch die Entnahme von Probeflüssigkeiten kalibriert. Die seitlich am Zylinder in einem Plexiglasschacht angebrachte Kamera dient der Beobachtung der Erosion der Sedimente bei in-situ-Messungen (LIEM, 1995; PIETZSCH, 2001; SCHWEIM, 2005). Da vor Ort lediglich die Trübungen der induzierten Schubspannungen erfasst werden können, müssen zusätzlich die entnommenen Wasserproben auf ihre Feststoffgehalte untersucht werden. Erst dann kann eine zuverlässige Auskunft über die kritische Sohlschubspannung an den vier Positionen gegeben werden. Abbildung 5.13 zeigt den Einsatz des EROSIMESS an den Messpositionen P4 (links) und P1 (rechts) (vgl. Abbildung 5.4).



Abbildung 5.13: Das EROSIMESS während der Messkampagne 1 am Osterwehl an den Messpositionen P4 (links) und P1 (rechts) (vgl. Abbildung 5.4)

Schon während der Versuche auf Langeneß konnte über die Färbung der Proben und die gemessenen Werte der Lichtintensität abgeschätzt werden, dass die kritische Sohlschubspannung an allen untersuchten Punkten über der vorliegenden Sohlschubspannung liegt und somit eine Öffnung des Sieltores unter den gegebenen Bedingungen zu keiner verstärkten Erosion führen wird. Im Labor wurden anschließend die vor Ort entnommenen Wasserproben aufbereitet und ausgewertet, so dass fundierte Aussagen bezüglich der kritischen Sohlschubspannung getätigt werden können. Dafür musste durch Filtration, Trocknung und wiederholtem Wiegen zunächst der Feststoffgehalt jeder Probe bestimmt werden. Dieser wurde im Folgenden mit den zum Zeitpunkt der Probenentnahme gemessenen Werten der Lichtintensität in Zusammenhang gesetzt. Durch Auswahl einer passenden Regressionskurve wird so für jede Messposition eine Funktion gebildet. In Abbildung 5.14 ist exemplarisch die für den Messpunkt P5 entstandene Funktionskurve dargestellt. Mit Hilfe dieser Funktion können die Feststoffkonzentrationen zu den Zeitpunkten berechnet werden, zu denen keine Probe entnommen worden ist.

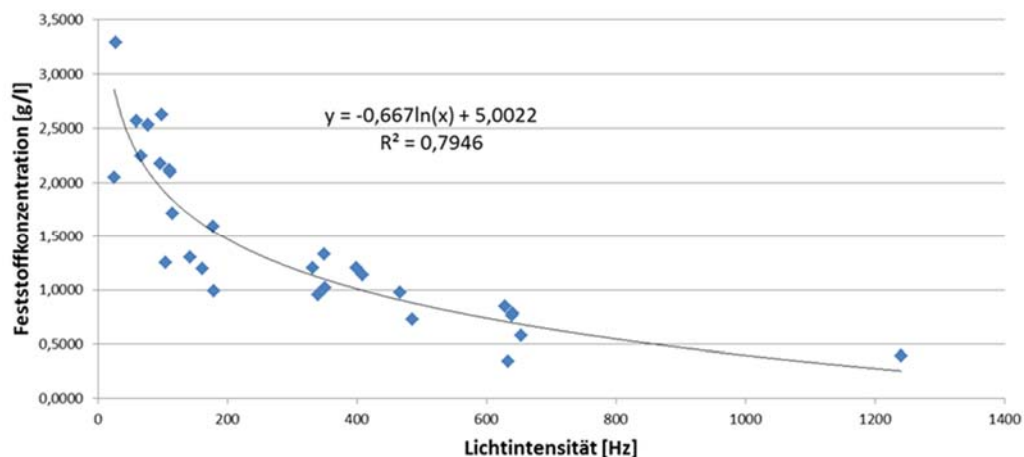


Abbildung 5.14: Kalibrierungskurve Lichtintensität – Feststoffkonzentration für Messpunkt P5

Die ermittelten Werte der Feststoffkonzentrationen werden im folgenden Schritt zusammen mit den Schubspannungsstufen über die Funktionszeit abgebildet. Mit Hilfe dieses Diagramms kann der gesuchte Punkt des Erosionsbeginns abgelesen werden. Ein starkes Ansteigen der Feststoffkonzentration lässt auf ein Erreichen der kritischen Sohlschubspannung schließen. Die ausführlichen Ergebnisse dieser Untersuchungen sind in WILMINK (2013) zu finden.

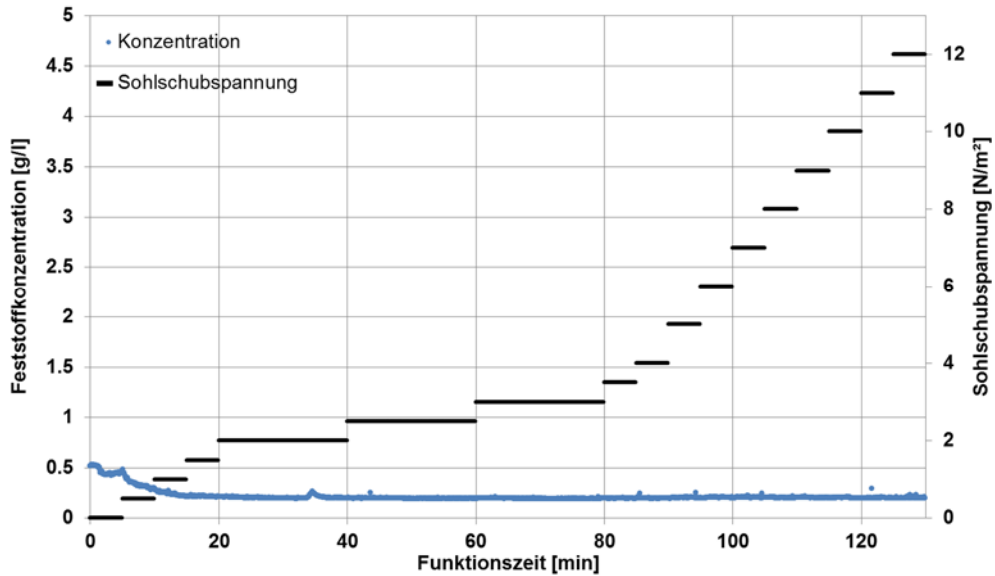


Abbildung 5.15: Feststoffkonzentration und induzierte Sohlschubspannung über die Zeit am Messpunkt P3. Die kritische Sohlschubspannung wird nicht erreicht.

Die Ergebnisse des Messpunktes P3 zeigen zu Beginn einen Abfall der Feststoffkonzentration. Am Anfang der ersten Schubspannungsstufe von $0,5 \text{ N/m}^2$ ist ein geringer Ausschlag nach oben zu verzeichnen, der im Folgenden wieder zurück geht (vgl. Abbildung 5.15). Dies ist damit zu erklären, dass beim Einsetzen des Messgerätes aufgewirbeltes Material zum Startpunkt der Messung noch nicht sedimentiert war und sich noch im Laufe des Versuches wieder auf der Gewässersohle abgesetzt hat. Ab Minute 20 hat sich die Feststoffkonzentration auf einen Wert von ca. $0,20 \text{ g/l}$ eingestellt und es sind keine weiteren Veränderungen feststellbar. Aus Abbildung 5.16 wird deutlich, dass auch auf den Kamerabildern eine Abnahme der Feststoffkonzentration im Laufe der Funktionszeit zu erkennen ist. Insgesamt lässt sich damit die Aussage tätigen, dass innerhalb dieses Versuches die kritische Sohlschubspannung an P3 nicht erreicht wurde. Sie muss daher für den Messpunkt P3 über 12 N/m^2 liegen.



Abbildung 5.16: Fotos der Trübung während der Messung an Messpunkt P3; links: Propeller noch in Ruhe; Mitte: Beginn der Propellerdrehung; rechts: gegen Ende der Messung

Am Messpunkt P4 sind am Anfang der Messung kleine Anstiege der Feststoffkonzentration von ca. $0,2 \text{ g/l}$ zu Beginn einer höheren Sohlschubspannungsstufe zu verzeichnen (vgl. Abbildung 5.17). Während der jeweiligen Sohlschubspannungsstufe ändert sich die Feststoffkonzentration jedoch nicht weiter und bleibt auf dem zu Beginn der Stufe erreichten Wert. Die Anstiege werden daher nicht als Erosionsbeginn gedeutet. Zu Beginn der zehnten Spannungsstufe mit 5 N/m^2 nimmt die Feststoffkonzentration zu und steigert sich im Laufe der Stufe weiter. Der Anstieg ist mit $0,4 \text{ g/l}$

ungefähr doppelt so groß wie die kleinen Anstiege zu Beginn der Messung. Es ist zwar im weiteren Verlauf eine geringe Abnahme der Feststoffkonzentration zu verzeichnen, jedoch wird auf der sicheren Seite liegend an dieser Stelle der Punkt des Erosionsbeginns festgelegt. Somit ergibt sich für den Messpunkt P4 eine kritische Sohlschubspannung von 5 N/m^2 . Diese liegt somit über der an diesem Punkt für ein MThw + 1,0 m - Szenario modellierten Sohlschubspannung von $2,1 \text{ N/m}^2$ (vgl. SCHÜTTRUMPF & WÖFFLER, 2014).

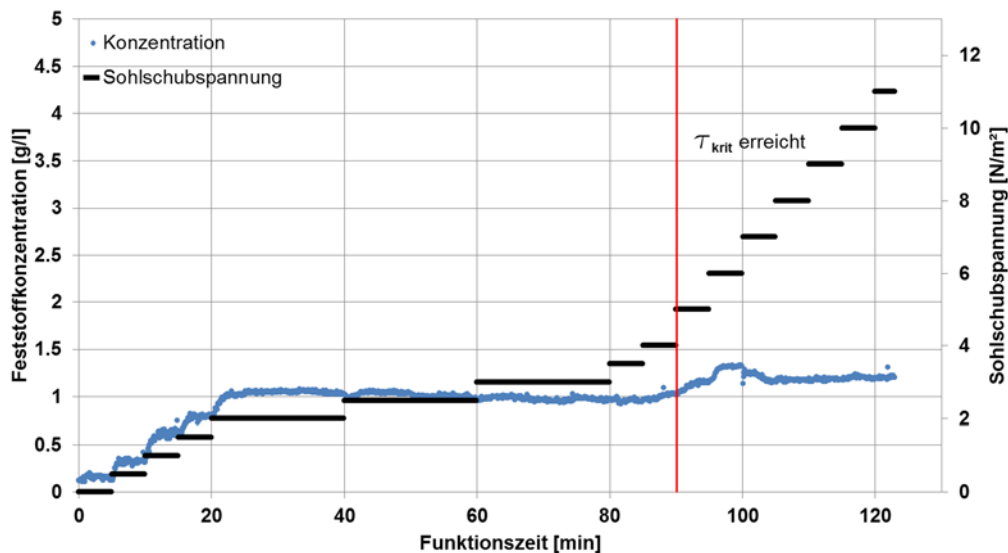


Abbildung 5.17: Feststoffkonzentration und induzierte Sohlschubspannung über die Zeit am Messpunkt P4. Der rote vertikale Strich markiert das Erreichen der kritischen Sohlschubspannung.

An Messpunkt P5 sind insgesamt drei deutliche Anstiege der Feststoffkonzentration zu erkennen. Zu Beginn der ersten Sohlschubspannungsstufe erfolgt ein relativ hoher, sprunghafter Anstieg, der sich danach innerhalb der nächsten drei Stufen kontinuierlich wieder abbaut. Ein erneuter starker Anstieg, der auch über den Beginn der Sohlschubspannungsstufe hinaus weiterbesteht, findet beim Funktionszeitpunkt von 80 Minuten unter der Einwirkung einer Sohlschubspannung von 5 N/m^2 statt. Auch hiernach nimmt die Feststoffkonzentration über 20 Minuten bzw. über vier Sohlschubspannungsstufen zunächst wieder ab, um bei Einwirkung der Sohlschubspannung von 11 N/m^2 wieder sprunghaft anzusteigen. Bis zum Ende der Aufzeichnungen ist danach wieder ein Rückgang der Feststoffkonzentration zu verzeichnen (siehe Abbildung 5.18). Diese drei Anstiege der Feststoffkonzentration sind als Erosionsbeginn jeweils unterschiedlicher Schichten zu deuten. Die oberste Schicht besitzt demnach eine kritische Sohlschubspannung von $0,5 \text{ N/m}^2$, die zweite Schicht eine von 5 N/m^2 und bei der dritten Schicht müssen 11 N/m^2 auf die Sohle wirken, um Erosion zu verursachen. In dem hier untersuchten Fall besteht die oberste Schicht wahrscheinlich aus Sediment, das erst vor kurzer Zeit mit Meerwasser bei Flut eingebracht wurde und sich abgelagert hat. Andernfalls kann es sich auch um Sediment handeln, das beim Aufstellen des Messgerätes aufgewirbelt wurde und sich vor der Messung wieder abgesetzt hat. Diese sehr instabile Schicht wird bei der Bestimmung der gesamten kritischen Sohlschubspannung nicht bewertet, da das Ziel der Untersuchung eine Bestimmung von möglichen Erosionsschäden ist. Ein Abtragen der obersten, sehr lockeren Schicht ist nicht als Erosionsschaden zu werten. Stattdessen wird die kritische Sohlschubspannung der zweiten Schicht als hier anzusetzendes Maß angenommen. Die kritische Sohlschubspannung für den Messpunkt P5 ergibt sich damit zu 5 N/m^2 . Weil in numerischen Simulationen für diesen Punkt bei einem MThw + 1,0 m eine Sohlschubspannung von $1,2 \text{ N/m}^2$

ermittelt wurde (SCHÜTTRUMPF & WÖFFLER, 2014), kann auch hier eine Gefährdung durch Erosion ausgeschlossen werden.

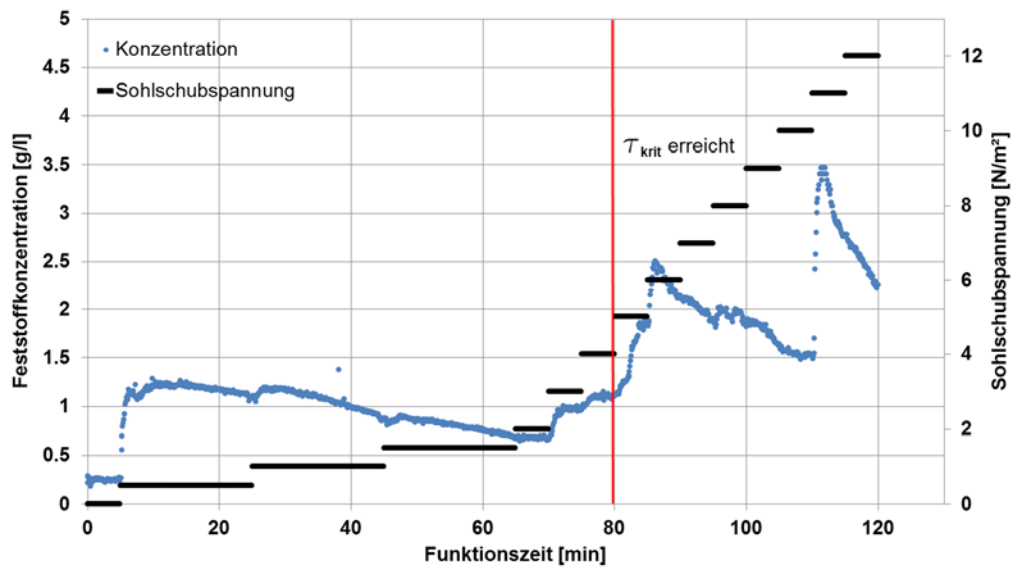


Abbildung 5.18: Feststoffkonzentration und induzierte Sohlschubspannung über die Zeit am Messpunkt P5. Der rote vertikale Strich markiert das Erreichen der kritischen Sohlschubspannung.

Auf Grundlage der hier vorliegenden Ergebnisse der Laboruntersuchungen zur kritischen Sohlschubspannung sowie der Ergebnisse der numerischen Untersuchungen zur Öffnung der Sieltoranlage Osterwehl (vgl. SCHÜTTRUMPF & WÖFFLER, 2014) ist eine Gefährdung durch Erosion bei Wasserständen bis zu MThw + 1 m an der geöffneten Sieltoranlage Osterwehl nicht zu erwarten.

5.4.5 Trübungsmessungen

Die beiden während der Messkampagne 1 eingesetzten CTD-Sonden verfügen zusätzlich über Sonden des Typs *Seapoint Turbidity Meter* zur Messung der Turbidität. Diese Sensoren werden nicht durch Umgebungslicht gestört und wurden mit der Trübungsstandardflüssigkeit Formazin kalibriert. Nach DIN EN ISO 7027 (2000) ist die Turbidität beziehungsweise die Trübung „die Verringerung der Durchsichtigkeit einer Flüssigkeit, verursacht durch die Gegenwart ungelöster Substanzen.“ Die Angabe der Messwerte erfolgt in der Einheit FTU (Formazine Turbidity Unit).

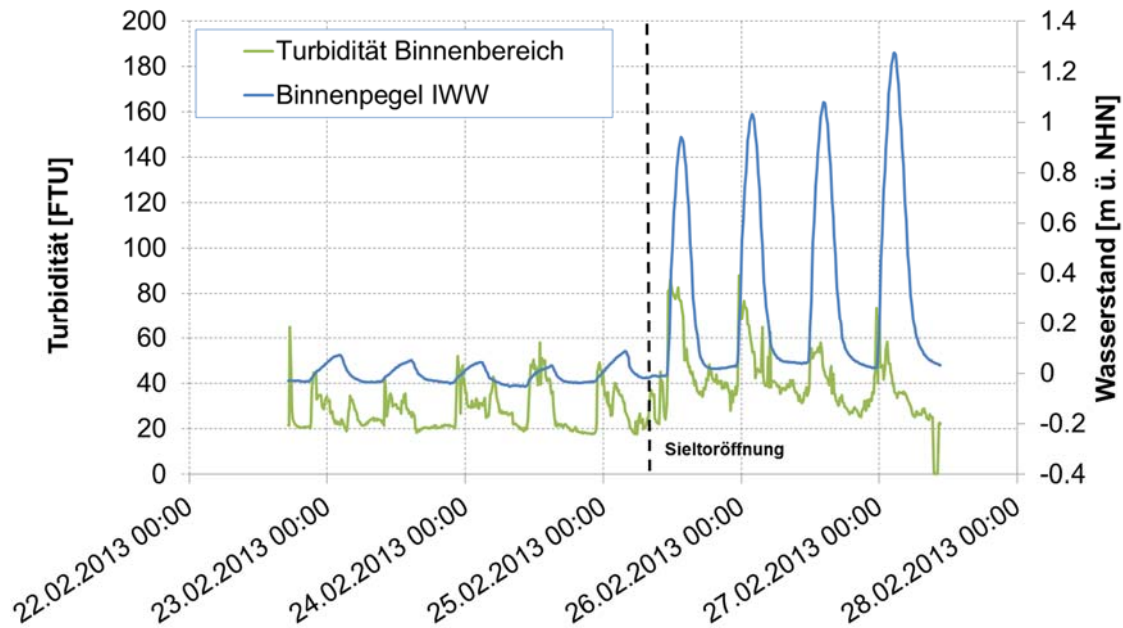


Abbildung 5.19: Ergebnisse der Trübungsmessungen und Wasserstand im Binnenbereich

Die Zeitreihe der Turbidität (siehe Abbildung 5.19) lässt erkennen, dass mit der Öffnung des Sieltores am 25.02.2013 Wasser mit deutlich erhöhter Trübung in den Priel eindringt. Allerdings muss gerade bei den beiden Tiden im Anschluss an die Sieltoröffnung berücksichtigt werden, dass sehr viel Eis mit dem Gezeitenstrom transportiert worden ist, wodurch diese Messungen wohlmöglich beeinflusst sind. Zur zweiten Tide am 26.02.2013 und der ersten Tide am 27.02.2013 hingegen war der Priel eisfrei und die Turbidität im Binnenbereich des Priels erreichte maximale Werte bis 120 FTU. Da die Absorption des einfallenden Lichts bei der Messung der Trübung auch von der Form und den weiteren optischen Eigenschaften der suspendierten Stoffe abhängt, ist eine Berechnung der Feststoffkonzentration aus den Werten der Turbidität nicht möglich.

5.4.6 Salinität

Wie aus Abbildung 5.20 hervorgeht, betragen die Werte der Salinität im Außenbereich des Sieltores ca. 26 PSU während der Messkampagne 1. Im Binnenbereich des Priels liegen die Werte der Salinität mit 25 PSU vor der Öffnung des Sieltores etwas unterhalb der Werte im Außenbereich und sinken jeweils bei ablaufendem Wasser bis auf 20 PSU herab. Mit der Öffnung des Sieltores am 25.02.2013 gleichen sich die Salzgehalte im Binnen- und Außenbereich des Osterwehls auf einen annähernd gleichen Wert von 26 PSU an.

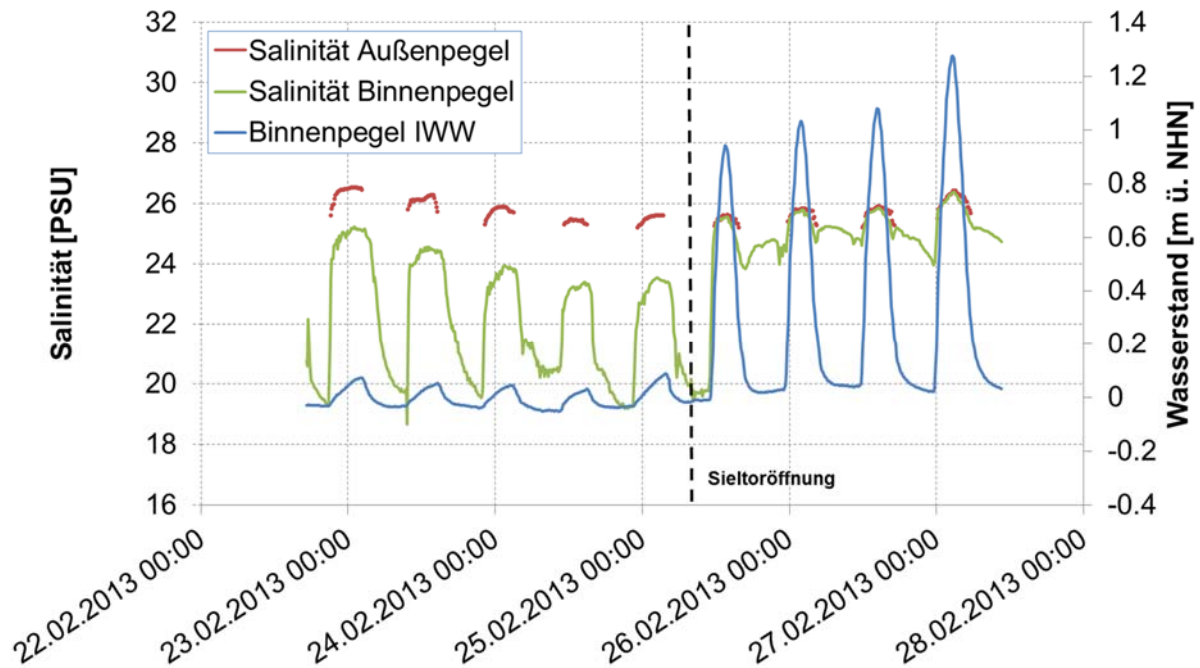


Abbildung 5.20: Zeitreihe der Salinität an den Positionen der CTD-Sonden während der Messkampagne 1

Die niedrigen Werte der Salinität im Binnenbereich der Sieltoranlage können auf Grundlage dieser Messungen nicht geklärt werden. Zum einen könnte schmelzendes Eis in den Prielbereichen verantwortlich sein, zum anderen könnten diese Messungen auch ein Hinweis auf die von MÜLLER (1917) erwähnten Süßwasserquellen auf Langeneß sein.

5.4.7 Zwischenfazit

Die im Rahmen der zwei Messkampagnen am Sieltor Osterwehl gewonnenen Daten bieten neue Möglichkeiten zur Modellierung des Sedimentations- und Erosionsverhaltens bei Landunter-Ereignissen auf den Halligen. Mit den Daten zu den Strömungsgeschwindigkeiten, Wasserständen und der Turbidität können die bestehenden numerischen Modelle weiter ausgebaut und genauere Aussagen über den Nutzen einer Sieltoröffnung bei erhöhten Wasserständen getroffen werden. Die mit Hilfe des EROSIMESS-Messgerätes ermittelten kritischen Sohlschubspannungen lassen außerdem eine Aussage zu, bis zu welchen Wasserständen eine solche Öffnung des Sieltores ohne Gefahr von Erosion im Prielbereich durchgeführt werden kann. Die Messwerte der kritischen Sohlschubspannung werden ebenfalls in das numerische Modell eingesteuert.

Da es im Rahmen der Messkampagnen jedoch nicht zu einem Landunter gekommen ist, bleibt die Frage offen, welcher Anteil der im Wasser mitgeführten und aufgrund der erhöhten Turbidität deutlich erkennbaren Sedimente auch tatsächlich auf der Hallig abgelagert werden würde. Aus diesem Grund wäre eine Fortführung der Versuche bei höheren Wasserständen zwischen MThw +0,5 m und MThw +1 m wünschenswert. Die Messungen des Trübungssensors (vgl. Kap. 5.4.5) zeigen zudem eine signifikante Zunahme der Sedimentgehalte im Binnenbereich bereits bei niedrigen Tidehochwasserständen. Bei einer Sturmflut wäre es aufgrund der höheren Strömungsgeschwindigkeiten zu einem größeren Sedimenteintrag gekommen.

5.5 Numerische Untersuchungen zur Sedimentation auf den Halligen

5.5.1 Einführung

Zur Beantwortung der Frage, ob sich der Öffnungszustand der Sieltore während eines Landunters auf die Sedimentation auf den Halligflächen auswirkt, wird das in Kapitel 3 vorgestellte numerische Modell verwendet und um ein Modul zur Simulation morphologischer Prozesse erweitert. Sowohl als Rand- als auch als Anfangsbedingungen können zum Teil Messwerte der in Kapitel 5.4 vorgestellten in-situ-Messungen verwendet werden. In einem ersten Schritt muss zunächst ein hydrodynamisches Modell erstellt werden, mit dem ein Sturmflutereignis simuliert werden kann, zu dem ebenfalls Sedimentationsdaten vorliegen. Zur anschließenden Simulation der Sedimentation und Kalibrierung des numerischen Modells werden die in Kapitel 2.3.4 vorgestellten Sedimentationsmessungen des GZG verwendet. Zusätzlich dient das numerische Modell dazu, den Einfluss verschiedener Wasserstände sowie der Regionaldeich- bzw. Deckwerkshöhen auf die Sedimentation auf der Hallig zu bestimmen.

5.5.2 Modellaufbau und Kalibrierung

Der Aufbau des numerischen Modells wurde bereits in Kapitel 3.3 beschrieben. Mit dem Sedimentationsmodul von Delft3D können zusätzlich verschiedene Sedimentarten in das Modell eingesteuert werden. Die wesentliche Unterscheidung der einzusteuernenden Sedimentarten erfolgt zwischen kohäsivem Sediment und nicht-kohäsivem Sediment. Die Werte der Sedimenteigenschaften stammen zum Teil aus Untersuchungen des GZG. Bei nicht-kohäsivem Sediment muss der charakteristische Korndurchmesser D_{50} angegeben werden. Dieser beträgt zunächst 200 μm und wird in der späteren Kalibrierung angepasst. Das Programm berechnet mit den Angaben und den geltenden physikalischen Gesetzmäßigkeiten die jeweiligen Sedimentationseigenschaften der nicht-kohäsiven Sedimente. Bei den kohäsiven Sedimenten müssen Werte für die Referenzdichte der abgeminderten Sinkgeschwindigkeit und der kritischen Sohlschubspannung für Erosion angegeben werden. An dieser Stelle wird der im Rahmen des EROSIMESS-Einsatzes ermittelte Wert von 5 N/m^2 verwendet (vgl. Kapitel 5.4.4). Die Anfangskonzentration der beiden Sedimentklassen wird für die ersten Simulationsläufe auf 0,15 kg/m^3 festgelegt. Dieser Wert stammt aus in-situ-Messungen, die gemeinsam mit dem GZG durchgeführt worden sind (vgl. Kapitel 5.4). Dabei wurde eine Sedimentkonzentration zwischen 100 mg/l - 200 mg/l beim Einströmen des Seewassers in die Prielsysteme ermittelt (KARIUS ET AL., 2014). Dies entspricht einer Sedimentkonzentration von 0,1 kg/m^3 - 0,2 kg/m^3 . Mit dieser Konzentration kann auch unter normalen Tidebedingungen gerechnet werden. Bei einer zweiten Tide ergaben sich Sedimentkonzentrationen von 400 mg/l – 500 mg/l . Als Anfangswert wird jedoch zunächst eine Konzentration von 0,15 kg/m^3 angenommen, die im Rahmen der Modellkalibrierung variiert wird.

Ziel der Kalibrierung ist es, das numerische Modell an die bereits vor Ort gemessenen Sedimentdepositionen anzupassen, um die Parameterstudien zum Öffnungszustand der Sieltore und den Wasserstandshöhen realitätsnah durchführen zu können. Dazu wird das Modell durch Variation verschiedener Parameter dahingehend optimiert, so dass die bei den in-situ-Messungen des GZG ermittelten Sedimentationsmengen bestmöglich wiedergegeben werden (vgl. Abbildung 2.19). Die Kalibrierung des Modells erfolgt auf Basis der untersuchten Sedimentakkumulationen des GZG aus den Jahren 2010 – 2013. Diese werden als Grundlage verwendet und auf ein einzelnes Überflutungsereignis umgerechnet. Die ermittelten Werte bilden die Richtwerte, mit denen die Modelle

kalibriert werden. Diese errechneten Akkumulationsraten sind in Tabelle H 1 bis Tabelle H 3 im Anhang H zu finden. Die dem numerischen Modell zu Grunde liegenden Rauheitsbeiwerte, die Sedimentanfangskonzentration, der Korndurchmesser und die Setzungsgeschwindigkeit werden getrennt voneinander variiert sowie unterschiedliche hydrodynamische Verhältnisse in das numerische Modell eingesteuert. Die Sedimentkonzentration und die Sinkgeschwindigkeit des kohäsiven Sediments sind wichtige Parameter, mit denen die Akkumulation im Modell beeinflusst werden können. Diese beiden Variationsmöglichkeiten haben sich im Verlauf der Kalibrierung als effektiver herausgestellt, so dass der Variation der Rauheit eine untergeordnete Bedeutung zugemessen wird. Zusammengefasst wird die Modellanpassung wie folgt durchgeführt:

- Anpassung der Hydrodynamik,
- Variation der Sedimentkonzentration,
- Variation der Korngröße des nicht-kohäsiven Sediments,
- Variation der Sinkgeschwindigkeit des kohäsiven Sediments,
- Variation der Rauheit.

Im ersten Teil der Modellanpassung erfolgt die Anpassung der hydrodynamischen Verhältnisse. Durch Simulation verschiedener Sturmflutszenarien wird der Wasserstand auf der jeweiligen Hallig angepasst. So wird ein realistisches Überflutungsereignis generiert, zu dem gemessene Sedimentmächtigkeiten vorliegen. Während der Sedimentationsmessungen des GZG im Zuge der BMBF/KFKI-Projekte „SAHALL II“ und „ZukunftHallig“ wurde ein Überflutungswasserstand gemessen, der einem fünfjährlichen Hochwasserereignis entspricht (DEICKE ET AL., 2009; KARIUS ET AL., 2014). Bei einem HW_5 liegen für Nordstrandischmoor Wasserstände von NHN +4,4 m und für Langeneß NHN +4,1 m vor (vgl. Tabelle 2.4). Abbildung 5.21 zeigt die simulierten Wasserstände eines HW_5 für die Halligen Nordstrandischmoor und Langeneß. Da die beiden Observationspunkte im Zentrum der jeweiligen Hallig liegen, wird bis zum Eintreten des Landunter-Ereignisses anstelle von Wasserständen die Geländehöhe (ca. NHN +1,55 m) im Diagramm dargestellt.

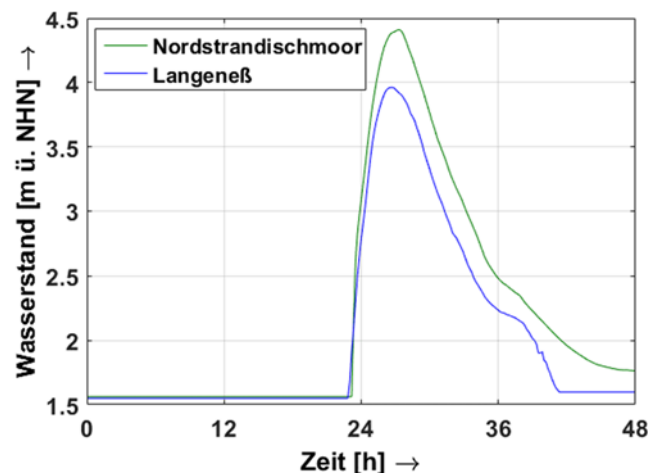


Abbildung 5.21: Simulierter Überflutungswasserstand eines HW_5 auf Nordstrandischmoor und Langeneß

Nordstrandischmoor weist in diesem Szenario eine Überflutungsdauer von ca. 20 Stunden und Langeneß von etwa 18 Stunden auf. In Abbildung 5.22 ist die Verteilung der kumulierten Sedimentation am Ende des Simulationszeitraumes als Beispiel für die Hallig Nordstrandischmoor

dargestellt. Bereits bei diesem Simulationslauf fallen Ähnlichkeiten zu der durch das GZG ermittelten Verteilung der Sedimentationsraten auf. So ist zu erkennen, dass auch im numerischen Modell die größte Sedimentation bevorzugt im Randbereich und weniger im zentralen Bereich der Hallig zu finden ist. Die Sedimentation nimmt hier vom westlichen Ufer in Richtung der Lahnungsfelder ab. Die simulierten Aufwachsmächtigkeiten liegen im Bereich zwischen 2,0 mm und 4,5 mm für das untersuchte HW₅-Szenario. Gleiches gilt für die Hallig Langeneß. Dort befinden sich die Gebiete größerer Sedimentation im Randbereich, wohingegen in den zentralen Bereichen der Hallig die geringsten Sedimentzuwächse zu verzeichnen sind. Die Auswirkung dieses Sedimentationsverhalten sind in der typischen Reliefstruktur einer Hallig zu erkennen (vgl. Abbildung 4.8). Die modellierten Sedimentzuwächse für Langeneß liegen im Bereich zwischen 1,5 mm und 3,5 mm. Insgesamt erweisen sich für Nordstrandischmoor und Langeneß die Akkumulationsmengen als zu hoch für ein einzelnes Überflutungsereignis. Die Größen bewegen sich eher im Bereich des jährlichen Mittels der in Abbildung 2.19 abgebildeten Größen. So ergibt sich demnach für das weitere Vorgehen der Modellkalibrierung eine Abminderung der Parameter, um die Akkumulationsmengen auf ein einzelnes Überflutungsereignis zu reduzieren. Aufbauend auf den Ergebnissen der gezeigten Simulation können bei der Modellkalibrierung die Sinkgeschwindigkeit des kohäsiven Materials, die Korngröße der kohäsionslosen Sedimente sowie die Anfangssedimentkonzentration herabgesetzt werden, um die Überschätzung der Sedimentation im Modell zu verringern.

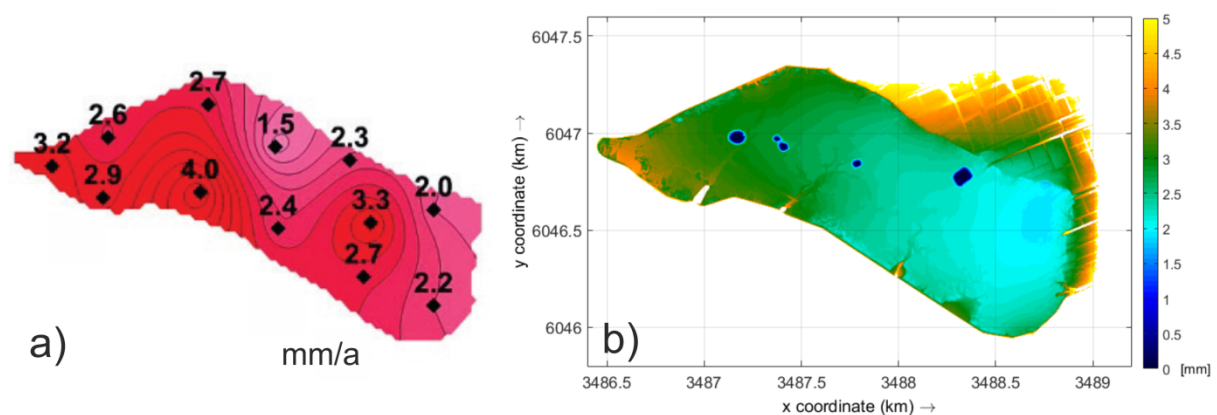


Abbildung 5.22: (a) Karte der vom GZG ermittelten Verteilung der Sedimentaufwachsraten auf der Hallig Nordstrandischmoor in mm/a (verändert nach KARIUS ET AL., 2014) und (b) Karte der simulierten Sedimentmächtigkeit nach Anpassung der hydrodynamischen Verhältnisse eines HW₅

Tabelle 5.5 zeigt die Parametereinstellungen nach der Kalibrierung des numerischen Modells. Sowohl für Nordstrandischmoor als auch für Langeneß wurden die gleichen Parameter ermittelt. Diese Werte werden für die weiteren Untersuchungen zum Einfluss des Öffnungszustandes der Sieltore sowie der Deckwerks- bzw. Regionaldeichhöhen in die numerischen Modelle eingesteuert.

Tabelle 5.5: Parameter nach Kalibrierung des numerischen Modells

	Referenzdichte für abgeminderte Sinkgeschwindigkeit [kg/m ³]	Spezifische Dichte [kg/m ³]	Korngröße D ₅₀ [µm]	Kritische Sohlschubspannung für Erosion [N/m ²]	Sinkgeschwindigkeit im Salzwasser [mm/s]	Initiale Konzentration [kg/m ³]
Nicht-kohäsives Sediment	1600	2650	64	-	-	0,1
Kohäsives Sediment	1600	2650	-	5	0,1	0,1

Abbildung 5.23 und Abbildung 5.24 stellen die Verteilung der Sedimente auf Nordstrandischmoor und Langeneß mit den kalibrierten Parametereinstellungen (vgl. Tabelle 5.5) dar. Die Aufwachsmengen der beiden Halligen variieren mit diesen Einstellungen zwischen 0,8 mm und 1,4 mm für Nordstrandischmoor und zwischen 0,5 mm und 1,3 mm für Langeneß. Diese Größen sind für ein einzelnes Überflutungsereignis weiterhin zu hoch. Es zeigt sich dennoch, dass gleiche Tendenzen zu den gemessenen Ergebnissen vorliegen. So ergeben sich für Nordstrandischmoor die höheren Sedimentationsmengen im Vergleich zur Hallig Langeneß. Dies entspricht auch den Ergebnissen des GZG, die durch die Sedimentfallenuntersuchung ermittelt wurden.

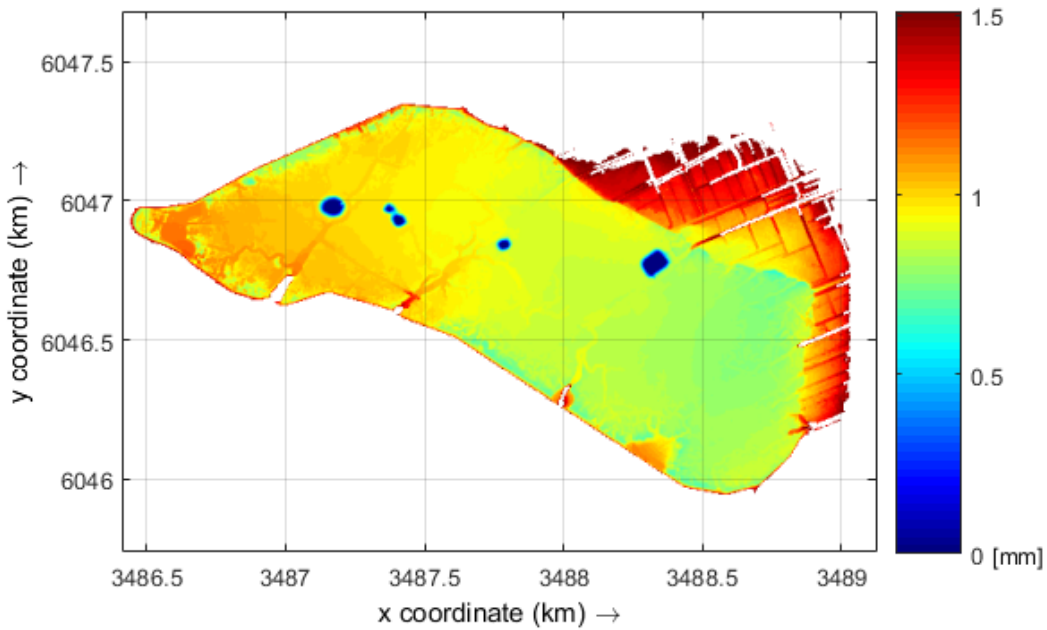


Abbildung 5.23: Verteilung der kumulierten Sedimentation auf Hallig Nordstrandischmoor nach Anpassung der Parameter (vgl. Tabelle 5.5) für ein HW_5

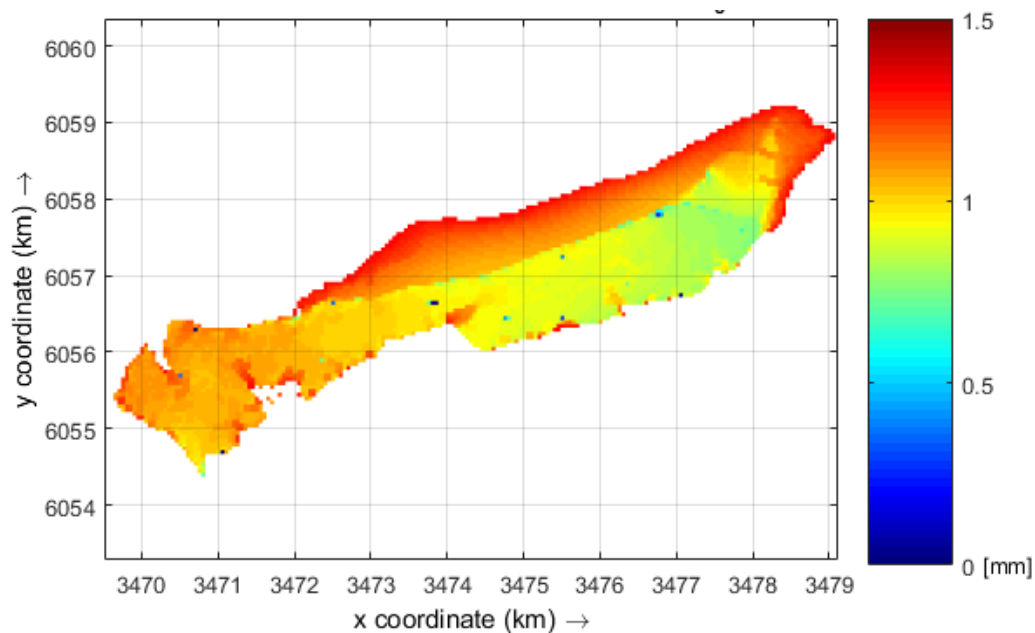


Abbildung 5.24: Verteilung der kumulierten Sedimentation auf Hallig Langeneß nach Anpassung der Parameter (vgl. Tabelle 5.5) für ein HW_5

Allgemein zeigt sich für beide Halligen, dass in den Randbereichen mehr Sediment akkumuliert wird als im zentralen Bereich der Hallig. Im Bereich der Sieltoranlagen auf Langeneß werden ebenfalls größere Aufwachsmengen erreicht. Für Nordstrandischmoor (vgl. Abbildung 5.23) ist eine gleichmäßige Verteilung zu beobachten, wohingegen auf Langeneß teilweise deutliche Unterschiede in der örtlichen Sedimentverteilung vorliegen. Auf Nordstrandischmoor sind im östlichen und südlichen Bereich der Hallig niedrige Aufwachsmengen zu verzeichnen. Verglichen mit den gemessenen Werten sollte die geringste Sedimentation vorwiegend im nördlichen Teil der Hallig zu finden sein. Die größten Akkumulationsmengen befinden sich nach den simulierten Prozessen im westlichen Bereich der Hallig. Dies stimmt mit den gemessenen Sedimentationsraten des GZG überein. Für Langeneß (vgl. Abbildung 5.24) ergibt sich, dass die Akkumulation vom westlichen zum östlichen Ufer hin abnimmt, sodass im Osten der Hallig die geringsten Werte vorzufinden sind. Nach der Verteilung der Sedimentationsraten des GZG sind die niedrigsten Werte vor allem in den zentralen Halligbereichen zu finden. Die größten Sedimentmengen werden im Modell in der Nähe der Sieltore akkumuliert. Dies deckt sich mit den Messungen des GZG. Ein möglicher Grund für die aufgezeigten Differenzen zwischen Modell und Naturmessungen liegt darin, dass das Modell ein einzelnes Ereignis simuliert und diese Daten mit Mittelwerten der Naturmessungen verglichen werden. Auch in der Natur können die simulierten Ergebnisse je nach Windrichtung und dem damit zusammenhängenden Sturmflutereignis auftreten. Schlussfolgernd lässt sich feststellen, dass realitätsnahe Ergebnisse simuliert werden können, die jedoch in den genannten Bereichen von den gemessenen Ergebnissen abweichen.

5.5.3 Parameterstudie zum Öffnungszustand der Sieltore

In einer ersten Parameterstudie wird der Einfluss des Öffnungszustandes der Sieltore auf die Sedimentationsmengen bei Landunter-Ereignissen analysiert. Untersucht wird die Möglichkeit, das vertikale Marschwachstum auf den momentan benachteiligten Flächen im zentralen Halligbereich durch die Reaktivierung des Binnenprielsystems als Transportweg von suspendierten Sedimenten zu steigern. Durch die geöffneten Sieltore soll das Wasser bereits vor dem Überströmen der Deckwerke und Regionaldeiche auf die Hallig gelangen. Die Verweildauer des Wassers auf der Hallig wird erhöht und mehr Sediment kann sedimentiert werden. Für die Untersuchung wird zunächst die Bathymetrie der numerischen Modelle angepasst. In Abbildung 5.25 ist als Beispiel die Bathymetrie der Hallig Nordstrandischmoor mit einem offenen (links) und einem geschlossenen Sieltor (rechts) dargestellt.

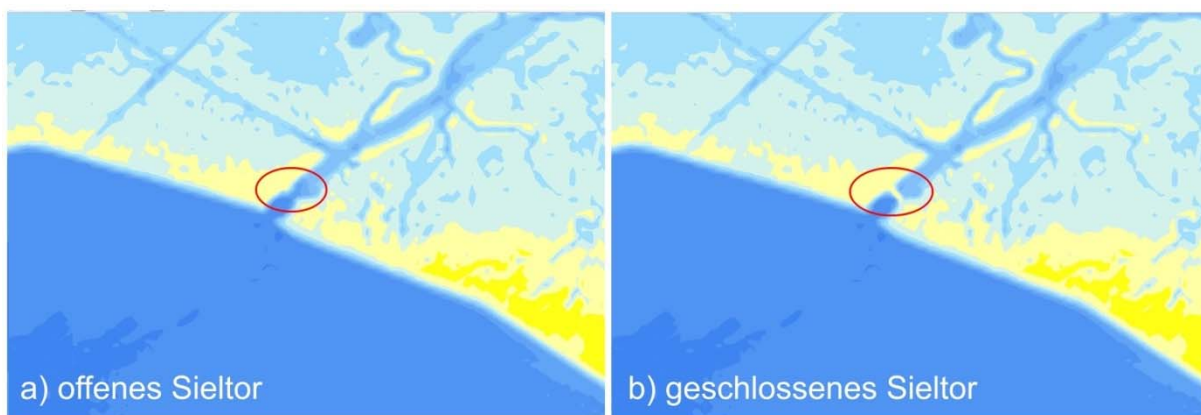


Abbildung 5.25: Bathymetrie im Bereich einer Sieltoranlage der Hallig Nordstrandischmoor für ein offenes (a) und ein geschlossenes Sieltor (b)

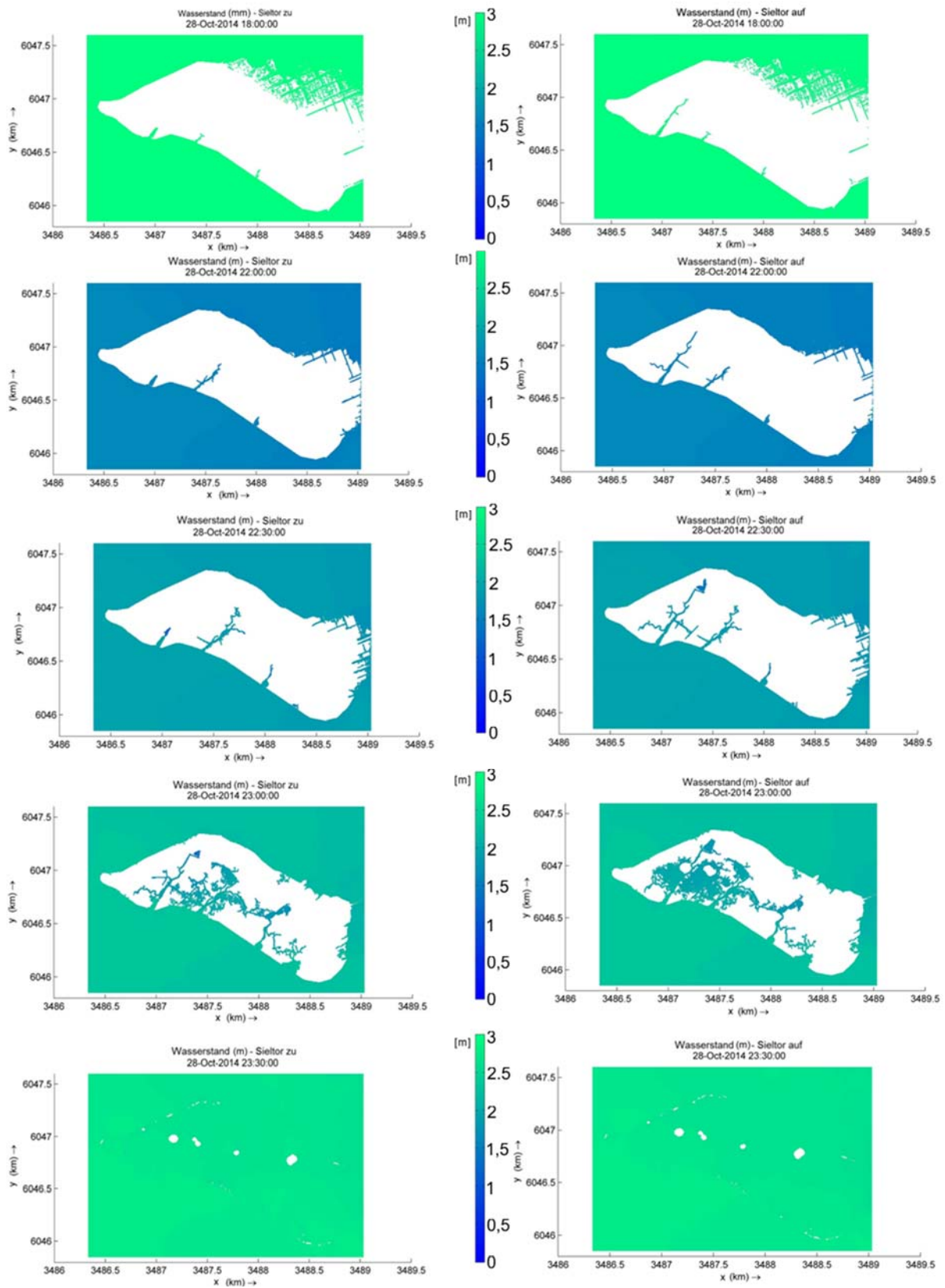


Abbildung 5.26: Verlauf eines Landunter-Ereignisses auf Hallig Nordstrandischmoor. Links: geschlossene Sieltore, rechts: geöffnete Sieltore

In Abbildung 5.26 sind die simulierten Überflutungszustände der Hallig Nordstrandischmoor während geschlossener (links) und geöffneter (rechts) Sieltore dargestellt. Es ist zu erkennen, dass bei geöffneten Sieltoren gegen 18:00 Uhr bereits Wasser durch ein Sieltor bis ins Innere der Hallig geströmt ist, wohingegen die Wassermassen bei geschlossenem Zustand noch von den Sieltoren zurückgehalten werden.

Die numerischen Simulationen zum Einfluss offener Sieltore auf die Sedimentation werden mit den in Tabelle 5.5 vorgestellten Parametereinstellungen durchgeführt. Um den Sedimentzuwachs besser quantifizieren zu können, sind in Abbildung 5.27 die Differenzen beider Verteilungen sowie die absoluten Sedimentmächtigkeiten an signifikanten Observationspunkten nach dem Landunter-Ereignis dargestellt.

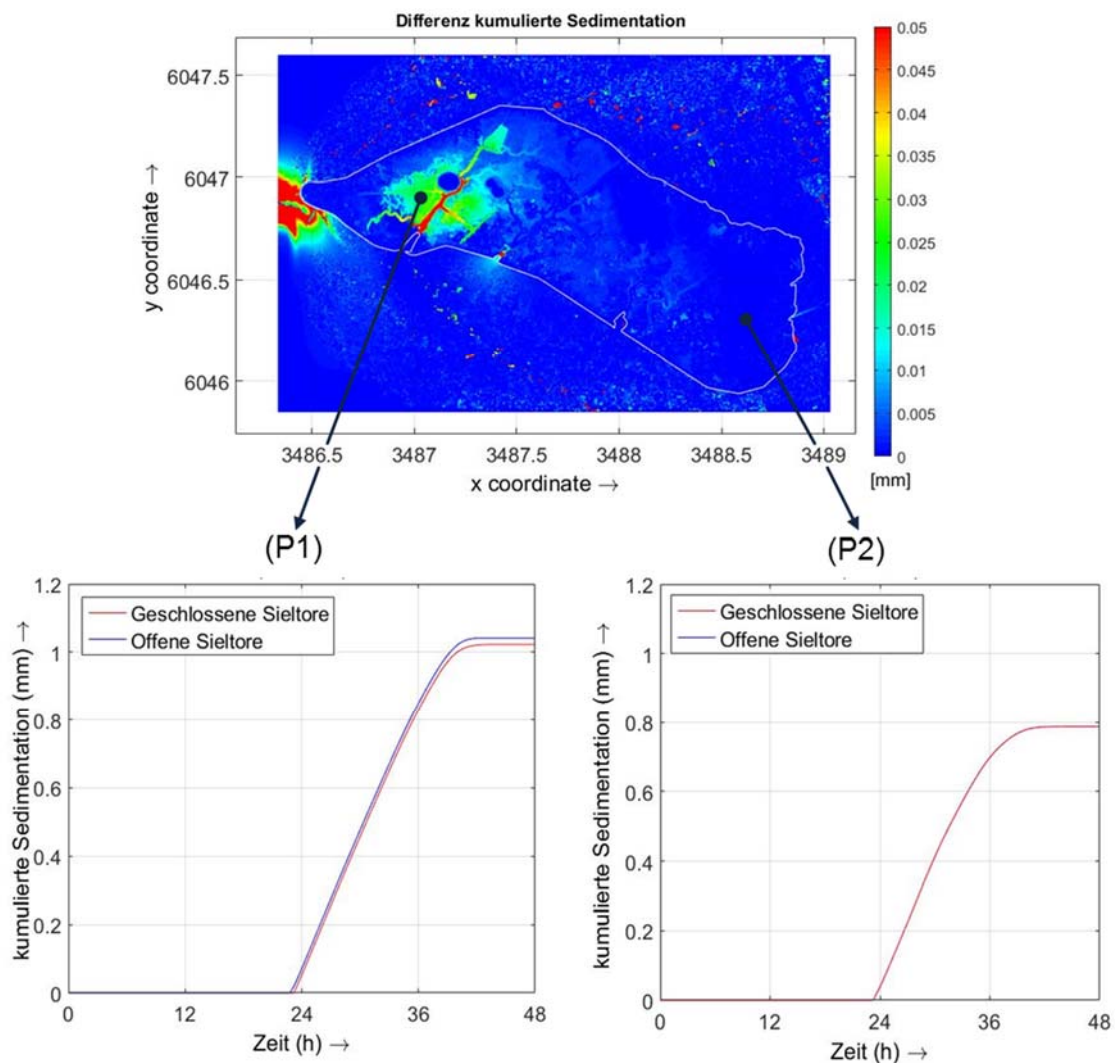


Abbildung 5.27: Differenz der Sedimentmächtigkeiten bei geschlossenen und offenen Sieltoren (oben) sowie die Aufwachshöhen an zwei unterschiedlichen Observationspunkten (unten) auf Nordstrandischmoor

Die Ergebnisse verdeutlichen, dass im westlichen Bereich der Hallig geringe Sedimentzuwächse zu verzeichnen sind. Das Schwebstoffmaterial dringt in diesem Teil über die Priele in den inneren Bereich der Hallig und sedimentiert dort auf der angrenzenden Marsch. Die Zuwachsmengen liegen im Bereich von 0,05 mm in den Priele und zwischen 0,01 mm bis 0,03 mm auf der Hallig. Im

östlichen Bereich und in Richtung Lahnungsfelder ist hingegen kein erhöhter Sedimenteintrag zu verzeichnen. Deutlich wird dies auch durch den Vergleich der Akkumulationskurven. Diese ergeben für den Punkt P1, dass beim offenen Zustand der Sieltore eine Akkumulation von ca. 1,04 mm vorliegt und für den geschlossenen Zustand ein Wert von 1,03 mm zu verzeichnen ist. Für den zweiten Punkt P2 zeigt sich, dass der Verlauf der Sedimentationskurve bei offenen Sieltoren dem Kurvenverlauf bei geschlossenen Sieltoren entspricht. Es wird deutlich, dass im untersuchten Szenario nur unwesentlich höhere Sedimentmengen auf die Hallig eingebracht werden. Wie die Verteilung der Differenzen in Abbildung 5.27 veranschaulicht, erfolgt lediglich in einem kleinen Teil der Hallig ein erhöhter Eintrag. Um der Frage nachzugehen, ob sich eine Öffnung der Sieltore langfristig positiv auf die Sedimentation auswirken kann, wurde ein weiteres Landunter-Szenario mit offenem und geschlossenem Sieltor simuliert. Der hier simulierte Wasserstand entspricht mit einer Höhe von NHN + 2,20 m dem Grenzwert für ein vollständiges Landunterereignis. Abbildung 5.28 zeigt nun die Differenz der Sedimentmächtigkeiten bei geschlossenem und offenem Sieltor. Wie zu erkennen ist, bewirkt ein einzelnes Ereignis nur eine extrem geringe zusätzliche Sedimentation auf den Halligflächen (vgl. Abbildung 5.28 A). Um die langfristige Wirkung dieser Maßnahme zu beurteilen, wird das Ergebnis mit der zugehörigen Überschreitungshäufigkeit von 33 Ereignissen pro Jahr multipliziert (vgl. Abbildung 5.28 B). Dadurch wird deutlich, dass mit der Maßnahme bis zu 2 mm Sediment zusätzlich im Einzugsgebiet der Sieltoranlage aufgebracht werden kann.

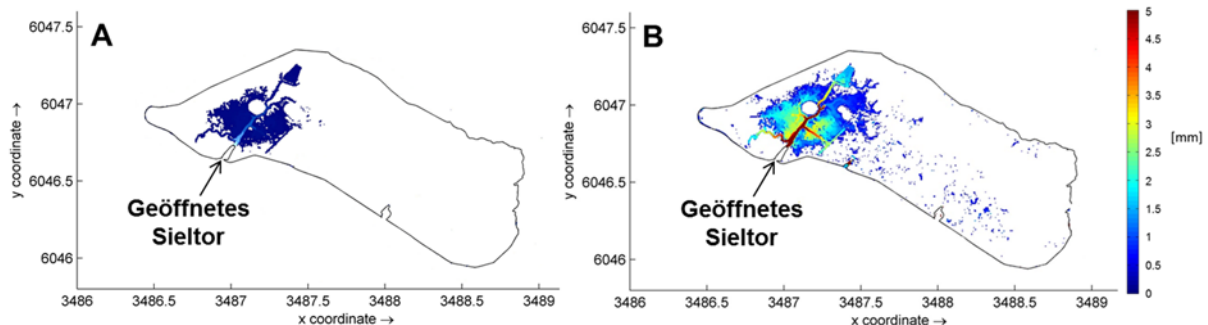


Abbildung 5.28: Differenz der Sedimentmächtigkeiten bei geschlossenem und offenem Sieltor bei einmaliger Sieltoröffnung (A) und ganzjähriger Sieltoröffnung (B)

Mit diesen numerischen Untersuchungen kann somit ein Sedimentzuwachs auf der Hallig aufgrund geöffneter Sieltore nachgewiesen werden. Beim Vergleich der simulierten Wasserstände aus Abbildung 5.26 mit der Differenz der Sedimentationsmengen aus Abbildung 5.27 und Abbildung 5.28 wird deutlich, dass genau in den Bereichen höhere Aufwachsmengen vorzufinden sind, in denen zum gleichen Zeitpunkt bei geöffnetem Sieltor mehr Wasser auf der Hallig steht. Erklärt werden kann dies durch die längere Verweildauer des Wassers. Allerdings setzt das vollständige Landunter für beide Simulationen zum gleichen Zeitpunkt ein und ab 23:30 Uhr ist die Hallig in beiden Zuständen komplett überflutet. Das Wasser strömt bei geöffnetem Sieltor nur in kleine Gebiete und die Dauer der Überflutung wird nur geringfügig erhöht.

In-situ-Messungen zur Turbidität (vgl. Kapitel 5.4.5) haben gezeigt, dass durch die geöffneten Sieltore Wasser mit deutlich erhöhter Trübung in die Binnenpiele eindringt. Bei diesen Messungen konnte jedoch noch nicht quantifiziert werden, wie groß der Anteil der im Wasser mitgeführten Schwebstoffe ist, der sich tatsächlich auf der Hallig absetzt. Die Ergebnisse der hier durchgeführten numerischen

Simulationen zeigen, dass bei einer einmaligen Öffnung eines Sieltors lediglich ein geringer Anteil an Sediment zusätzlich auf der Hallig akkumuliert wird. Bei einer ganzjährigen Sieltoröffnung kann hingegen das natürliche Marschwachstum zusätzlich um bis zu 2 mm jährlich in den inneren Halligbereichen verstärkt werden. Die hier ermittelten Ergebnisse sollten durch zusätzliche in-situ-Messungen verifiziert werden. Demnach sind ebenso weitere Maßnahmen zur Erhöhung des Marschwachstums in Bezug auf den ansteigenden Meeresspiegel zu ermitteln und deren Einfluss zu untersuchen.

5.5.4 Parameterstudie zum Einfluss des Wasserstandes auf die Sedimentation

Nach ANDERSEN & PEJRUP (2001) sind es vor allem Sturmfluten mit besonders hohen Wasserständen, die ein vertikales Höhenwachstum von Tidemarschen in Folge von Sedimentation verursachen. Aus diesem Grund soll an dieser Stelle der Einfluss verschiedener Wasserstände auf die Sedimentation auf den Halligen untersucht werden. Obwohl davon auszugehen ist, dass bei höheren Sturmfluten auch die Sedimentkonzentration im Wasser höher ist, bleiben die eingesteuerten Parameter und Randbedingungen zum Sediment bei beiden Simulationen gleich und sind der Tabelle 5.5 zu entnehmen. Es werden sowohl ein HW₅ als auch ein HW₃₀ mit Scheitelwasserständen von NHN +4,40 m beziehungsweise NHN +4,95 m auf der Hallig Nordstrandischmoor simuliert. In Abbildung 5.29 sind die Wasserstände und die kumulierten Sedimentationsmengen der numerischen Untersuchungen am Punkt P1 (vgl. Abbildung 5.27) dargestellt. Es ist deutlich erkennbar, dass an Punkt P1 im Westen der Hallig während des HW₃₀ mehr Sedimente abgelagert werden als während des HW₅. So ergibt die kumulierte Sedimentationsmenge an P1 3,2 mm bei einem HW₅ und 3,7 mm bei einem HW₃₀.

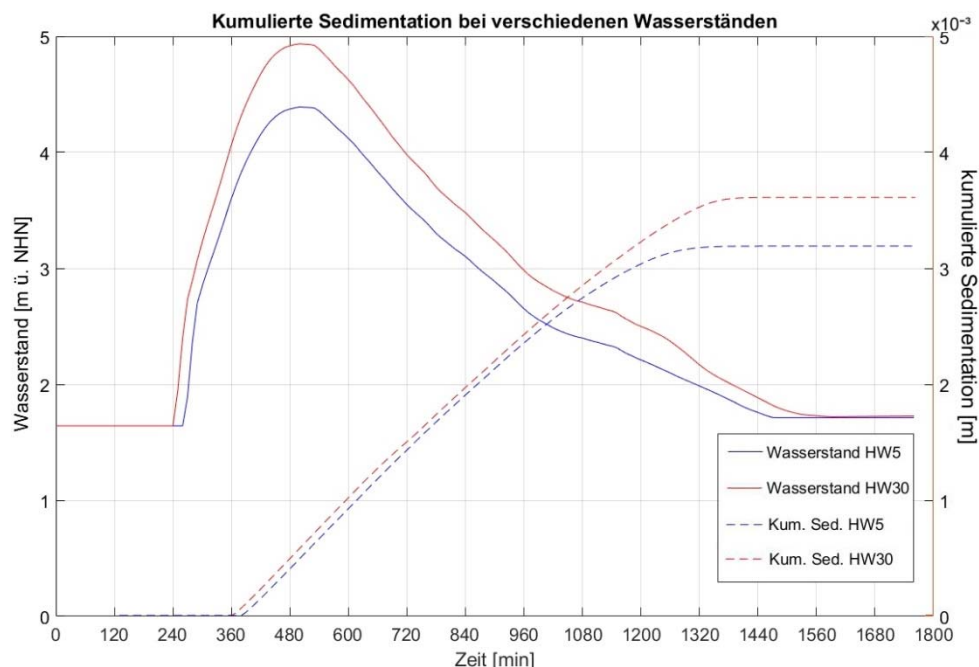


Abbildung 5.29: Numerisch simulierte Sedimentation und Wasserstände bei einem HW₅ und HW₃₀ auf Nordstrandischmoor am Beobachtungspunkt P1 im Westen der Hallig (vgl. Abbildung 5.27)

Abbildung 5.30 zeigt die Differenz der kumulierten Sedimentation eines HW₃₀ und HW₅ auf der Hallig Nordstrandischmoor. Besonders in Bereich der Halligkanten im Nordwesten ergeben sich bei einem

HW₃₀ bis zu einem Millimeter höhere Werte bei der kumulierten Sedimentation im Vergleich zu einem HW₅. In den zentralen Bereichen findet ebenfalls eine erhöhte Sedimentation statt. Allerdings erreichen die Werte dort lediglich eine Größenordnung von ca. 0,5 mm.

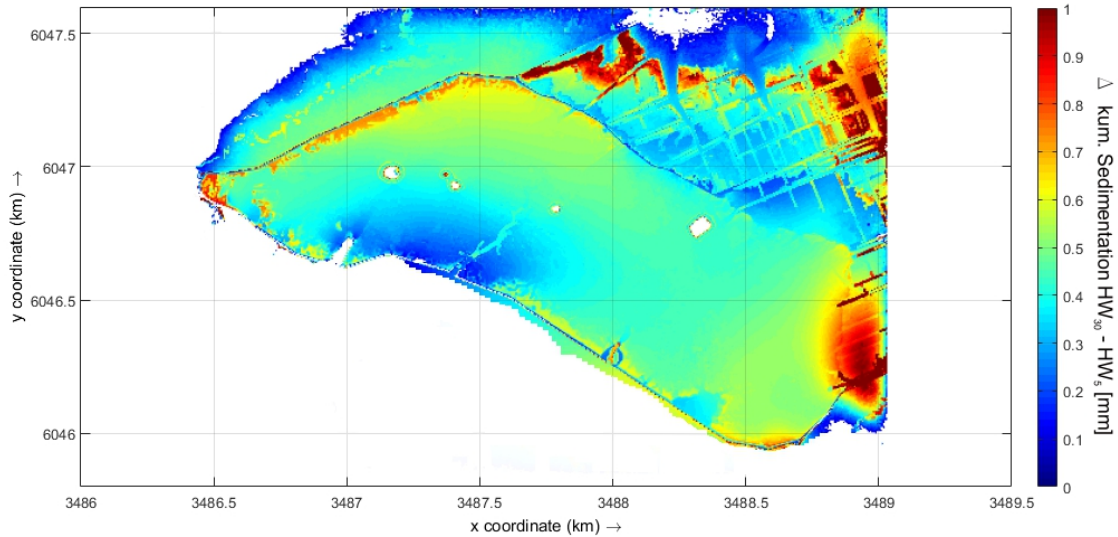


Abbildung 5.30: Differenz der kumulierten Sedimentation des HW₃₀ und HW₅ auf der Hallig Nordstrandischmoor

5.5.5 Parameterstudie zum Einfluss unterschiedlicher Deckwerkshöhen

Im Rahmen dieser Untersuchung wird der Einfluss verschiedener Deckwerkshöhen auf die Sedimentationsmengen untersucht. Auf Nordstrandischmoor befindet sich ein wasser- und sedimentdurchlässiger Raustreifen (vgl. Kapitel 4.2.1), dessen Krone sich in einer Höhe von +0,7 m ü. MThw befindet. Zur Untersuchung des Einflusses der Deckwerkshöhen wird das auf Nordstrandischmoor befindliche Deckwerk zunächst um 0,3 m erhöht. In einer weiteren Parameterstudie erfolgt die Untersuchung, inwiefern sich eine Reduzierung der Deckwerkshöhen um 0,30 m auf die Sedimentation auswirkt. Die Untersuchungen zum Einfluss der Deckwerkshöhen erfolgen mit den in Tabelle 5.5 vorgestellten Parametereinstellungen für ein HW₅.

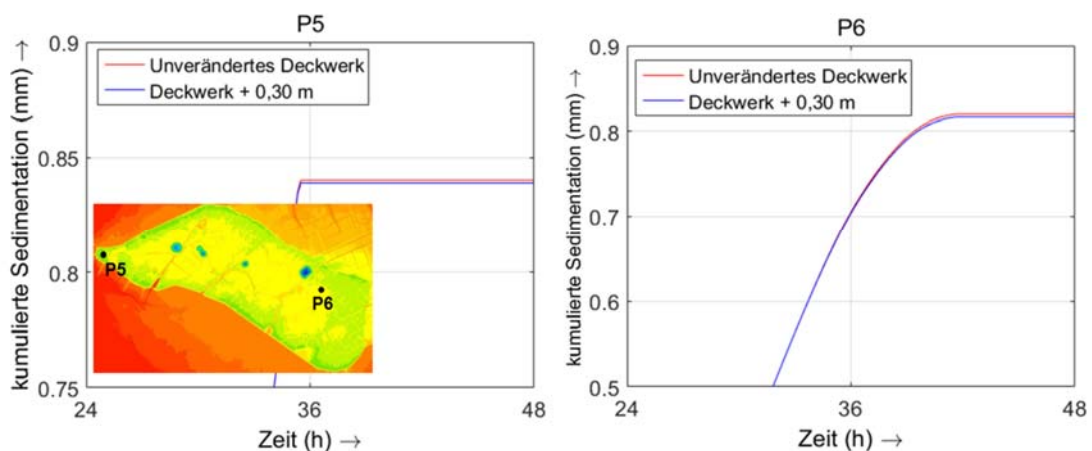


Abbildung 5.31: Vergleich der kumulierten Sedimentationsmengen bei erhöhtem und unverändertem Deckwerk auf Nordstrandischmoor

In Abbildung 5.31 sind die Ergebnisse der kumulierten Sedimentmengen bei unverändertem und erhöhtem Deckwerk für ein HW_5 -Szenario an zwei Punkten auf Nordstrandischmoor dargestellt. Im linken Diagramm der Abbildung 5.31 ist ein Vergleich der kumulierten Sedimentation am Observationspunkt P5 am westlichen Rand der Hallig dargestellt. Im rechten Diagramm befinden sich die Ergebnisse des Observationspunktes P6 im östlichen Bereich der Hallig. Es wird deutlich, dass durch die Erhöhung des Deckwerkes kein Einfluss auf die Sedimentation beim untersuchten Szenario vorliegt. An beiden Punkten liegen sowohl für ein höheres Deckwerk als auch für das unveränderte Deckwerk nahezu identische Sedimentationsmengen vor (Abbildung 5.31).

Deutlich wird der geringe Einfluss der Deckwerkshöhen im untersuchten Szenario durch die Differenz der kumulierten Sedimentation zwischen der unveränderten Deckwerkshöhe und dem um 0,30 m erhöhten Raustreifen (vgl. Abbildung 5.32). Es ist zu erkennen, dass sich im Bereich der Hallig die Abweichungen im nicht messbaren Bereich befinden. Insgesamt liegt jedoch eine fast gleichmäßige Verteilung der Abweichungen vor, sodass sich die Sedimentationsmengen beider Simulationen kaum unterscheiden. Auch diese Untersuchungen zeigen, dass die zentralen Halligflächen geringere Sedimentationsmengen aufweisen als die Randbereiche.

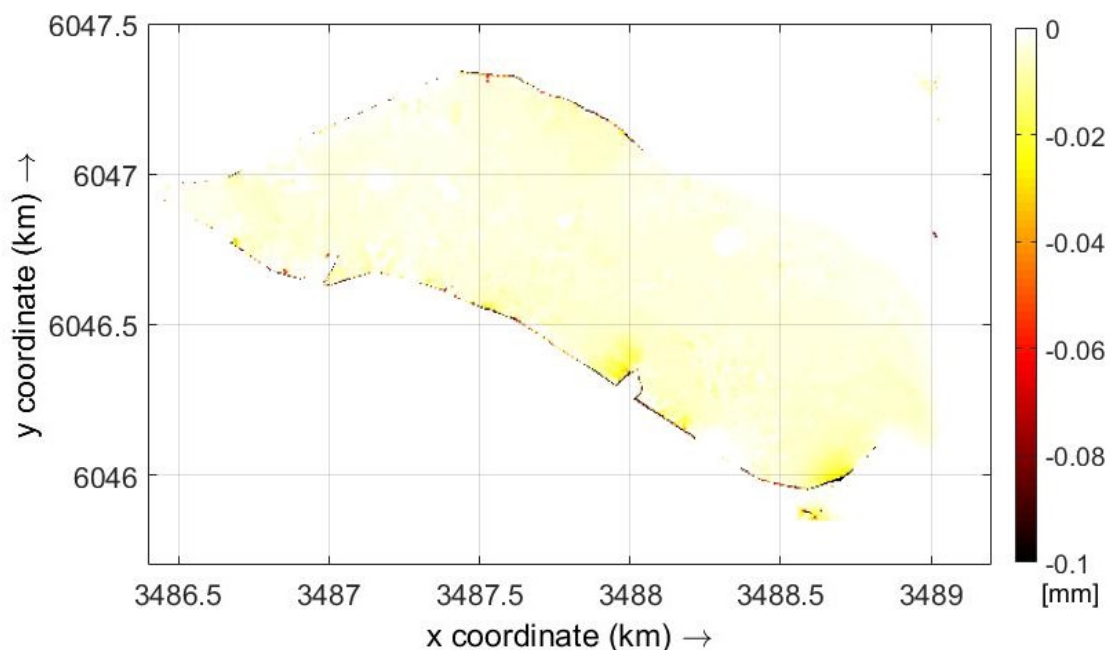


Abbildung 5.32: Differenz kumulierte Sedimentation zwischen unverändertem und erhöhtem Deckwerk auf Hallig Nordstrandischmoor

Auf Grundlage dieser Untersuchungen kann gesagt werden, dass eine Erhöhung des Halligraustreifens um 0,3 m keinen negativen Einfluss auf die Sedimentation bei dem simulierten Szenario hat. Dies sollte jedoch durch weitere Untersuchungen mit verschiedenen Wasserständen verifiziert werden. Außerdem muss darauf hingewiesen werden, dass dieses Ergebnis nur für das untersuchte Szenario gilt. Im Laufe einer Sturmflutsaison würde der erhöhte Raustreifen Landunter-Ereignisse ganz verhindern und so die Sedimentation weiter verringern.

Im nächsten Schritt wird der Einfluss einer Reduzierung der Raustreifenhöhe auf die Sedimentation untersucht. Dazu wird die vorhandene Deckwerkshöhe um 0,3 m reduziert. In Abbildung 5.33 ist der

zeitliche Verlauf der kumulierten Sedimentation nach Verringerung der Deckwerkshöhe um 0,30 m dem Normalzustand gegenübergestellt. Die rechte Abbildung stellt die kumulierte Sedimentation eines Observationspunktes (P7) im Halligzentrum dar, die linke Abbildung zeigt die kumulierte Sedimentation im westlichen Randbereich am Punkt P5.

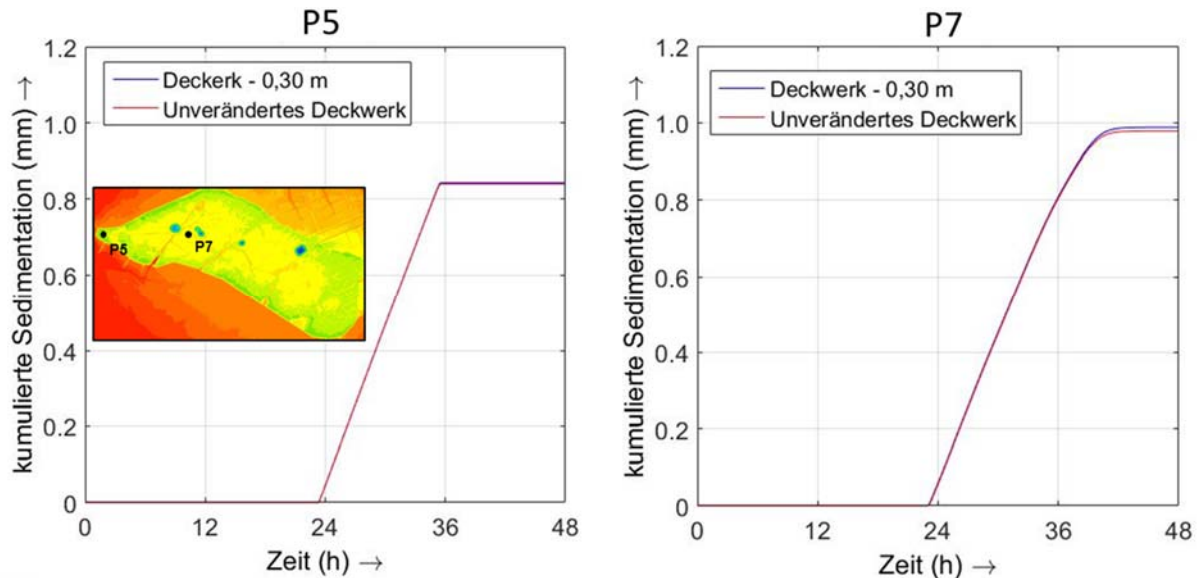


Abbildung 5.33: Vergleich kumulierter Sedimentation zwischen unveränderter und verringerter Deckwerkshöhen am Beispiel Nordstrandischmoor

Durch die Reduzierung der Deckwerkshöhen um 0,3 m lassen sich sowohl im Randbereich als auch in einigen zentralen Bereichen der Hallig Sedimentzuwächse aufzeigen. Diese befinden sich allerdings in einem nicht messbaren Bereich. Punkt P7 weist eine Sedimentdeposition von ca. 0,98 mm für den Normalzustand auf, die sich durch die Verringerung der Deckwerkshöhen um ca. 0,01 mm erhöht. Dies deckt sich mit den Berechnungen am Punkt P5. Allerdings erhöhen sich in diesem Fall die Werte im nicht messbaren Bereich. Abbildung 5.34 verdeutlicht, dass lediglich im westlichen Bereich der Hallig höhere kumulierte Sedimentationshöhen durch die Reduzierung der Deckwerkshöhen erreicht werden, wohingegen im südöstlichen Teil der Hallig nahezu keine Veränderung der Höhen der Sedimentation zu verzeichnen ist. Die in diesen Bereichen höheren Ablagerungen sind auf niedrigere Deckwerkshöhen zurückzuführen. Die Skala zeigt jedoch, dass die zusätzliche Sedimentation im Größenbereich von bis zu 0,05 mm liegt. Somit kann lediglich ein nicht signifikanter Einfluss durch die Variation der Deckwerkshöhen auf die Sedimentation bei dem untersuchten Szenario festgestellt werden.

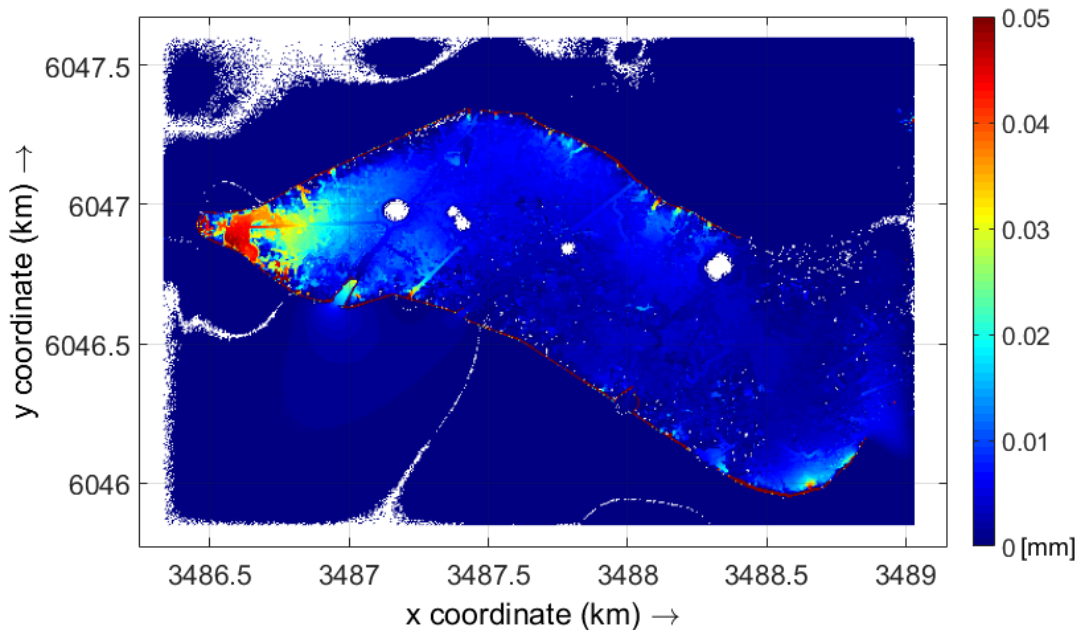


Abbildung 5.34: Differenz der kumulierten Sedimentation bei verringerter (-0,30 m) und unveränderter Deckwerkshöhe für Nordstrandischmoor

Aus den Ergebnissen der durchgeführten Analyse bezüglich des Einflusses der Deckwerkshöhen wird deutlich, dass eine Erhöhung der Deckwerke auf Nordstrandischmoor eine nicht messbare Reduzierung des Höhenwachstums für das untersuchte Szenario bewirkt. Allerdings würde eine Erhöhung des Halligraustreifens dazu führen, dass Nordstrandischmoor nicht mehr von allen kleineren Sturmfluten mit Sediment versorgt wird. Aus diesem Grund sollte untersucht werden, wie sich eine Erhöhung der Deckwerke auf den Sedimenteintrag kleinerer Überflutungen und leicht erhöhter Tidewasserstände auswirkt. Von besonderer Bedeutung für die Sedimentation ist somit der Einfluss der Deckwerkshöhe auf die Anzahl der auftretenden Landunterer.

5.5.6 Zwischenfazit

Die im Rahmen dieser Arbeit durchgeführten numerischen Untersuchungen zur Sedimentation auf den Halligen stellen eine Ergänzung zu den zuvor vorgestellten in-situ-Messungen dar. Aufgrund der äußerst geringen Anzahl an Messdaten für eine Kalibrierung des numerischen Sedimentationsmodells können aus den numerischen Ergebnissen zunächst lediglich qualitative Tendenzen des Sedimentationsgeschehens auf den Halligen ermittelt werden. Für eine realitätsnahe Simulation der Sedimentationsmengen auf den Halligen bedarf es jedoch einer Vielzahl weiterer Messkampagnen zur Gewinnung von Eingangsdaten. Ebenso sollten Langzeitberechnungen mit mehreren Sturmflutereignissen durchgeführt werden, um signifikante Ablagerungsraten zu ermitteln und daraus belastbare Tendenzen ableiten zu können. Ungeklärt ist weiterhin, in wie weit sich die Sedimentkonzentration in der Wassersäule um die Hallig bei unterschiedlich ausgeprägten Sturmflutereignissen ändert. Möglich ist hierbei, dass ein stärker ausgeprägtes Sturmflutereignis überproportional viel Sediment auf die Halligflächen eintragen könnte. Dieser Parameter sollte zukünftig durch die Durchführung weiterer Messkampagnen ermittelt werden.

5.6 Fazit und Ausblick

Die Untersuchungen innerhalb dieses Kapitels haben gezeigt, dass sowohl hydrodynamische als auch bautechnische Parameter Einfluss auf die Sedimentation auf den Halligen haben können. Die vorgestellten Untersuchungen können somit beispielsweise die Grundlage einer intelligenten Sieltorsteuerung darstellen, mit der auf Basis numerischer Modelle die Sedimentation auf den Halligen erhöht werden kann. Des Weiteren können optimierte Deckwerkshöhen ermittelt werden, die eine Maximierung der Sedimentation bei gleichzeitiger Minimierung der Anzahl der Landunter-Ereignisse bewirken. All diese Kenntnisse sind wichtig, um ein langfristiges Mitwachsen und die Bewohnbarkeit der Halligen mit einem steigenden Meeresspiegel gewährleisten zu können.

6 Untersuchungen zur Hochwassersicherheit von Halligwarften

6.1 Einführung

Die nordfriesischen Halligen stellen naturräumlich eine Besonderheit dar. Dieser Tatsache geschuldet müssen sie im Rahmen von Risiko- und Gefährdungsanalysen speziell analysiert werden. Im Gegensatz zu den übrigen Küstenregionen der deutschen Nordseeküste können sie als nicht eingedeichte Inseln, deren Bebauungen auf Warften errichtet sind, nicht im Rahmen von den etablierten Risikoanalyseverfahren untersucht werden. Die Hauptursache dafür liegt in der Tatsache begründet, dass die wesentliche Gefahr für die zu schützenden Objekte einer Hallig durch Wasser verursacht wird, das infolge von Wellenüberlauf auf die Warften gelangt. Die Sicherheit der Landesschutzdeiche an der Festlandsküste wird hingegen mit Hilfe von Wellenüberlaufraten überprüft. Bei den Landesschutzdeichen sind allerdings grundlegend verschiedene Schadensmechanismen maßgeblich (MELUR-SH, 2012).

Aus diesem Grund wird eine neue Methode zur Bewertung der Hochwassersicherheit von Halligwarften entwickelt, die auf diese speziellen Bedingungen adaptiert ist. Aus den Ergebnissen der numerischen Seegangmodellierung (vgl. Kap. 3.3), den DGM1-Daten und terrestrischen Vermessungsdaten können die Wellenüberlaufraten der einzelnen Warften für unterschiedliche Sturmflutszenarien berechnet werden. Zusammen mit dem vorhandenen Gebäudebestand der jeweiligen Warft lässt sich mit einem risikobasierten Ansatz die Gefährdung einzelner Warften miteinander vergleichen.

Die Halligwarften unterscheiden sich in ihrer Sicherheit gegenüber Sturmflutereignissen. Um den Schutzstatus der einzelnen Halligwarften quantifizieren zu können, werden in einem ersten Schritt die mittleren Wellenüberlaufraten an maßgebenden Warftprofilen rund um die Warft berechnet (vgl. Kapitel 6.4). Da die Halligwarften sich in ihrem Aufbau deutlich unterscheiden können, variieren die Wellenüberlaufraten, die eine Warft und ihre Bewohner ohne negative Konsequenzen aushalten können. Um diese Unterschiede zu verdeutlichen, erfolgt an dieser Stelle eine Einteilung der Warften in drei verschiedene Warftkategorien. Die erste Kategorie besteht aus Warften ohne Ringdeich (a), zur zweiten Kategorie zählen Warften mit geschlossenem Ringdeich (b) und zur dritten Kategorie Warften mit nicht geschlossenem Ringdeich (c), bei denen Wasser ein- und ausströmen kann (vgl. Abbildung 6.1).

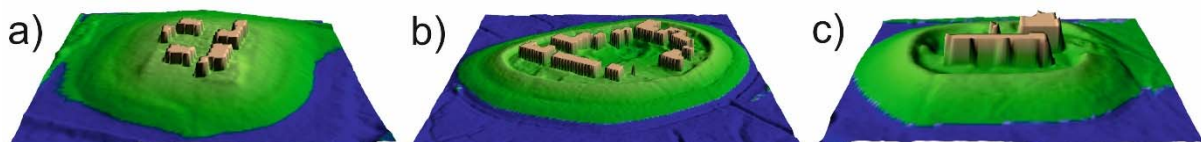


Abbildung 6.1: Beispiele der drei Warftkategorien in überhöhter Darstellung (DGM1 und ALKIS-Daten): a) Warft ohne Ringdeich (Westerwarft auf Hooge); b) Warft mit geschlossenem Ringdeich (Ockenswarft auf Hooge); c) Warft mit nicht durchgängigem Ringdeich (Süderhörn auf Langeneß)

Ein Beispiel für eine Warft ohne Ringdeich (Kategorie a) ist die Westerwarft auf Hooge. Sie ist relativ eben, besitzt keinen Fething und keine Erhöhung auf der Westseite gegenüber Wellenangriff (vgl. Abbildung 6.1 a). Bei Warften mit Ringdeich (Kategorie b) wird Wasser, das durch Wellenüberlauf beziehungsweise Überströmen die Warftkrone überschreitet, im Warftkörper gestaut und kann nicht

wieder abfließen. Dadurch wird die potentielle Einstauhöhe der Häuser erhöht (vgl. Abbildung 6.1b). Die Einstauhöhe ergibt sich aus der jeweiligen Höhenlage des Gebäudes und der Höhe des Ringdeiches. Ein Vorteil der Warften mit nicht durchgängigem Ringdeich (Kategorie c) ist die Abflussmöglichkeit des Wellenüberlaufes aufgrund eines Durchlasses im Ringdeich. Besteht im Ringdeich eine dem Wellenangriff zugewandte Öffnung, wirkt sich diese durch höhere Wellenüberlaufsraten negativ auf die Sicherheit der Warft aus (vgl. Abbildung 6.1c). Ob die Ringdeichöffnung also positive oder negative Auswirkungen hat, muss im Einzelnen geprüft werden. In Tabelle 6.1 ist die Einteilung aller Warften der Halligen in eine der drei Kategorien dargestellt.

Tabelle 6.1: Einteilung der Warften in verschiedene Kategorien

	Warften	Ringdeich	Öffnungsrichtung	Kategorie
Langeness	Rixwarft	ja	Norden & Osten	c
	Hilligenley	ja	Osten	c
	Kirchhofswarft	nein	-	a
	Mayenswarft	ja	Osten	c
	Süderhörn	ja	Osten	c
	Norderhörn	ja	Osten	c
	Treuberg	nein	-	a
	Ketelswarft	ja	-	b
	Tamenswarft	nein	-	a
	Christianswarft	nein	-	a
	Tadenswarft	ja	Süden	c
	Kirchwarft	ja	Westen & Süden	c
	Honkenswarft	ja	Norden, Süden & Osten	c
	Peterswarft	ja	Osten	c
	Neuwarft	ja	Osten	c
	Petershaitzwarft	nein	-	a
Hunnenswarft	ja	Norden, Süden & Osten	c	
Bandixwarft	ja	Süden & Osten	c	
Hooge	Westerwarft	nein	-	a
	Ipkenswarft	nein	-	a
	Volkerswarft	ja	-	b
	Lorenzwarft	nein	-	a
	Ockelützwarft	nein	-	a
	Kirchwarft	ja	-	b
	Backenswarft	ja	-	b
	Hanswarft	nein	-	a
Ockenswarft	ja	-	b	
Nordstrandischmoor	Norderwarft	ja	Osten	c
	Halberweg	nein	-	a
	Amalienwarft	nein	-	a
	Neuwarft	ja	Süden & Osten	c
Gröde	Schulwarft	ja	-	b
	Knudtswarft	ja	Osten	c
Habel		nein	-	a
Hamburger Hallig		ja	Osten	c
Oland		ja	Osten	c
Süderoog		ja	Osten	c
Südfall		nein	-	a

6.2 Sicherheitskriterium für Halligwarften

Bei den in der Vergangenheit durchgeführten Warftverstärkungsmaßnahmen wurden als hydrologische Grundlage Bemessungswasserstände verwendet, die sich an denen der Landesschutzdeiche orientierten (vgl. Tabelle 2.3). Die Bemessung der erforderlichen Höhe von Warften und deren Ringdeiche erfolgte bei flachen Außenböschungen auf Grundlage des HW₁₀₀ und bei steileren Außenböschungen auf Grundlage des HW₁₀₀ und einem Zuschlag von 0,5 m. Der jeweilige Seegang wurde aufgrund des Fehlens belastbarer Kenntnisse nicht berücksichtigt. Nach den Empfehlungen für die Ausführung von Küstenschutzbauwerken (EAK, 2007) gehen die Küstenschutzstrategien der Bundesländer von der Zielvorgabe aus, dass die auszugestaltenden Hochwasserschutzanlagen alle maßgebenden Sturmflutwasserstände sicher abwehren beziehungsweise kehren können. Dabei muss der Bemessungswasserstand mit den zu berücksichtigenden hydrographischen Parametern des Seegangs und des säkularen Meeresspiegelanstiegs sowie bautechnischer Vorgaben (Profil, Konstruktion, zulässige Wellenüberlaufrate) dem als Sicherheitsstandard definierten Schutzziel genügen, beziehungsweise vom Küstenschutzbauwerk gekehrt werden können. Zusätzlich zu diesen Komponenten müssen ebenfalls Eigenschaften der eingesetzten Baustoffe (Sackung) und der Baugrundverhältnisse (Landsenkung) berücksichtigt werden. In Abbildung 6.2 sind Anhaltswerte zur Wirkung von Wellenüberlaufraten für scharliegende Küstenschutzbauwerke nach EAK (2007) dargestellt. Erste Schäden an Grasdeichen treten demnach ab einer mittleren Wellenüberlaufrate von 1 l/(s·m) auf.

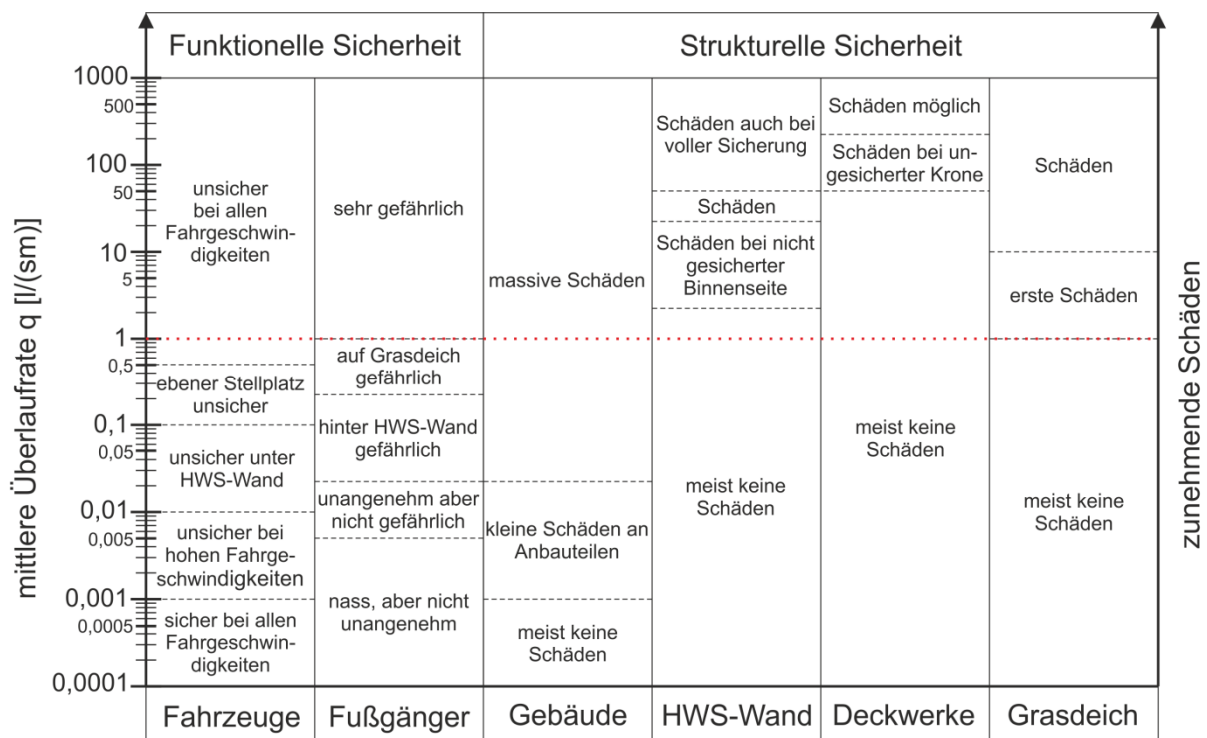


Abbildung 6.2: Anhaltswerte zur Wirkung von Wellenüberlaufraten für scharliegende Küstenschutzbauwerke (verändert nach EAK (2007))

Die bei Landesschutzdeichen angesetzte zulässige mittlere Wellenüberlaufrate von 2,0 l/(s·m) lässt sich aus mehreren Gründen nicht auf Warften und die darauf befindlichen Ringdeiche übertragen. So unterscheiden sich zum einen die jeweiligen Geometrien und zum anderen ist aufgrund der

geographischen Lage im Katastrophenfall keine externe Hilfe verfügbar. Aus diesem Grund wird im folgenden Kapitel die Entwicklung eines Sicherheitsstandards vorgestellt, der die Besonderheiten von Halligwarften berücksichtigt.

Wie in Kapitel 6.2 gezeigt wurde, können Halligwarften in drei unterschiedliche Kategorien unterteilt werden. Die einzelnen Kategorien implizieren ein unterschiedliches hydraulisches Verhalten der Warften bei Wellenüberlauf- und Überströmereignissen. Während bei Warften ohne Ringdeich und mit nicht durchgängigem Ringdeich das Wasser beziehungsweise ein Teil des Wassers wieder abfließen kann, wird eine Warft mit durchgängigem Ringdeich allmählich aufgefüllt. Aus diesem Grund stellt die berechnete mittlere Wellenüberlauftrate q allein kein geeignetes Kriterium zur Bemessung und zur Überprüfung der Hochwassersicherheit von Halligwarften dar. Die Gefährdung der Standsicherheit des Ringdeiches hingegen kann wiederum anhand der mittleren Wellenüberlauftrate q beurteilt werden. Bei den Ringdeichen der Halligwarften ist wie bei den Landesschutzdeichen von einer Gefährdung ab einer mittleren Wellenüberlauftrate von $2 \text{ l/(s}\cdot\text{m)}$ auszugehen. Ebenso stellen weitere aus der mittleren Wellenüberlauftrate q direkt ableitbare Kriterien wie das gesamte Überlaufvolumen für ein bestimmtes Szenario (stationär oder instationär) oder die mittlere Wassertiefe auf der Warft kein belastbares Sicherheitskriterium dar. Die aufsummierten Überlaufvolumina berücksichtigen nicht die individuellen Geometrien einer jeden Warft und bei einem Kriterium der mittleren Wassertiefe besteht die Gefahr, dass einzelne tiefgelegene Objekte nicht berücksichtigt werden. Das Sicherheitskriterium der Zeit bis zur kompletten Füllung der Warft lässt sich nur bei Warften mit einem geschlossenen Ringdeich anwenden. Ein geeignetes Sicherheitskriterium, das an jeder Warft angewendet und verglichen werden kann, ist die durch Wellenüberlauf beziehungsweise Überströmen verursachte Wassertiefe h_{Warft} . In der Tabelle 6.2 sind die vorgestellten Sicherheitskriterien mit dazugehörigen Bewertungen aufgeführt.

Tabelle 6.2: Unterschiedliche Möglichkeiten eines Sicherheitskriteriums für Halligwarften

Sicherheitskriterium	Bemerkung
Mittlere Wellenüberlauftrate	Nur zur Bewertung der Standsicherheit des Ringdeiches verwendbar, ansonsten nicht vergleichbar
Gesamtes Überlaufvolumen stationär	nicht vergleichbar
Zeit bis zur kompletten Füllung der Warft	nicht überall anwendbar
Wassertiefen auf der Warft	überall vergleichbar

Abbildung 6.3 fasst die wesentlichen Parameter zur Bestimmung eines Sicherheitskriteriums für Halligwarften zusammen und zeigt die kritische Größe $h_{\text{Warft,max}}$. Da die Wassertiefe h_{Warft} eine dynamische Größe ist, die sich im Verlauf eines Sturmflutereignisses verändert, muss diese über die gesamte Dauer eines Szenarios ermittelt werden und unterhalb einer festgelegten Wassertiefe $h_{\text{Warft,max}}$ bleiben. Die Einhaltung des aufgestellten Sicherheitskriteriums $h_{\text{Warft,max}}$ wird an den Positionen der Türschwelle überprüft.

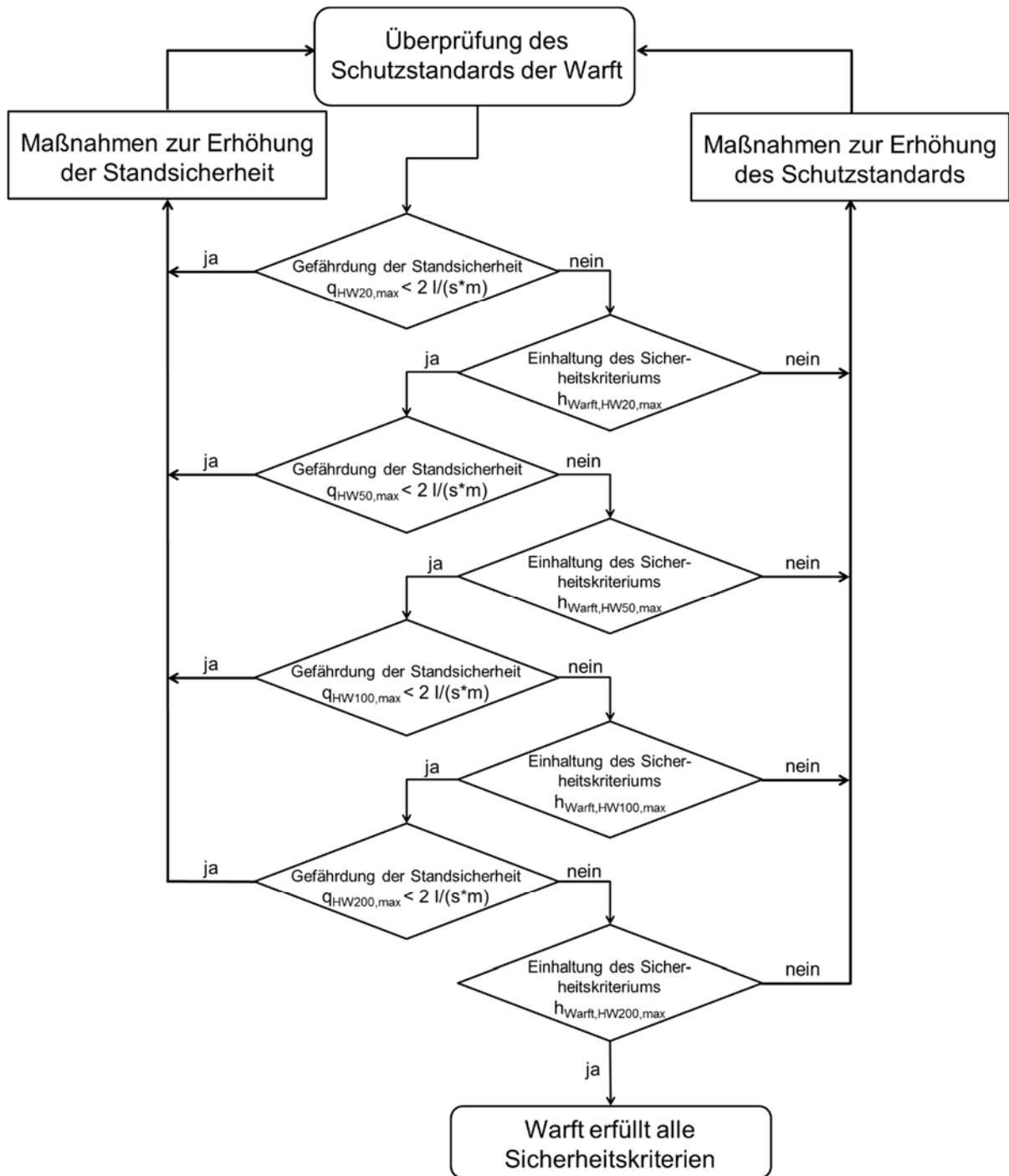


Abbildung 6.4: Flussdiagramm zur Überprüfung der Standsicherheit und aufgestellten Sicherheitskriterien an einer Halligwarf

6.3 Eingangsdaten zur Überprüfung des Sicherheitskriteriums

6.3.1 Grundlagen der Berechnungen

In der folgenden Auswertung werden die Formeln des EurOtop-Manuals für die Wellenüberlaufe bei Wellenspektren nach PULLEN ET AL. (2007) verwendet. Zur deterministischen Bemessung und der

Durchführung von Sicherheitsanalysen wird die folgende Formel (6.1) zur Berechnung der Wellenüberlaufrate empfohlen:

$$\frac{q}{\sqrt{g \cdot H_{m0}^3}} = \frac{0,067}{\sqrt{\tan \alpha}} \gamma_b \cdot \xi_{m-1,0} \cdot \exp\left(-4,3 \frac{R_C}{\xi_{m-1,0} \cdot H_{m0} \cdot \gamma_b \cdot \gamma_f \cdot \gamma_\beta \cdot \gamma_v}\right) \quad (6.1)$$

Das Maximum ist definiert als:

$$\frac{q}{\sqrt{g \cdot H_{m0}^3}} = 0,2 \cdot \exp\left(-2,3 \frac{R_C}{H_{m0} \cdot \gamma_f \cdot \gamma_\beta}\right) \quad (6.2)$$

mit:

g	=	Erdbeschleunigung	[m/s ²]
q	=	Mittlere Wellenüberlaufrate	[m ³ /(s · m)]
H_{m0}	=	Signifikante Wellenhöhe	[m]
α	=	Böschungsneigung der Luv-Seite	[°]
$\xi_{m-1,0}$	=	$\tan \alpha / (H_{m0} / L_{m-1,0})^{1/2}$ Brecherparameter	[-]
R_C	=	Freibord	[m]
γ_b	=	Empirischer Beiwert für den Einfluss einer Berme	[-]
γ_f	=	Empirischer Beiwert für den Einfluss der Böschungsrauheit	[-]
γ_β	=	Empirischer Beiwert für den Einfluss der Wellenangriffsrichtung	[-]
γ_v	=	Empirischer Beiwert für den Einfluss einer Kronenmauer	[-]

Bei einer negativen Freibordhöhe setzt sich die Menge des auf die Warft gelangenden Wassers q aus dem Überströmen ($q_{\text{überströmen}}$) und dem Wellenüberlauf ($q_{\text{wellenüberlauf}}$) zusammen. Die nachfolgende Formel (6.3) gibt für diesen Vorgang eine grobe Annäherung:

$$q = q_{\text{überströmen}} + q_{\text{wellenüberlauf}} = 0,6 \cdot \sqrt{g \cdot |-R_C^3|} + 0,0537 \cdot \xi_{m-1,0} \cdot \sqrt{g \cdot H_{m0}^3} \quad (6.3)$$

für: $\xi_{m-1,0} < 2,0$

Dabei verliert der Anteil des Wellenüberlaufs am Gesamtvolumen mit größer werdender Überströmtiefe R_C an Bedeutung. Abbildung 6.5 veranschaulicht den Bereich negativer und positiver Freibordhöhen.

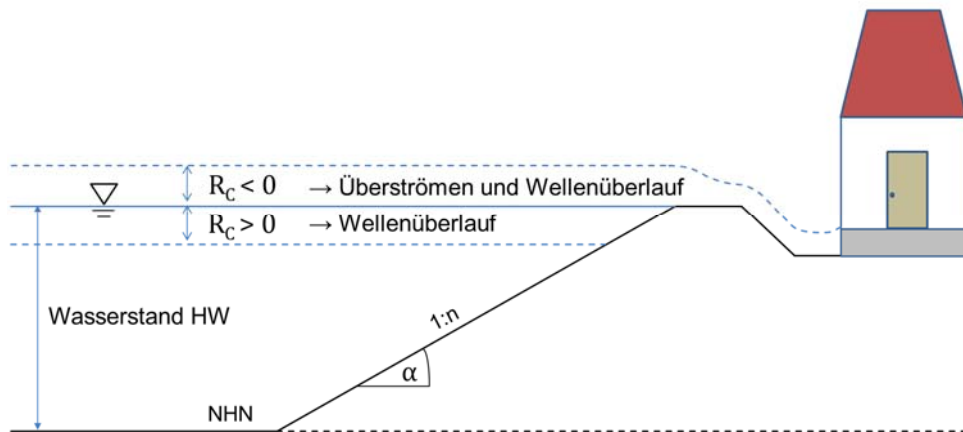


Abbildung 6.5: Darstellung zur Veranschaulichung einer negativen bzw. positiven Freibordhöhe R_c

Anhand der Fallrichtung der Warftböschung wird die Warft in acht Ausrichtungsklassen von je 45° unterteilt (vgl. Abbildung 6.6). Für jede Richtungsklasse wird eine maßgebliche Wellenüberlaufrate bestimmt. Die geringste Kronenhöhe jeder Richtungsklasse wird als Bemessungshöhe zur Berechnung der Wellenüberlaufraten herangezogen. Die mittlere Wellenperiode T_m , die signifikante Wellenhöhe H_s am Warftfuß und die Wellenangriffsrichtung θ werden aus den Ergebnissen der mit Delft3D durchgeführten numerischen Simulationen für unterschiedliche Szenarien ermittelt. Die Freibordhöhe R_c ergibt sich aus der Differenz der Bemessungshöhe der jeweiligen Richtungsklasse und dem maßgebenden Wasserstand (vgl. Kapitel 6.3.3).

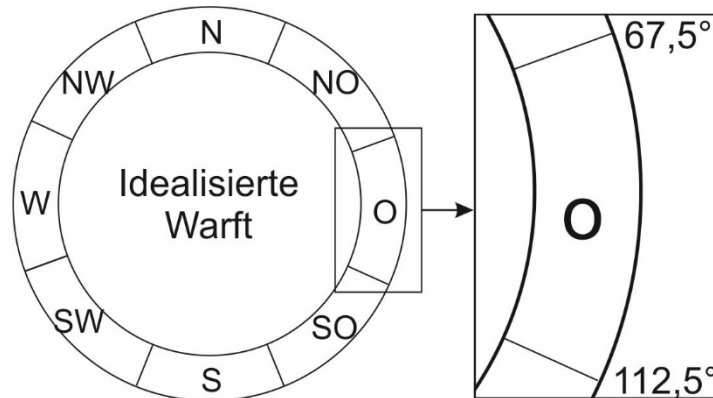


Abbildung 6.6: Einteilung einer idealisierten Warft in acht Richtungsklassen

6.3.2 Referenzwasserstände

Zur Generierung von belastbaren Sturmflutszenarien werden in dieser Arbeit die Referenzwasserstände des IAWG verwendet, die der Tabelle 2.4 entnommen werden können. Neben diesen Wasserständen erfolgt im Kapitel 2.3.3 der Hinweis auf alternative Referenzwasserstände des fwu nach ARNS ET AL. (2015b). Um den Einfluss dieser unterschiedlichen Wasserstände auf die Seegangparameter zu quantifizieren, wurden für die Hallig Nordstrandischmoor zusätzlich numerische Seegangssimulationen für die Wasserstände des fwu durchgeführt. Der Vergleich der modellierten signifikanten Wellenhöhen bei Wasserständen des IAWG und des fwu ist in Abbildung 6.7 dargestellt. Insgesamt ist der Einfluss der Wasserstände auf die signifikanten Wellenhöhen auf der Hallig Nordstrandischmoor sehr gering. Die mittlere Abweichung zwischen den

signifikanten Wellenhöhen bei den unterschiedlichen Wasserständen beträgt 0,03 m und die Standardabweichung 0,013 m. Während der Einfluss dieser Unterschiede bei den signifikanten Wellenhöhen nur sehr gering ist, muss beachtet werden, dass die Abweichung der Wasserstände des IAWG und des fwu exponentiell in die Überlaufraten eingeht (vgl. Formel (6.1)). Daraus ergibt sich, dass bei einer Verwendung alternativer Wasserstände nach ARNS ET AL. (2015b) auch die Ergebnisse der Seegangssimulationen für die Wasserstände des IAWG zur Berechnung mittlerer Wellenüberlaufzeiten verwendet werden können.

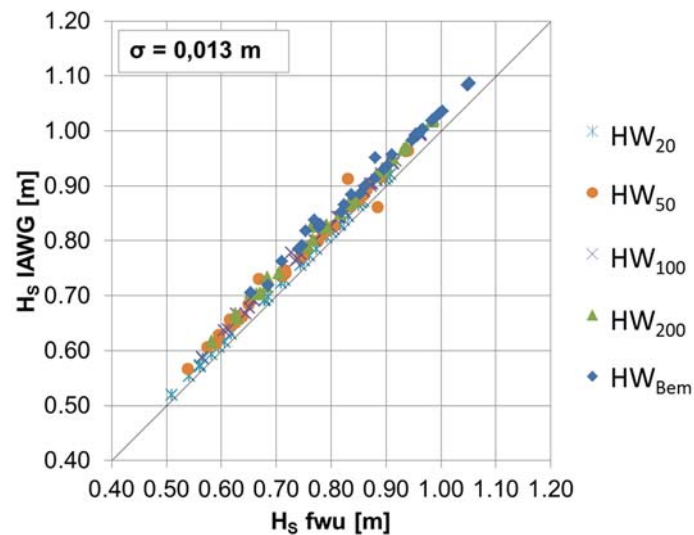


Abbildung 6.7: Vergleich der modellierten signifikanten Wellenhöhen bei Wasserständen des IAWG und des fwu

6.3.3 Warftgeometrien

Zur Berechnung der mittleren Wellenüberlaufzeiten mit der Formel (6.1) nach dem EurOtop-Manual werden neben den Seegangparametern auch Geometriedaten der Warften benötigt. Dazu zählen die Höhenlage der Warftkrone, die Neigung des Warftprofils sowie geometrische Informationen zu eventuell vorhandenen Bermen. Aus der Bemessungshöhe der Warftkrone der jeweiligen Richtungsklasse lässt sich zusammen mit der entsprechenden Wasserstandshöhe (vgl. Tabelle 2.4) die Höhe des Freibords R_C berechnen.

Für die Untersuchung dieser Warftgeometrien liegen zum einen flächendeckend DGM1-Daten des LVerGeo SH und zum anderen durch den LKN.SH bereitgestellte terrestrische Vermessungsdaten vor. Aus diesen Daten werden für jede der acht Richtungsklassen die maßgebende Warftkronenhöhe und das maßgebende Profil ermittelt. In Abbildung 6.8 ist beispielhaft das maßgebende Warftprofil der Richtungsklasse Nordwest der Honkenswarft auf der Hallig Langeneß dargestellt. Die maßgebende Kronenhöhe in diesem Profil beträgt NHN + 5,30 m, wodurch sich beim BHW₁₀₀ (NHN + 5,55 m) eine Freibordhöhe von $R_C = -0,25$ m ergibt und die Warft somit beim BHW₁₀₀ überströmt werden würde. Die Böschungsneigung an der Honkenswarft beträgt gemäß Entwurf 1:6/1:8 und auf der Höhe von etwa NHN + 3,2 m befindet sich eine Berme. Die mittlere Warftneigung berechnet sich nach dem EurOtop-Manual für ein zusammengesetztes Profil inklusive Berme.

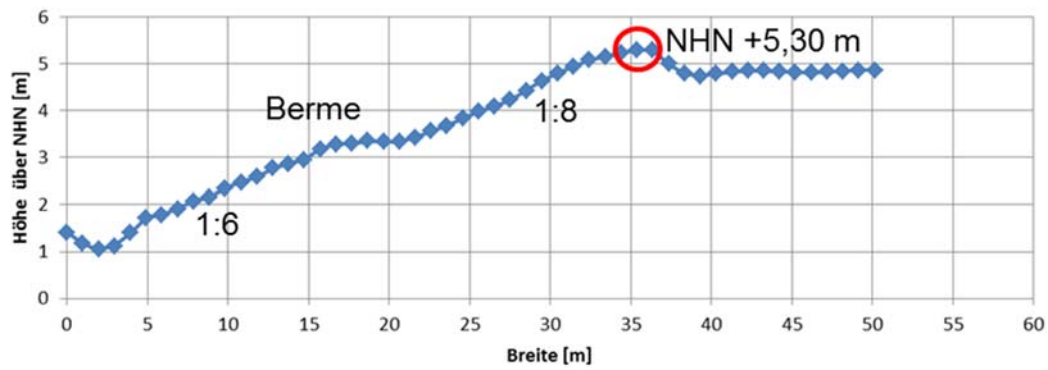


Abbildung 6.8: Bemessungsprofil der Richtungsklasse Nordwest der Honkenswarf auf Langeneß

6.3.4 Seegangsrichtung

Einen wesentlichen Einfluss auf die Wellenüberlaufrate hat die am jeweiligen Warftabschnitt (vgl. Abbildung 6.6) vorherrschende Seegangsrichtung θ . Aus dieser im numerischen Modell ermittelten absoluten Wellenanlaufrichtung muss die relativ zur Orientierung der einzelnen Warftabschnitte wirkende Seegangsrichtung berechnet werden. Eine Welle im westlichen Abschnitt (= 270°) einer Warft hat zum Beispiel eine absolute Einlaufrichtung von $254,47^\circ$. Die daraus resultierende relative Einlaufrichtung entspricht somit $(270^\circ - 254,47^\circ) = 15,53^\circ$. Allgemein lässt sich die relative Wellenanlaufrichtung für alle Warftabschnitte wie folgt berechnen:

$$\beta_j = \theta_j - O_j \quad (6.4)$$

$$\text{für } 360^\circ - \theta_j + O_j \geq 180^\circ$$

$$\beta_j = 360^\circ - \theta_j + O_j \quad (6.5)$$

$$\text{für } 360^\circ - \theta_j + O_j < 180^\circ$$

mit:

$$j = \{0^\circ; 45^\circ; 90^\circ; 135^\circ; 180^\circ; 225^\circ; 270^\circ; 315^\circ\}$$

und:

$$\beta_j = \text{Relative Wellenanlaufrichtung} \quad [^\circ]$$

$$\theta_j = \text{Absolute Wellenanlaufrichtung} \quad [^\circ]$$

$$O_j = \text{Orientierung des Warftabschnitts} \quad [^\circ]$$

Der Seegang auf der Hallig wird durch die Flachwassereffekte Shoaling, Refraktion und Diffraktion rund um eine Warft beeinflusst. Aus diesem Grund variieren die Seegangsparmeter und die Überlaufraten in den verschiedenen Warftabschnitten. Zu diesem Zweck werden die Warften in vier verschiedene Abschnitte unterteilt, die jeweils bezogen zur Wellenrichtung vor der Hallig festgelegt werden (siehe Abbildung 6.9). In Abschnitt 1 der Abbildung 6.9 ($0^\circ \leq |\beta| \leq 20^\circ$) bleiben die Wellenparameter und die Wellenüberlaufrate unabgemindert. Versuche nach SCHÜTTRUMPF & VAN GENT (2003) haben gezeigt, dass bei Wellenanlaufrichtungen von $|\beta| < 20^\circ$ die Einflüsse der Wellenangriffsrichtung zu vernachlässigen sind. In Abschnitt 2 ($20^\circ < |\beta| \leq 80^\circ$) wird der

Abminderungsfaktor γ_β bei der Berechnung der Wellenüberlaufrate (vgl. Tabelle 6.4) aktiviert. Dieser ist linear von der Wellenanlaufrichtung abhängig und berechnet sich nach Formel (6.6). In Abschnitt 3 ($80^\circ < |\beta| \leq 110^\circ$) bleibt der Abminderungsfaktor konstant (vgl. Formel (6.7)) und die Abminderung der Wellenparameter wird aktiviert. Die abgeminderten Wellenparameter werden nach Formel (6.8) und Formel (6.9) berechnet. Im Abschnitt 4 ($110^\circ < |\beta| \leq 180^\circ$) werden die Wellenüberlaufraten zu 0 l/(s·m) angenommen.

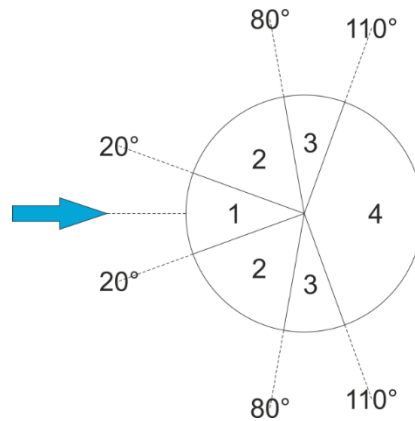


Abbildung 6.9: Schematisch dargestellte Einteilung der Abminderungsabschnitte in Abhängigkeit der Wellenanlaufrichtung am Warftfuß (blauer Pfeil)

Eine Ergänzung zu diesem Vorgehen stellen negative Freibordhöhen dar. Dabei ändert sich zum einen die analytische Berechnung der Wellenüberlaufrate und zum anderen wird die Berechnung um einen Term für das Überströmen ergänzt (vgl. Formel (6.3) und Tabelle 6.4). Dieser Term des Überströmens erfährt keinerlei Abminderungen durch die Wellenanlaufrichtung, sodass auch im 4. Abschnitt Überlaufraten größer 0 l/(s·m) zu berechnen sind. Die folgende Tabelle 6.4 fasst alle notwendigen Berechnungsformeln zur Berechnung der Überlaufrate in Abhängigkeit der Freibordhöhe und Seegangsrichtung zusammen.

Tabelle 6.4: Formeln zur Berechnung der Überlaufrate in Abhängigkeit der Freibordhöhe und Seegangsrichtung

Freibord R_c [m]	Relative Welleneinlaufrichtung β_j [°]	Überlaufrate (Wellenüberlauf + Überströmen) q [m³/(s·m)]
≥ 0	> 110	$= 0$
≥ 0	≤ 110	$= \frac{0,067}{\sqrt{\tan \alpha}} \cdot \sqrt{g \cdot H_\beta^3} \cdot \xi \cdot \exp(-4,3 \cdot \frac{R_c}{\xi \cdot \gamma_\beta \cdot H_\beta})$
< 0	> 110	$= 0,6 \cdot \sqrt{g \cdot R_c^3 }$
< 0	≤ 110	$= 0,6 \cdot \sqrt{g \cdot R_c^3 } + 0,0537 \cdot \xi \cdot \gamma_\beta \cdot \sqrt{g \cdot H_\beta^3}$

mit Abminderungsfaktor γ_β :

$$\gamma_\beta = 1 - 0,0033 \cdot |\beta| \tag{6.6}$$

für: ($20^\circ \leq |\beta| \leq 80^\circ$)

$$\gamma_{\beta} = 0,736 \quad (6.7)$$

für: ($|\beta| > 80^{\circ}$)

und abgeminderter Wellenhöhe H_{β} und abgeminderter Wellenperiode T_{β} :

$$H_{\beta} = \frac{110 - |\beta|}{30} \cdot H_s \quad (6.8)$$

$$T_{\beta} = \sqrt{\frac{110 - |\beta|}{30}} \cdot T_{m01} \quad (6.9)$$

für ($80^{\circ} < |\beta| \leq 110^{\circ}$).

6.4 Instationäre Berechnung der Wellenüberlaufzeiten

6.4.1 Sturmflutszenario

Die in Tabelle 2.4 dargestellten Referenzwasserstände stellen Scheitelwerte von Sturmflutereignissen mit verschiedenen Jährlichkeiten dar. Aus diesem Grund müssen Sturmflutganglinien erzeugt werden, die den jeweiligen Scheitelwasserstand abbilden. Zur Generierung einer synthetischen Sturmflut, die zur instationären Berechnung der mittleren Wellenüberlaufzeiten an Halligwarften dienen soll, wurden die folgenden in der Tabelle 6.5 dargestellten Windbedingungen in das Nordseemodell eingesteuert. Diese Windbedingungen sind gleichmäßig über das gesamte Modellgebiet verteilt. Zwischen den angegebenen Zeitpunkten wird die Windgeschwindigkeit und Windrichtung linear interpoliert.

Tabelle 6.5: Gleichförmig eingesteuerte Windbedingungen für das numerische Nordseemodell im vorgestellten Szenario

Tag	Windgeschwindigkeit [m/s]	Richtung [°]
1	4	230
2	4	230
3.5	12	270
4	26	290
5	6	300

Abbildung 6.10 zeigt die simulierten Wasserstände an den Pegeln Büsum, Husum, Helgoland und Nordstrandischmoor. Mit einem Scheitelwasserstand von NHN +5,20 m am Binnenpegel von Nordstrandischmoor entspricht dieses Szenario einem HW_{50} (vgl. Tabelle 2.4).

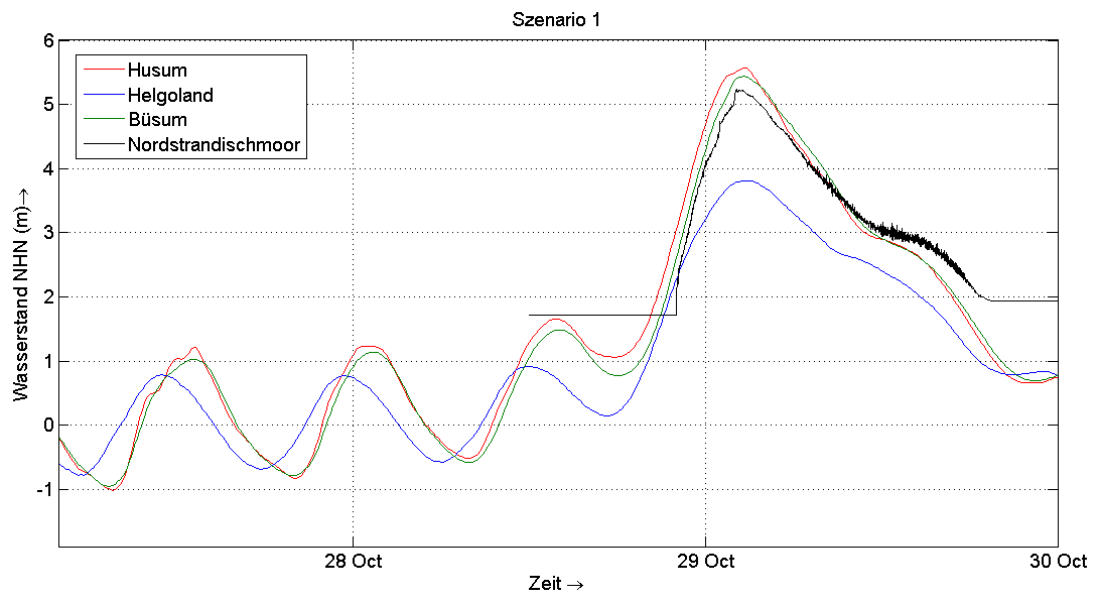


Abbildung 6.10: Simulierte Wasserstände an den Pegeln Büsum, Husum, Helgoland, und Nordstrandischmoor

Bei Betrachtung der simulierten Wasserstände fällt auf, dass aufgrund der uniform eingesteuerten Windverhältnisse ein extremer Windstau verursacht wird, durch den auch die Niedrigwasserstände sehr hoch ausfallen. Das auf das Sturmhochwasser folgende Tideniedrigwasser (Tnw) fällt nahezu vollständig aus. Dies ist vergleichbar mit dem Sturmflutereignis vom 10.02.1949 (PETERSEN & ROHDE, 1991). Durch diese gewählte Form der Sturmflutganglinie wird über einen besonders langen Zeitraum Wellenüberlauf induziert. Zur Erzeugung weiterer Sturmflutszenarien werden die Randbedingungen des Wattenmeermodells mit Multiplikatoren angepasst. So können neben dem gezeigten HW₅₀ auch Sturmflutszenarien für das HW₂₀, HW₁₀₀ und HW₂₀₀ erzeugt werden. In Abbildung 6.11 sind die verwendeten Faktoren zur Anpassung der Randbedingungen im Wattenmeermodell sowie die so erreichten Wasserstände dargestellt.

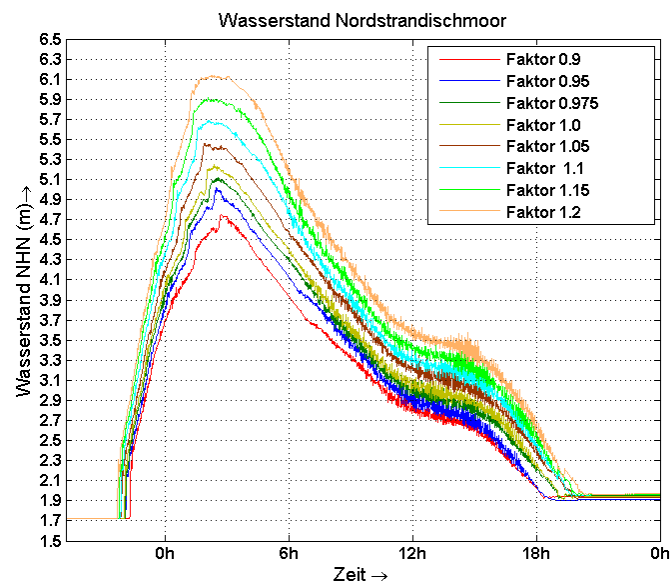


Abbildung 6.11: Wasserstände am Binnenpegel Nordstrandischmoor und verwendete Multiplikatoren zur Anpassung der Randbedingungen im Wattenmeermodell

Das Koppelungsintervall zwischen dem hydrodynamischen Modell und dem numerischen Seegangmodell beträgt 20 Minuten (vgl. Kapitel 3). Die Windbedingungen im Seegangmodell werden mit 28 m/s und einer Windrichtung von 270° als stationär im gesamten Gebiet des Wattenmeermodells angesetzt. Abbildung 6.12 zeigt die simulierten signifikanten Wellenhöhen für die in Abbildung 6.11 dargestellten Wasserstände bei einem Koppelungsintervall von 20 Minuten. Beim Scheitelwasserstand von NHN +6,10 m werden mit einer signifikanten Wellenhöhe von ca. 0,72 m die größten Werte erreicht. Beim Scheitelwasserstand von NHN +4,7 m wird hingegen eine signifikante Wellenhöhe von ca. 0,52 m erreicht.

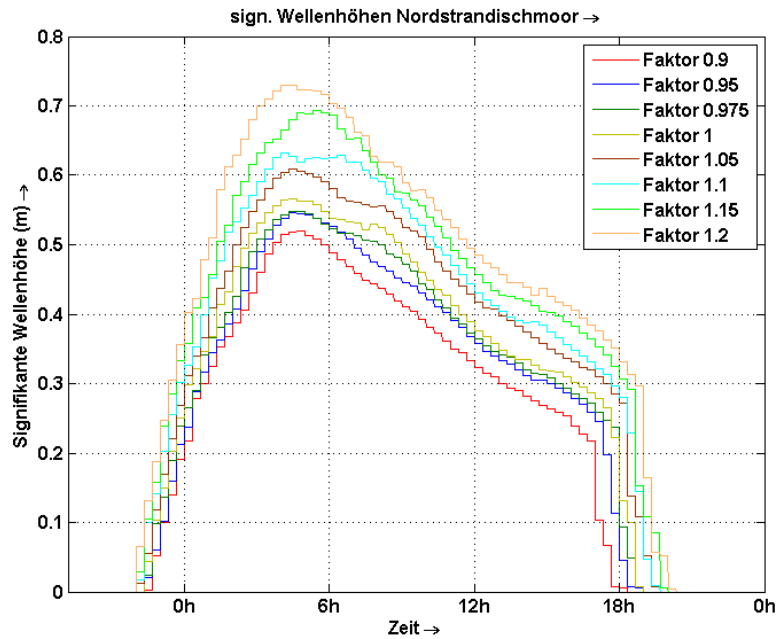


Abbildung 6.12: Simulierte signifikante Wellenhöhen für die in Abbildung 6.11 gezeigten Wasserstände bei einem Koppelungsintervall von 20 Minuten

6.4.2 Berechnung der Wassertiefen auf der Warft

Auf Grundlage der vorgestellten Eingangsdaten und Szenarien werden im nun folgenden Schritt die Wellenüberlaufdaten und die dadurch verursachten Wassertiefen auf der Warft berechnet. Da es sich beim DGM1 um ein digitales Geländemodell handelt, müssen zunächst die Gebäude einer jeden Warft in das Geländemodell integriert werden, um so ein vollständiges digitales Oberflächenmodell der Warft zu erhalten. Aus diesem Grund wurden Daten des Amtlichen Liegenschaftskataster-Informationssystems (ALKIS®) des LVerGeo SH verwendet, um die Höhenbereiche der Warften, in denen sich Gebäude befinden, dementsprechend anzupassen. Abbildung 6.13 zeigt im oberen Bereich das digitale Geländemodell DGM1 der Hanswarft auf Hooge. Aus diesem DGM wurden automatisiert die Gebäudehöhen herausgefiltert, so dass mit dem DGM1 lediglich ein Modell der Geländeoberfläche vorliegt. Im unteren Teil der Abbildung 6.13 ist das mit Hilfe von ALKIS-Daten erzeugte Oberflächenmodell der Hanswarft in 1 m x 1 m dargestellt. Dieses Modell der Warftoberfläche wird für die numerische Überflutungssimulation verwendet, um Wassertiefen auf der Warft infolge von Wellenüberlauf bei einem Sturmflutszenario zu ermitteln.

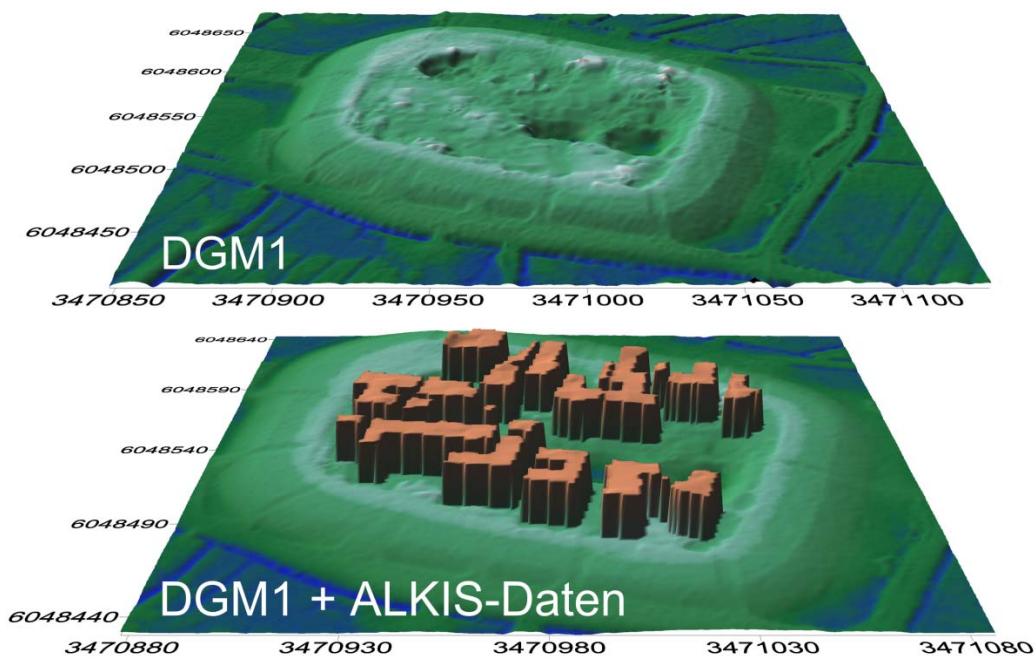


Abbildung 6.13: DGM1 der Hanswarft auf Hooge (oben) und mit Hilfe von ALKIS-Daten erweitertes Oberflächenmodell der Hanswarft (unten)

Ein einfaches Ausspiegeln der Wassertiefen würde aufgrund der Topographie der Warft zu unrealistischen Ergebnissen führen. Mit dem Fething im Zentrum der Warft befindet sich dort meist der tiefste Punkt und die Warft würde von ihrem jeweiligen Zentrum aus geflutet werden. Aus diesem Grund werden dynamische 2D-Simulationen mit Delft3D aufgebaut, bei denen im Bereich der Warftkronen beziehungsweise Ringdeichkronen die zuvor berechneten mittleren Wellenüberlaufarten für die entsprechende Richtungsklasse eingesteuert werden. Das Rechengitter ist quadratisch und hat eine Auflösung von einem Meter. Entlang der Ringdeichkrone werden Zulaufpunkte definiert, an denen die mittleren Wellenüberlaufarten beziehungsweise Überströmraten in das Modell eingesteuert werden. Die Wellenüberlaufarte q in der Einheit $l/(s \cdot m)$ ist für jede der acht Richtungsklassen für einen vereinfachten Modellaufbau auf jeweils 3 Punkte aufgeteilt. Der Wellenüberlauf für die drei Überlaufpunkte pro Richtungsklasse wird nach der folgenden Formel (6.10) aus der mittleren Wellenüberlaufarte und der Länge des zugehörigen Warftabschnitts berechnet:

$$Q_{xy} = (q \cdot l_{RK})/3 \tag{6.10}$$

mit:

- Q_{xy} = Wellenüberlauf am Punkt xy [m³/s]
- q_{xy} = mittlere Wellenüberlaufarte am Warftabschnitt xy [m³/(s · m)]
- l_{RK} = Länge der Wellenüberlaufstrecke [m]

Die Ergebnisse der instationären Berechnungen werden am Beispiel der Hanswarft auf Hooge vorgestellt. Im Anhang B sind zusätzlich die Ergebnisse für die Knudtwarft und Schulwarft auf Gröde, Hallig Oland, Norderhörn und Treuberg (Langeneß) sowie Halber Weg (Nordstrandischmoor) dargestellt. In Abbildung 6.14 sind die berechneten mittleren Wellenüberlaufarten an der Hanswarft auf Hooge für ein HW₂₀, HW₅₀, HW₁₀₀ und HW₂₀₀ dargestellt. Die Kurven des Wasserstands beziehen

sich auf einen Pegelstandort im Zentrum der Hallig Hooge. Zusätzlich sind jeweils die Scheitelwerte der Wasserstandskurven in Meter über MThw angegeben.

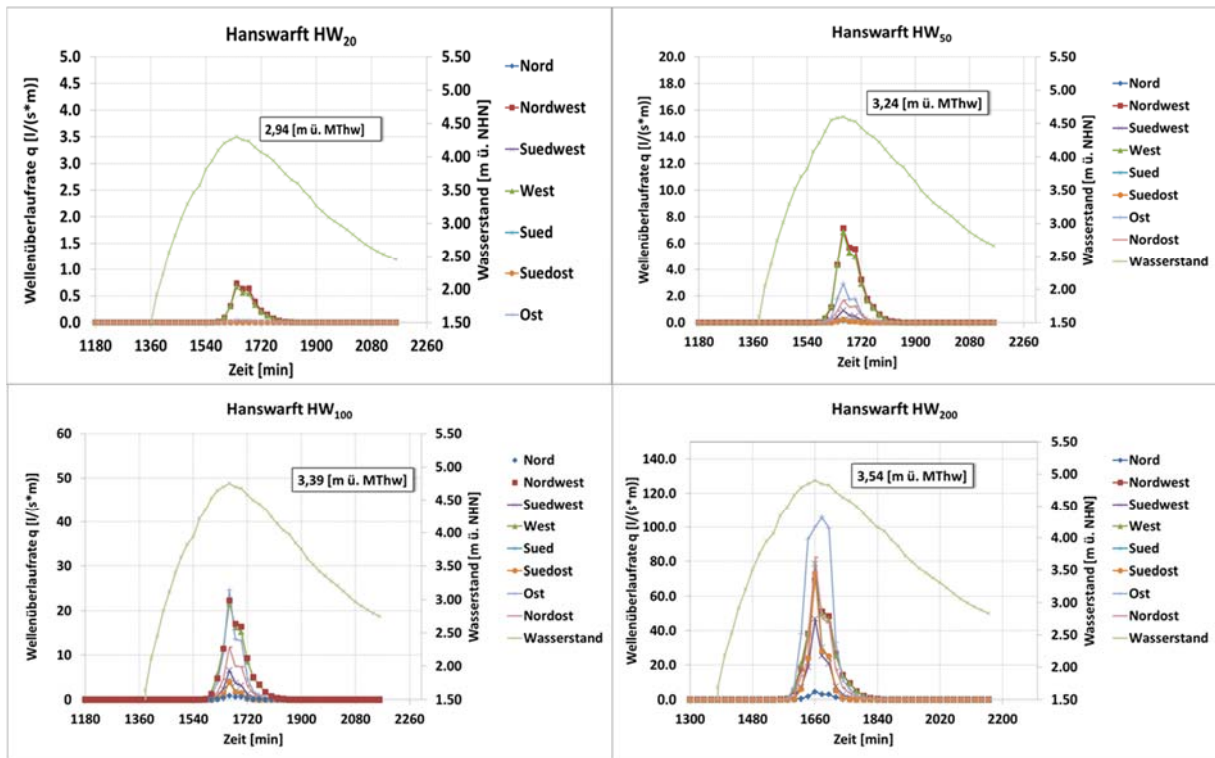


Abbildung 6.14: Mittlere Wellenüberlauf rates an der Hanswarft auf Hooge für ein HW₂₀, HW₅₀, HW₁₀₀ und HW₂₀₀

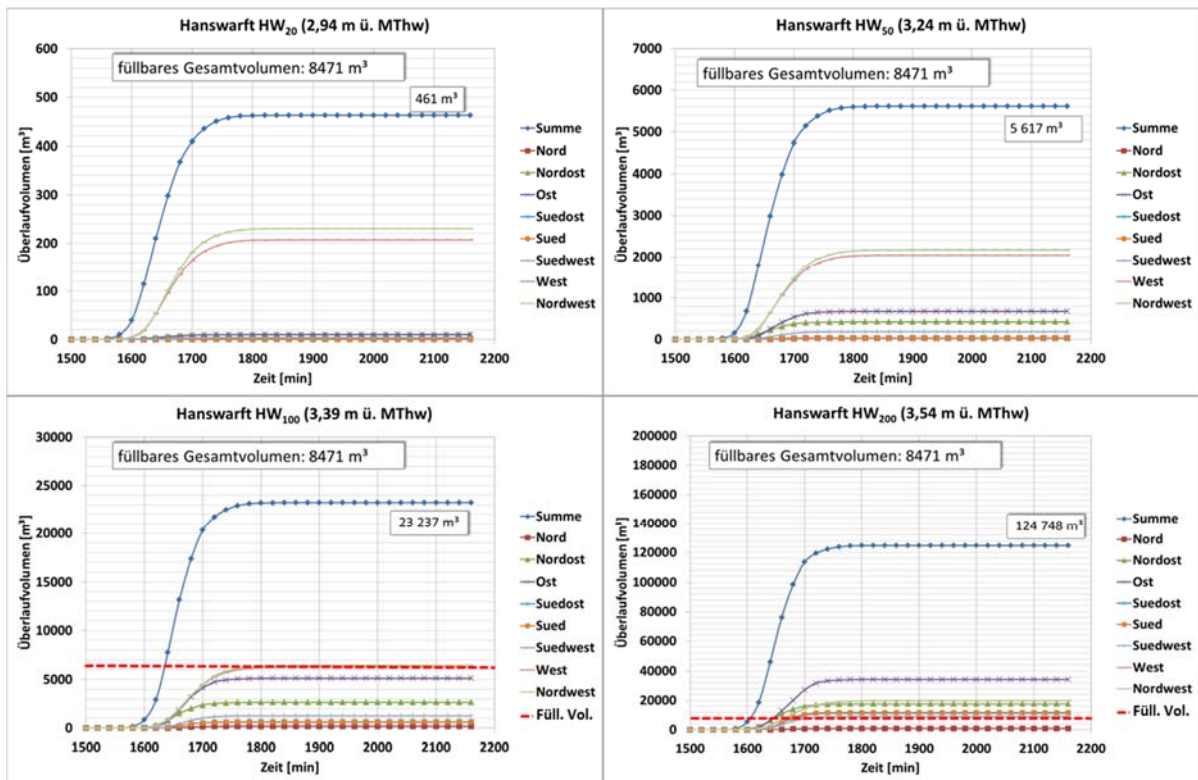


Abbildung 6.15: Überlaufvolumina an der Hanswarft auf Hooge für ein HW₂₀, HW₅₀, HW₁₀₀ und HW₂₀₀

Abbildung 6.15 zeigt die kumulierten Überlaufvolumina der einzelnen Warfrichtungen sowie die gesamten Überlaufvolumina an der Hanswarft auf Hooe für ein HW_{20} , HW_{50} , HW_{100} und HW_{200} . Das füllbare Gesamtvolumen der Hanswarft beträgt 8471 m^3 und wird ab einem HW_{100} nach kurzer Zeit erreicht. Unberücksichtigt bleiben bei diesen Darstellungen der summierten Überlaufvolumina die Anteile des Wassers, die von der Warft zurückfließen. In Abbildung 6.16 sind Wassertiefenkarten für ein HW_{50} (oben) und ein HW_{100} (unten) auf der Hanswarft für die Zeitschritte 30 min, 60 min und 120 min nach Beginn des ersten Wellenüberlaufes dargestellt.

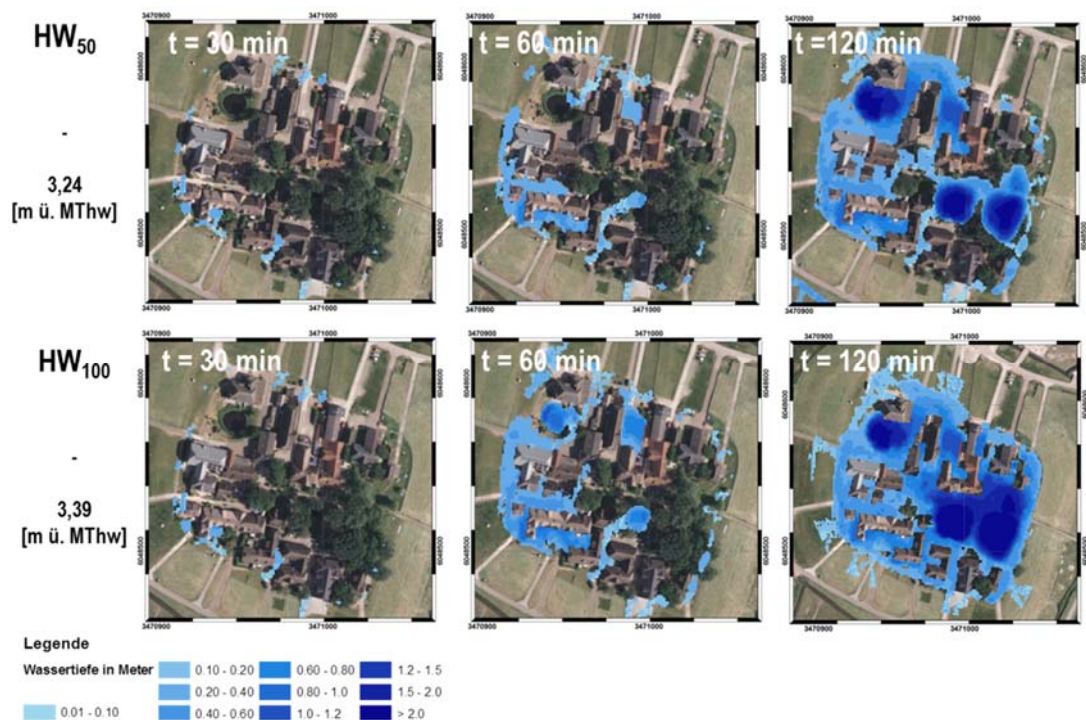


Abbildung 6.16: Wassertiefenkarten für ein HW_{50} (oben) und ein HW_{100} (unten) auf der Hanswarft für die Zeitschritte 30 min, 60 min und 120 min nach Beginn des ersten Wellenüberlaufes

6.4.3 Zwischenfazit

Die Berechnungen der mittleren Wellenüberlaufzeiten über die Dauer eines gesamten Sturmflutereignisses ermöglichen die Berechnung der Wassertiefen auf den Warften infolge Wellenüberlauf und Überströmen. Diese berechneten Wassertiefen stellen die Grundlage der Überprüfung des aufgestellten Sicherheitskriteriums für Halligwarften dar. In der Tabelle 6.6 sind zudem die Wellenüberlaufzeiten der simulierten Sturmflutereignisse für $q > 0,2 \text{ l/(s}\cdot\text{m)}$ für acht ausgewählte Warften dargestellt. Der längste Zeitraum, in welchem die mittlere Wellenüberlaufzeit q größer als $0,2 \text{ l/(s}\cdot\text{m)}$ ist, wird mit insgesamt 540 min für Treuberg auf Langeneß ermittelt.

Tabelle 6.6: Wellenüberlaufzeiten für $q > 0,2 \text{ l/(s}\cdot\text{m)}$ für ausgewählte Warften

	Warft	Überlaufzeiten $q > 0,2 \text{ l/(s}\cdot\text{m)}$ [min]			
		HW20	HW50	HW100	HW200
Gröde	Knudtswarf	220	260	280	320
	Schulwarf	240	340	360	380
Hooge	Westerwarf	0	0	0	0
	Hanswarf	100	200	220	280
Langeneß	Norderhörn	360	380	440	500
	Treuberg	380	440	480	540
Nordstrandischmoor	Halber Weg	80	220	240	260
Oland	Oland	0	20	120	160

6.5 Überprüfung der Sicherheitskriterien für das HW₅₀ und HW₁₀₀

Zur Überprüfung des aufgestellten Sicherheitskriteriums (nach Kapitel 6.2) ist es notwendig, die genauen Höhenlagen der Türschwellen der Hallighäuser zu kennen und in das numerische Modell zu implementieren. Die Höhenlagendaten der Türschwellen basieren auf terrestrischen Vermessungen des LKN.SH. In Abbildung 6.17 sind die Positionen und Höhenlagen der Türschwellen auf der Hanswarf auf Hooge dargestellt. Für die Positionen 15 und 23 liegen keine Daten vor. Die am tiefsten gelegenen Türschellen an den Positionen 5, 6, 7 und 18 liegen im Höhenbereich zwischen NHN +4,27 m und NHN +4,43 m. Die Ergebnisse der Überprüfung der Sicherheitskriterien auf der Knudtswarf und Schulwarf auf Gröde, Hallig Oland, Norderhörn und Treuberg (Langeneß) sowie Halber Weg (Nordstrandischmoor) befinden sich im Anhang D.

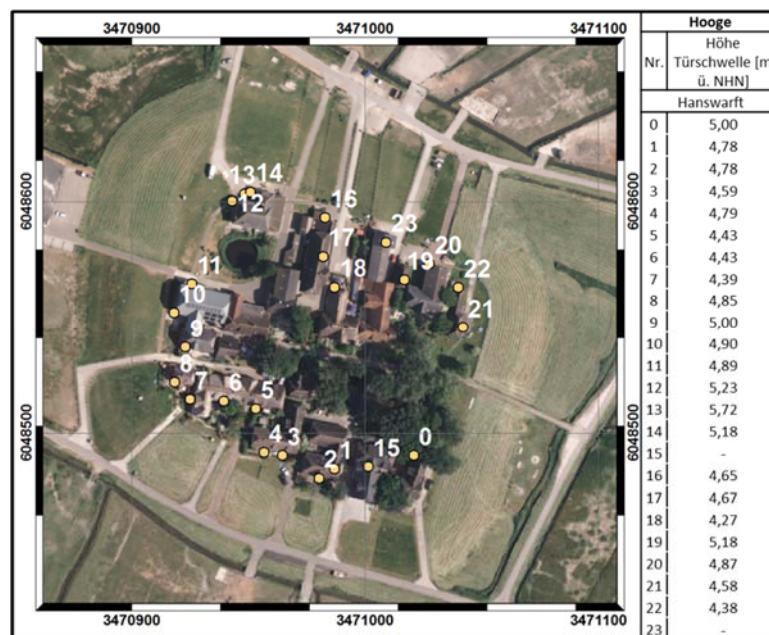


Abbildung 6.17: Positionen der Türschwellen auf der Hanswarf und ihre Höhen in Meter über NHN

Abbildung 6.18 zeigt die Zeitreihe der Wassertiefen für ein HW_{50} auf der Hanswarft auf Hooge. Das Sicherheitskriterium $h_{Wartt,max,HW_{50}}$ von 0,35 m wird an den Türschwellen 5, 6, 7 und 18 nicht eingehalten und mit Wassertiefen von maximal 0,45 m um bis zu 0,1 m überschritten. Die anderen Türschwellen werden im Modell nicht vom Wasser erreicht.

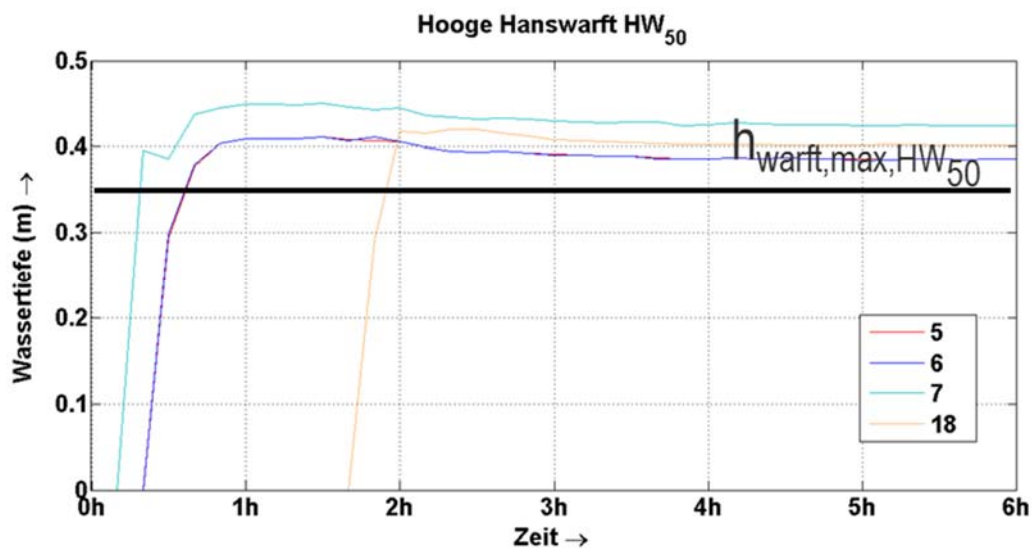


Abbildung 6.18: Überprüfung des Sicherheitskriteriums $h_{Wartt,max}$ für ein HW_{50} (NHN + 4,60 m) an der Hanswarft auf Hooge

Abbildung 6.19 zeigt die Zeitreihen der Wassertiefen für ein HW_{100} auf der Hanswarft auf Hooge. Das Sicherheitskriterium $h_{Wartt,max,HW_{100}}$ wird an den Türschwellen 5, 6, 7 und 22 nicht eingehalten und mit Wassertiefen von 0,7 m um bis zu 0,2 m überschritten.

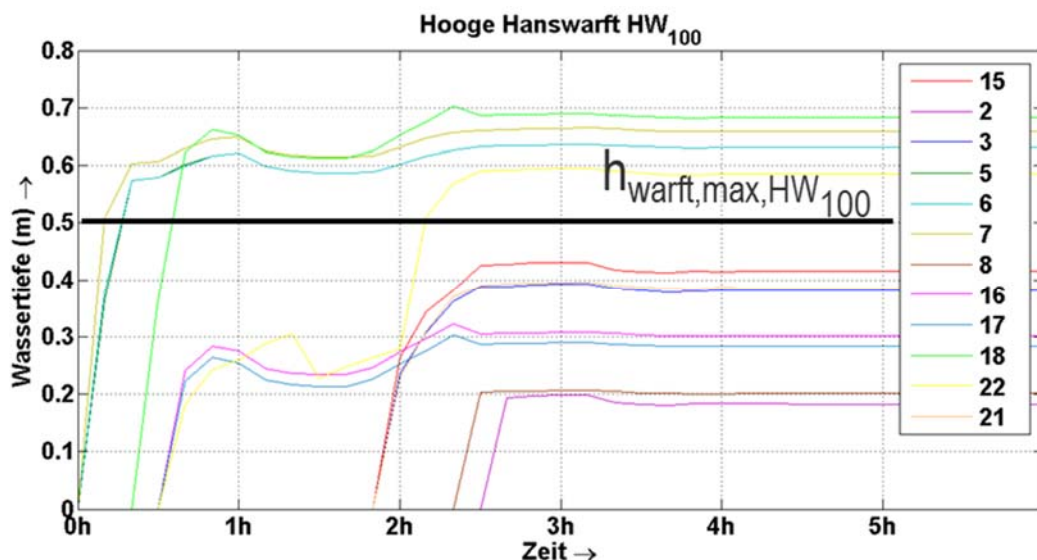


Abbildung 6.19: Überprüfung des Sicherheitskriteriums $h_{Wartt,max}$ für ein HW_{100} (NHN + 4,75 m) an der Hanswarft auf Hooge

In Tabelle 6.7 sind die Ergebnisse der Sicherheitsüberprüfung des HW_{50} und HW_{100} der Warften auf Langeneß, Hooge, Nordstrandischmoor, Gröde und Oland aufgeführt. Auffällig ist, dass auf Langeneß

nur vier von 18 Warften beide Sicherheitskriterien erfüllen. Auf Hooge hingegen bestehen fünf von neun Warften die Sicherheitsüberprüfung.

Tabelle 6.7: Ergebnisse der Überprüfung der Sicherheitskriterien $h_{\text{warft,max,HW}_{50}}$ und $h_{\text{warft,max,HW}_{100}}$ für die Warften auf Langeneß, Hooge, Nordstrandischmoor, Gröde und Oland

Hallig	Warften	$h_{\text{warft,max,HW}_{50}}$	$h_{\text{warft,max,HW}_{100}}$
Langeness	Bandixw arft	✓	✓
	Christiansw arft	-	-
	Hilligenley	-	-
	Honkenschw arft	-	-
	Hunnenschw arft	-	-
	Ketelsw arft	-	-
	Kirchhofsw arft	✓	✓
	Kirchsw arft	-	-
	Mayenschw arft	-	-
	Neuw arft	✓	✓
	Norderhörn	-	-
	Petershaitzw arft	-	-
	Petersw arft	-	-
	Rixw arft	✓	-
	Süderhörn	-	-
	Tadenschw arft	✓	✓
	Tamenschw arft	-	-
	Treuberg	-	-
Hooge	Backenschw arft	✓	✓
	Hansw arft	-	-
	Ipkenw arft	✓	✓
	Kirchsw arft	✓	-
	Lorenzw arft	✓	-
	Ockelützw arft	✓	-
	Ockenschw arft	✓	✓
	Volkersw arft	✓	✓
Nordstrandischmoor	Westerw arft	✓	✓
	Amalienw arft	✓	✓
	Halberw eg	-	-
Gröde	Neuw arft	✓	✓
	Norderw arft	-	-
Gröde	Knudtsw arft	-	-
	Schulw arft	-	-
Oland	Olandw arft	✓	-
Legende			
✓	Sicherheitskriterium eingehalten		
-	Sicherheitskriterium nicht eingehalten		

6.6 Maßnahmen zur Erhöhung der Hochwassersicherheit von Warften

6.6.1 Allgemein

Gegenstand der Untersuchungen dieses Kapitels ist die Ermittlung geeigneter Maßnahmen zur Erhöhung der Hochwassersicherheit ausgewählter Warften. In der Tabelle 6.8 sind zunächst mögliche Maßnahmen zur Erhöhung der Hochwassersicherheit von Warften und deren Auswirkungen auf die Höhe des Freibords aufgeführt. Die einzelnen Maßnahmen lassen sich untereinander zur Steigerung der Effektivität kombinieren. Besitzt eine Warft bei einem Referenzwasserstand (vgl. Tabelle 2.4) eine negative Freibordhöhe und wird somit überströmt, sind in diesem Fall nur Maßnahmen effektiv, durch welche die Freibordhöhe erhöht wird. Ein Sturmflutereignis kann somit nur von der Warft gekehrt werden, wenn die Freibordhöhen positiv sind.

Tabelle 6.8: Mögliche Maßnahmen zur Erhöhung der Hochwassersicherheit von Warften und Beeinflussung der Freibordhöhe

Freibordhöhe bleibt konstant	Freibordhöhe wird erhöht
Berme	Ringdeich auf Warftkrone
Abflachung	Aufwartung
Ringdeich als Wellenbrecher	
Rauheitselemente	

Im folgenden Kapitel wird zunächst qualitativ die Wirksamkeit der in Tabelle 6.8 gezeigten Maßnahmen anhand der vorliegenden Warftprofile und der Referenzwasserstände des IAWG überprüft. Des Weiteren wird das vom LKN.SH angestrebte Bermenprofil für Warften und eine Warftverstärkungsmaßnahme für die Hanswarft auf Hooge vorgestellt.

6.6.2 Wirksamkeiten der Maßnahmen an ausgewählten Warften

In der folgenden Abbildung 6.20 sind die Freibordhöhen bei den Referenzwasserständen HW_{20} , HW_{50} , HW_{100} und HW_{200} am Beispiel der Hanswarft dargestellt (vgl. Tabelle 2.4). Ab dem HW_{200} wird im Osten der Warft eine negative Freibordhöhe erreicht. Die Darstellungen der Freibordhöhen für die Knudswarft und Schulwarft auf Gröde, Hallig Oland, Norderhörn und Treuberg (Langeneß) sowie Halber Weg (Nordstrandischmoor) befinden sich im Anhang C.

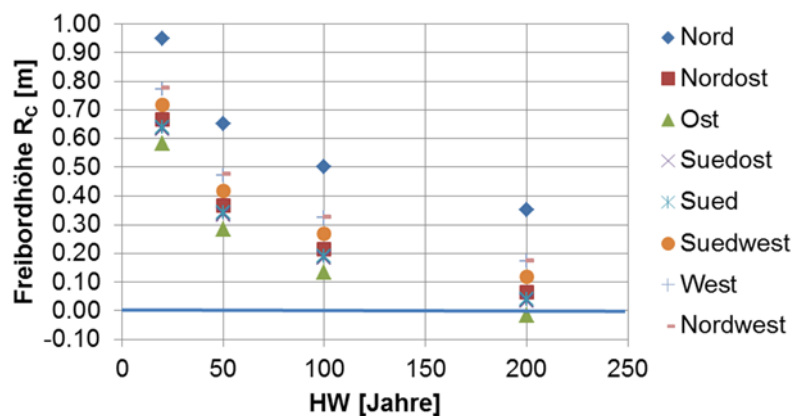


Abbildung 6.20: Freibordhöhen bei den Referenzwasserständen HW_{20} , HW_{50} , HW_{100} und HW_{200} an der Hanswarft auf Hooge

Auf der Grundlage dieser ermittelten Freibordhöhen ist in Abbildung 6.21 die Wirksamkeit verschiedener Maßnahmen gegen Wellenüberlauf und Überströmen in Abhängigkeit der Referenzwasserstände des IAWG dargestellt. Dabei erfolgt eine Einteilung in Maßnahmen, die nur Wirksamkeit gegen Wellenüberlauf besitzen (Rauheitserhöhung, Berme, Abflachung, Ringdeich als Wellenbrecher), sowie Maßnahmen, die eine Wirksamkeit gegen Wellenüberlauf und Überströmen besitzen (Ringdeich auf der Warft und Warfterhöhung). Es wird deutlich, dass aufgrund der derzeitigen niedrigen Kronenhöhen der Warften, die Maßnahmen der ersten Kategorie allein in den meisten Fällen nicht ausreichend sind, um die Hochwassersicherheit zu gewährleisten. So müssen bei allen gezeigten Warften, außer der Westerwarft auf Hooge, Maßnahmen zur Erhöhung des Freibords erfolgen, die nicht nur gegen Wellenüberlauf, sondern auch gegen Überströmen wirksam sind.

Warft	HW	Wirksamkeit gegen Wellenüberlauf				Wirksamkeit gegen Wellenüberlauf und Überströmen	
		Rauheits- erhöhung	Berme	Abflach- ung	Ringdeich als Wellen- brecher	Ringdeich auf Warft- krone	Warfter- höhung
Knutdswarft	HW ₂₀	wirksam	wirksam	wirksam	wirksam	wirksam	wirksam
	HW ₅₀	wirksam	wirksam	wirksam	wirksam		
	HW ₁₀₀	nicht wirksam	nicht wirksam	nicht wirksam	nicht wirksam		
	HW ₂₀₀	nicht wirksam	nicht wirksam	nicht wirksam	nicht wirksam		
Schulwarft	HW ₂₀	nicht wirksam	nicht wirksam	nicht wirksam	nicht wirksam	wirksam	wirksam
	HW ₅₀	nicht wirksam	nicht wirksam	nicht wirksam	nicht wirksam		
	HW ₁₀₀	nicht wirksam	nicht wirksam	nicht wirksam	nicht wirksam		
	HW ₂₀₀	nicht wirksam	nicht wirksam	nicht wirksam	nicht wirksam		
Westerwarft	HW ₂₀	wirksam	wirksam	wirksam	wirksam	wirksam	wirksam
	HW ₅₀	wirksam	wirksam	wirksam	wirksam		
	HW ₁₀₀	wirksam	wirksam	wirksam	wirksam		
	HW ₂₀₀	wirksam	wirksam	wirksam	wirksam		
Hanswarft	HW ₂₀	wirksam	wirksam	wirksam	wirksam	wirksam	wirksam
	HW ₅₀	wirksam	wirksam	wirksam	wirksam		
	HW ₁₀₀	wirksam	wirksam	wirksam	wirksam		
	HW ₂₀₀	nicht wirksam	nicht wirksam	nicht wirksam	nicht wirksam		
Norderhörn	HW ₂₀	nicht wirksam	nicht wirksam	nicht wirksam	nicht wirksam	wirksam	wirksam
	HW ₅₀	nicht wirksam	nicht wirksam	nicht wirksam	nicht wirksam		
	HW ₁₀₀	nicht wirksam	nicht wirksam	nicht wirksam	nicht wirksam		
	HW ₂₀₀	nicht wirksam	nicht wirksam	nicht wirksam	nicht wirksam		
Treuberg	HW ₂₀	nicht wirksam	nicht wirksam	nicht wirksam	nicht wirksam	wirksam	wirksam
	HW ₅₀	nicht wirksam	nicht wirksam	nicht wirksam	nicht wirksam		
	HW ₁₀₀	nicht wirksam	nicht wirksam	nicht wirksam	nicht wirksam		
	HW ₂₀₀	nicht wirksam	nicht wirksam	nicht wirksam	nicht wirksam		
Halber Weg	HW ₂₀	wirksam	wirksam	wirksam	wirksam	wirksam	wirksam
	HW ₅₀	wirksam	wirksam	wirksam	wirksam		
	HW ₁₀₀	nicht wirksam	nicht wirksam	nicht wirksam	nicht wirksam		
	HW ₂₀₀	nicht wirksam	nicht wirksam	nicht wirksam	nicht wirksam		
Oland	HW ₂₀	wirksam	wirksam	wirksam	wirksam	wirksam	wirksam
	HW ₅₀	wirksam	wirksam	wirksam	wirksam		
	HW ₁₀₀	wirksam	wirksam	wirksam	wirksam		
	HW ₂₀₀	nicht wirksam	nicht wirksam	nicht wirksam	nicht wirksam		

Abbildung 6.21: Wirksamkeit der Maßnahmen gegen Wellenüberlauf auf ausgewählten Warften und Überströmen bei Verwendung der IAWG-Referenzwasserstände

6.6.3 Berme

In den Planungen der Warftverstärkungen wird vom LKN.SH für die Warftabschnitte im Nordwesten, Westen und Südwesten ein Querprofil nach Abbildung 6.22 angestrebt.

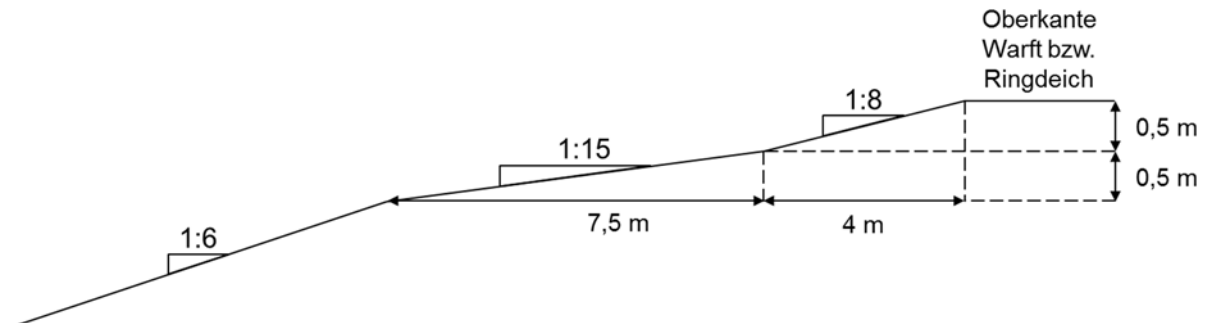


Abbildung 6.22: Angestrebtes Querprofil der Westseite der Halligwarften

Die Berechnung des Einflusses des angestrebten Bermenprofils auf die Wellenüberlaufrate wird nach PULLEN ET AL. (2007) durchgeführt. Der Einfluss einer Berme kann bei der Berechnung der Wellenüberlaufrate in folgenden Bereichen eine Abminderung bewirken:

- Durch eine Verminderung der Böschungsneigung infolge der Modifikation,
- Durch den Abminderungsbeiwert γ_b außerhalb der Exponentialfunktion,
- Durch den Abminderungsbeiwert γ_b innerhalb der Exponentialfunktion.

Je nach Geometrie des Querprofils vor und nach der Warftverstärkung und den jeweiligen Seegangparametern können große Abminderungen der Wellenüberlaufraten erreicht werden. Für die Wellenüberlaufraten beim Scheitelwasserstand des BHW₁₀₀ der Hanswarft auf Hooge ergeben sich in den Bereichen Nordwest, West und Südwest die in der Tabelle 6.9 aufgeführten Ergebnisse. Durch die Berme kann die Wellenüberlaufrate q in dem gezeigten Fall um bis zu 74,2 % verringert werden.

Tabelle 6.9: Vergleich der mittleren Wellenüberlaufraten vor und nach der Querprofilmodifikation für das Berechnungsbeispiel der Hanswarft auf Hooge

Richtungssektor	Mittlere Wellenüberlaufrate bei altem Querprofil (ohne Berme)	Mittlere Wellenüberlaufrate bei neuem Querprofil (mit Berme)	Abminderung
	q_{alt} [l/(s·m)]	q_{neu} [l/(s·m)]	Δ_b [%]
Südwest	0,60	0,15	74,2
West	2,31	0,70	69,5
Nordwest	2,42	0,78	68,0

6.6.4 Mögliche Maßnahme zur Warftverstärkung am Beispiel der Hanswarft auf Hooge

Die Bemessungsgrundlage für die Warftverstärkungsmaßnahme der Hanswarft auf Hooge ist das BHW₁₀₀ mit NHN +5,25 m beziehungsweise MThw +3,89 m. Der Wasserstand des BHW₁₀₀ liegt 0,35 m höher als beim HW₂₀₀ (vgl. Tabelle 2.4). Eine Erhöhung des Ringdeiches ist an allen Seiten

notwendig (vgl. Abbildung 6.20). Der iterativ ermittelte Vorschlag für eine Warftverstärkung für die Hanswarft auf Hooge setzt sich folgendermaßen zusammen:

- Ringdeichhöhe: NHN +5,60 m,
- Berme im NW, W, SW und S.

Es erfolgt eine maximale Erhöhung des Ringdeiches im Osten der Warft von NHN +4,88 m auf NHN +5,60 m. Im Norden der Hanswarft muss der Ringdeich lediglich um 0,35 m erhöht werden. Außerdem werden die Profile im Nordwesten, Westen, Südwesten und Süden zusätzlich mit einer Berme verstärkt (vgl. Abbildung 6.22). In Abbildung 6.23 ist eine schematische Darstellung dieser vorgeschlagenen Verstärkungsmaßnahmen für die Hanswarft dargestellt. Außerdem ist der Neubau eines Gebäudes berücksichtigt, der sich direkt an den durchgehenden Ringdeich anschließt und sich dementsprechend auf einem Warftniveau von NHN +5,60 m befindet.

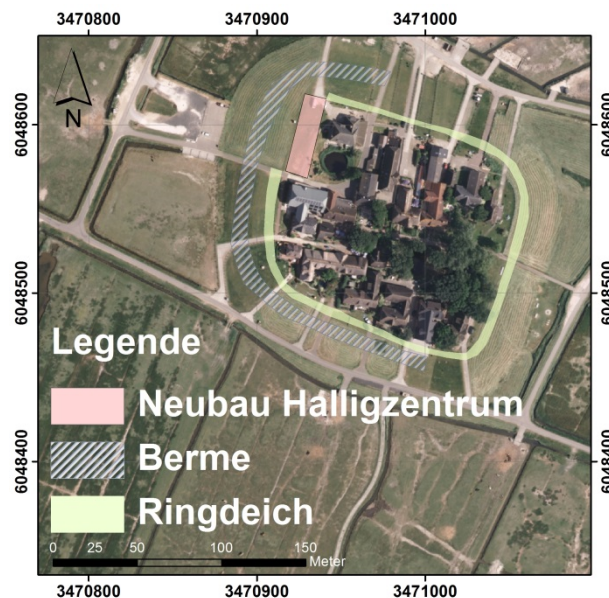


Abbildung 6.23: Schematische Darstellung der vorgeschlagenen Warftverstärkungsmaßnahmen für die Hanswarft auf Hooge

Abbildung 6.24 zeigt die aufsummierten Überlaufvolumina nach Umsetzung der aufgeführten Maßnahmen bei einem BHW_{100} . Bei diesem Szenario des BHW_{100} wird ein Überlaufvolumen von etwa 1600 m^3 erreicht. Das Warftvolumen bis zur vollständigen Füllung beträgt vor der Maßnahme 8471 m^3 . Durch die vorgeschlagene Maßnahme mit der Erhöhung des Ringdeiches hat sich das maximal füllbare Volumen auf ca. 15000 m^3 erhöht.

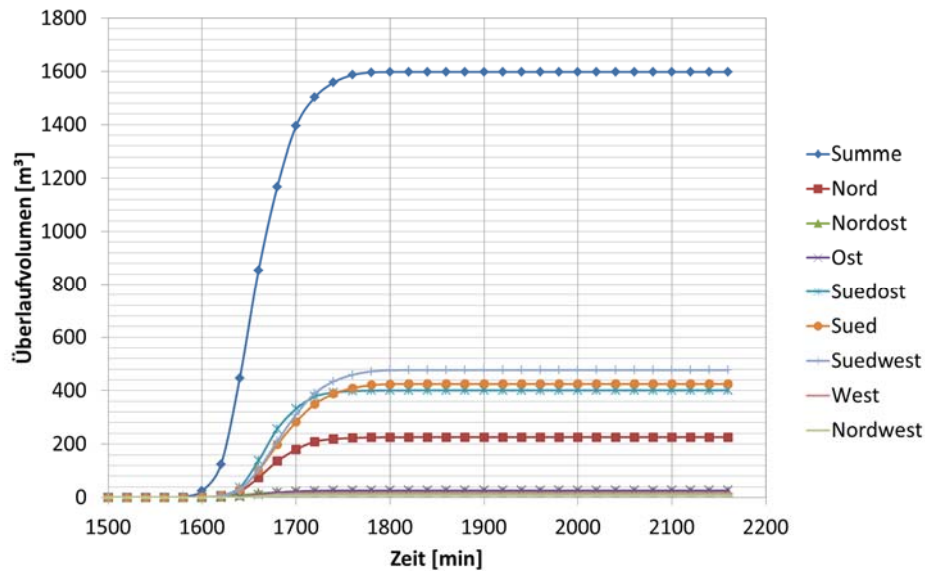


Abbildung 6.24: Aufsummierte Überlaufvolumina nach Umsetzung der aufgeführten Maßnahmen bei einem BHW₁₀₀ auf der Hanswarf

Abbildung 6.25 stellt die Wassertiefen vor und nach Umsetzung der Maßnahme bei einem HW₁₀₀ beziehungsweise BHW₁₀₀ zu verschiedenen Zeitpunkten nach Beginn des ersten Wellenüberlaufes dar. Während beim HW₁₀₀ vor der Maßnahme die Warft noch nahezu vollständig mit Wasser gefüllt wird (Abbildung 6.25a), bleiben die Wassertiefen beim 0,5 m höheren BHW₁₀₀ deutlich geringer (Abbildung 6.25b).

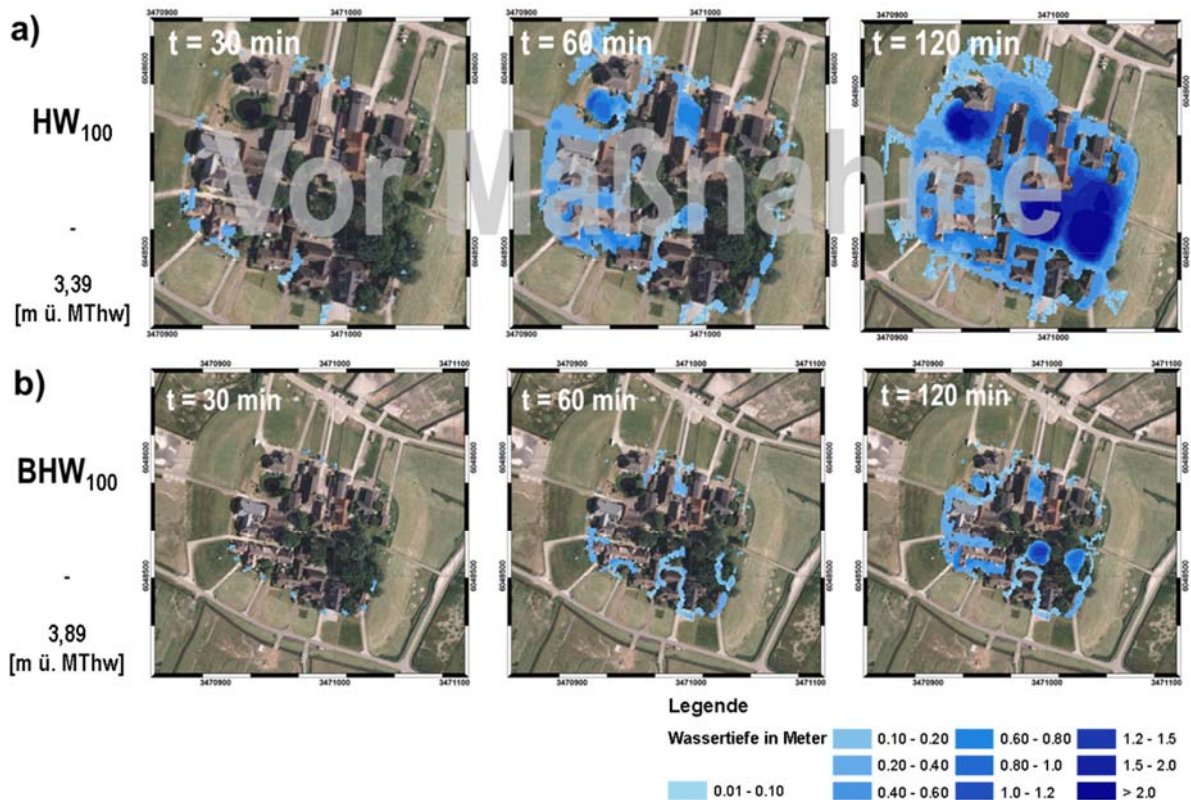


Abbildung 6.25: Wassertiefen vor und nach Umsetzung der Maßnahme bei einem HW₁₀₀ (a) bzw. BHW₁₀₀ (b) auf der Hanswarf zu verschiedenen Zeitpunkten nach Beginn des ersten Wellenüberlaufes

Abbildung 6.26 zeigt die Zeitreihen der Wassertiefen an den Positionen der Türschwellen auf der Hanswarft bei einem BHW_{100} nach Umsetzung der vorgestellten Maßnahmen. An keiner Türschwelle wird demnach die Wassertiefe $h_{\text{Warft,max},HW_{100}}$ von 0,5 m erreicht. An den Türschwellen 5, 6 und 7, die auf einer Höhe von NHN + 4,43 m beziehungsweise NHN + 4,39 m gelegen sind, wird die Wassertiefe $h_{\text{Warft,max},HW_{100}}$ von 0,5 m um wenige Zentimeter unterschritten. Im Anhang E werden Vorschläge für Verstärkungsmaßnahmen der Knudtwarft und Schulwarft auf Gröde, Hallig Oland und Norderhörn auf Langeneß vorgestellt.

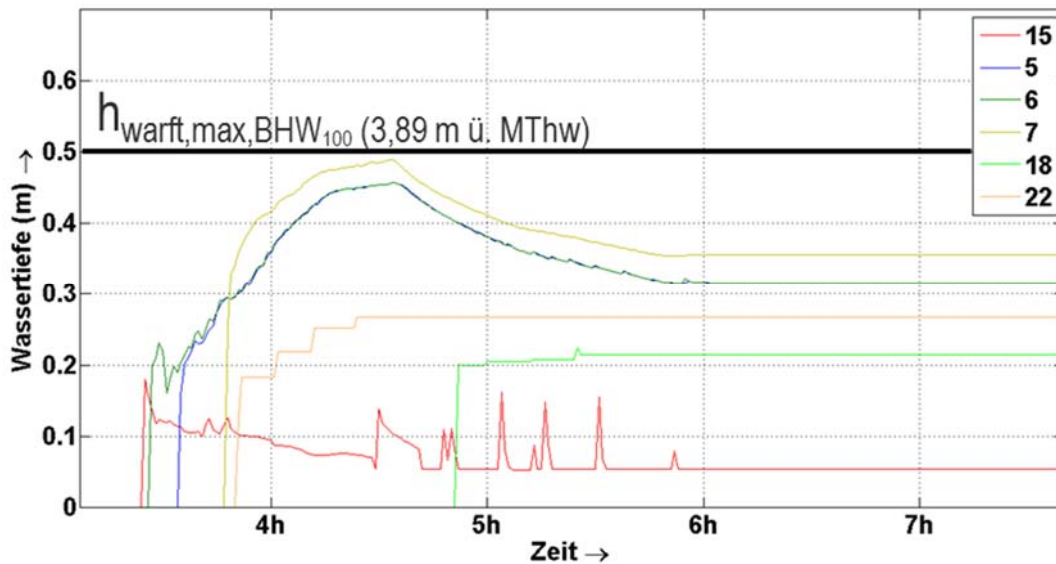


Abbildung 6.26: Zeitreihen der Wassertiefen an den Positionen der Türschwellen auf der Hanswarft bei einem BHW_{100}

6.6.5 Zwischenfazit

Die qualitative Untersuchung der Wirksamkeit der Maßnahmen in Kapitel 6.6.2 hat den dringenden Bedarf zur Erhöhung der Hochwassersicherheit bei allen untersuchten Warften mit den gewählten Referenzwasserständen verdeutlicht. In den meisten Fällen müssen Maßnahmen zur Vergrößerung der Freibordhöhen durchgeführt werden, um ein Überströmen der Warften bei Sturmflutereignissen zu verhindern. Auf dieser Grundlage wird ein Vorschlag einer Warftverstärkungsmaßnahme am Beispiel der Hanswarft auf Hooge vorgestellt. Diese Berechnungen stellen allerdings keine endgültige Bemessung dieser Warften dar, da geotechnische Aspekte unberücksichtigt bleiben. Zudem müssen für eine Detailplanung die Unsicherheiten bei den verwendeten Referenzwasserständen des IAWG und des numerischen Seegangmodell berücksichtigt werden.

6.7 Untersuchungen zur klassischen Warftform

6.7.1 Allgemein

Da sich das zuvor vorgestellte Sicherheitskriterium für Warften ohne Ringdeich nicht in allen Anwendungsfällen als praktikabel erwiesen hat, werden an dieser Stelle Untersuchungen vorgestellt, mit denen eine Abschätzung zur Bemessung von Warften ohne Ringdeich möglich ist (vgl. Abbildung 6.1). Hauptkriterium ist nicht die durch Wellenüberlauf erzeugte Wassertiefe h_{Warft} , sondern die durch Wellenüberlauf verursachte Wellenanschlagkraft, die auf die Wand eines Hallighauses trifft. Da die auf diesem Ansatz basierenden Untersuchungen nach CHEN ET AL. (2014) für regelmäßige

Wellen durchgeführt wurden, werden die zu untersuchenden Wellenparameter entsprechend angepasst.

6.7.2 Vorgehensweise

Im Folgenden werden die Untersuchungen von CHEN ET AL. (2014) verwendet, um eine Abschätzung der durch Wellenüberlauf verursachten Kräfte auf eine vertikale Wand zu erhalten. Dazu bestimmen CHEN ET AL. (2014) zunächst die Wellenauflaufhöhe R_u nach SCHÜTTRUMPF (2001):

$$R_u = 2,25 H \tanh(0,5 \xi_0) \quad (6.11)$$

mit:

$$\begin{aligned} R_u &= \text{Wellenauflaufhöhe} & [\text{m}] \\ x_0 &= \tan\alpha / (H_{m0}/L_{m-1,0})^{1/2} \text{ Brecherparameter} & [-] \\ H &= \text{Wellenhöhe} & [\text{m}] \end{aligned}$$

Im darauf folgenden Berechnungsschritt wird die ungehinderte Fließtiefe des Wellenüberlaufs d_{A0} mit der Formel (6.12) berechnet:

$$d_{A0} = 0,77H \left[1 - \frac{R_c}{2,25H \tanh(0,5 \xi_0)} \right] \quad (6.12)$$

mit:

$$\begin{aligned} d_{A0} &= \text{Ungehinderte Fließtiefe} & [\text{m}] \\ x_0 &= \tan\alpha / (H_{m0}/L_{m-1,0})^{1/2} \text{ Brecherparameter} & [-] \\ H &= \text{Wellenhöhe} & [\text{m}] \\ R_c &= \text{Freibordhöhe} & [\text{m}] \end{aligned}$$

Um den Einfluss einer Kronenmauer beziehungsweise der Wand des Warfthauses zu berücksichtigen, wird der nach CHEN ET AL. (2014) experimentell gewonnene Beiwert C_{tr} berechnet:

$$C_{tr} = 0,33 \cdot \ln\left(\frac{B_K}{L}\right) + 1,86 \quad (6.13)$$

mit:

$$\begin{aligned} C_{tr} &= \text{Beiwert} & [-] \\ B_K &= \text{Abstand Krone – Bauwerk} & [\text{m}] \\ L &= \text{Wellenlänge} & [\text{m}] \end{aligned}$$

Abbildung 6.27 stellt alle wichtigen Parameter der Untersuchungen nach CHEN ET AL. (2014) in einer Prinzipskizze dar.

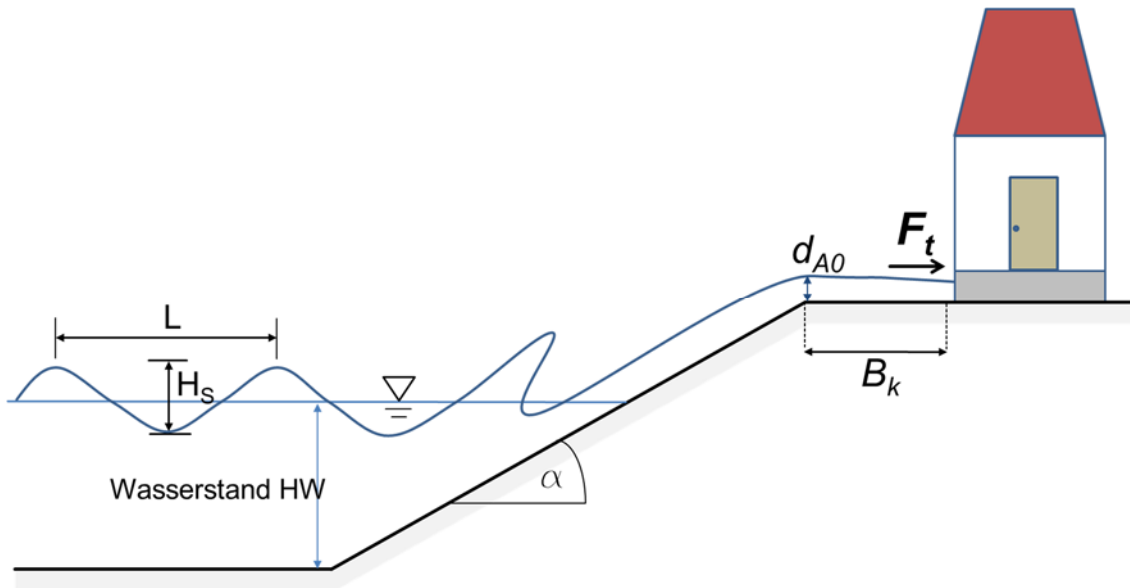


Abbildung 6.27: Auf eine Halligwarft übertragene Prinzipskizze zu den vorgestellten Untersuchungen nach CHEN ET AL. (2014)

Mit der Formel (6.14) lässt sich die maximale Wellenbelastung F_t infolge Wellenüberlauf auf eine vertikale Mauer berechnen:

$$\frac{F_t}{\rho_w g (d_{a0})^2} = 1,7 (C_{tr})^2 \cot a \exp\left(-3,08 \cot a \frac{B_K}{L}\right) \quad (6.14)$$

mit:

F_t	=	Maximale Gesamtanprallkraft	[N]
g	=	Gravitationskonstante	[m/s ²]
ρ_w	=	Dichte des Wassers	[kg/m ³]
d_{A0}	=	Ungehinderte Fließtiefe	[m]
α	=	Böschungsneigung	[°]
C_{tr}	=	Beiwert	[-]
B_K	=	Abstand Krone – Bauwerk	[m]
L	=	Wellenlänge	[m]

6.7.3 Ergebnisse

Langeneß West

In Abbildung 6.28 sind die maximale Wellendruckbelastung F_t und die mittleren Wellenüberlaufsraten q bei unterschiedlichen Böschungsneigungen in Abhängigkeit der Warfthöhe in m über NHN für Langeneß West dargestellt. Der Abstand des Gebäudes zur Warftkante beträgt 7 m und der Wasserstand entspricht einem BHW₁₀₀ (NHN +5,35 m). Als Seegangparameter wurden für die Berechnungen eine signifikante Wellenhöhe von 1,5 m und eine Wellenperiode von 4 s angesetzt. Der Wert der signifikanten Wellenhöhe ist damit größer als die maximale Wellenhöhe, die im numerischen Modell berechnet wurde. Da diese Untersuchungen von CHEN ET AL. (2014) jedoch für regelmäßige Wellen durchgeführt worden sind, ist diese größere Wellenhöhe bewusst gewählt, um die maximale

Wellenbelastung zu ermitteln. Bei einem Verhältnis $H_{max}/H_s = 1,87$ entspricht der untersuchte Wert der Wellenhöhe von 1,5 m in etwa dem Wert von H_{max} bei einer signifikanten Wellenhöhe H_s von 0,80 m.

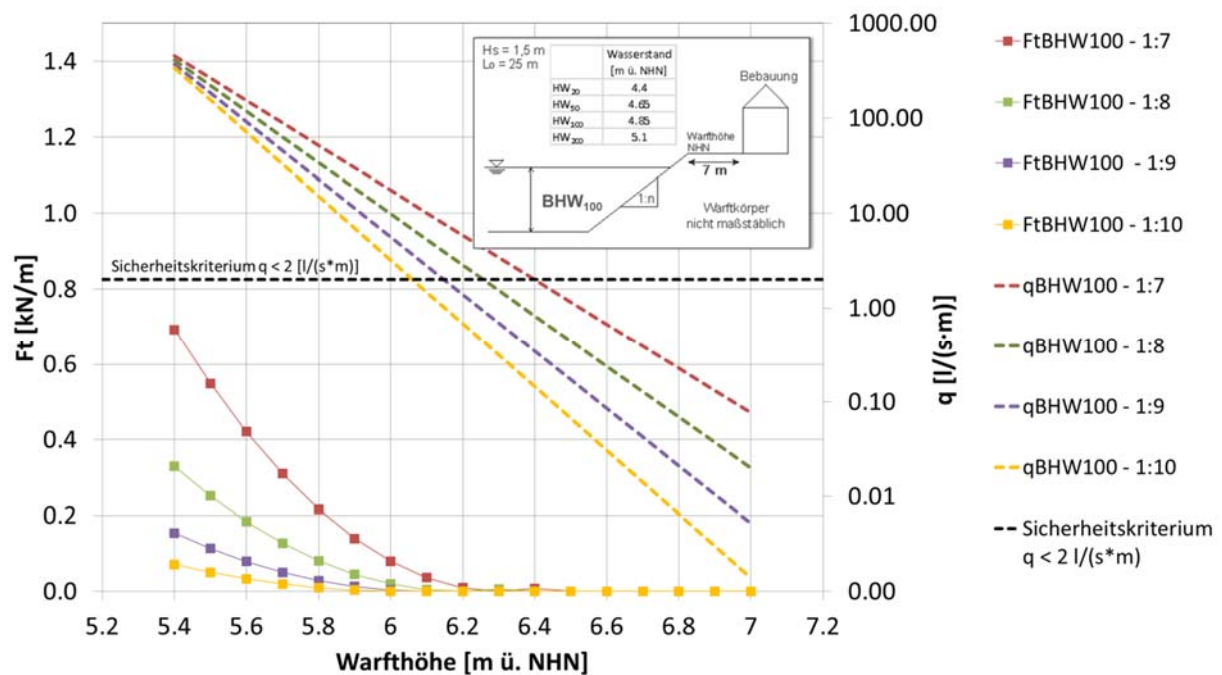


Abbildung 6.28: Maximale Wellendruckbelastung F_t und mittlere Wellenüberlaufsraten q bei unterschiedlichen Böschungsneigungen bei einem Abstand Gebäude - Warfkante von 7 m für Langeneß West bei einem BHW₁₀₀ (NHN + 5,35 m)

Abbildung 6.28 zeigt deutlich die Abhängigkeit der Wellendruckbelastung von der Böschungsneigung. Während bei einer Böschungsneigung von 1:7 und einer Warfthöhe von NHN + 5,4 m beziehungsweise Freibordhöhe von 0,05 m noch eine maximale Wellendruckbelastung von 0,69 kN/m erreicht wird, beträgt der Wert für eine Neigung von 1:10 bei gleicher Warfthöhe nur noch 0,07 kN/m. Außerdem verringert sich mit zunehmender Warfthöhe und damit größer werdender Freibordhöhe die maximale Wellendruckbelastung. Ab einer Warfthöhe von NHN + 5,9 m, die beim BHW₁₀₀ einer Freibordhöhe von 0,55 m entspricht, ist die maximale Wellendruckbelastung bei allen untersuchten Wartneigungen geringer als 0,2 kN/m. Die mittlere Wellenüberlaufsraten q unterschreitet bei einer Böschungsneigung von 1:8 und den gegebenen Seegangsbedingungen den Wert von $q < 2 \text{ l/(s}\cdot\text{m)}$ allerdings erst ab einer Warfthöhe von NHN + 6,30 m.

Hooge

In Abbildung 6.29 sind die maximalen Wellendruckbelastungen F_t und mittleren Wellenüberlaufsraten q bei unterschiedlichen Böschungsneigungen für Hooge in Abhängigkeit der Warfthöhe in m über NHN dargestellt. Der Abstand vom Gebäude zur Warfkante beträgt 7 m und der Wasserstand entspricht einem BHW₁₀₀ (NHN + 5,25 m). Als Seegangparameter wurden wie bei den vorherigen Berechnungen für Langeneß West eine signifikante Wellenhöhe von 1,5 m und eine Wellenperiode von 4 s angesetzt.

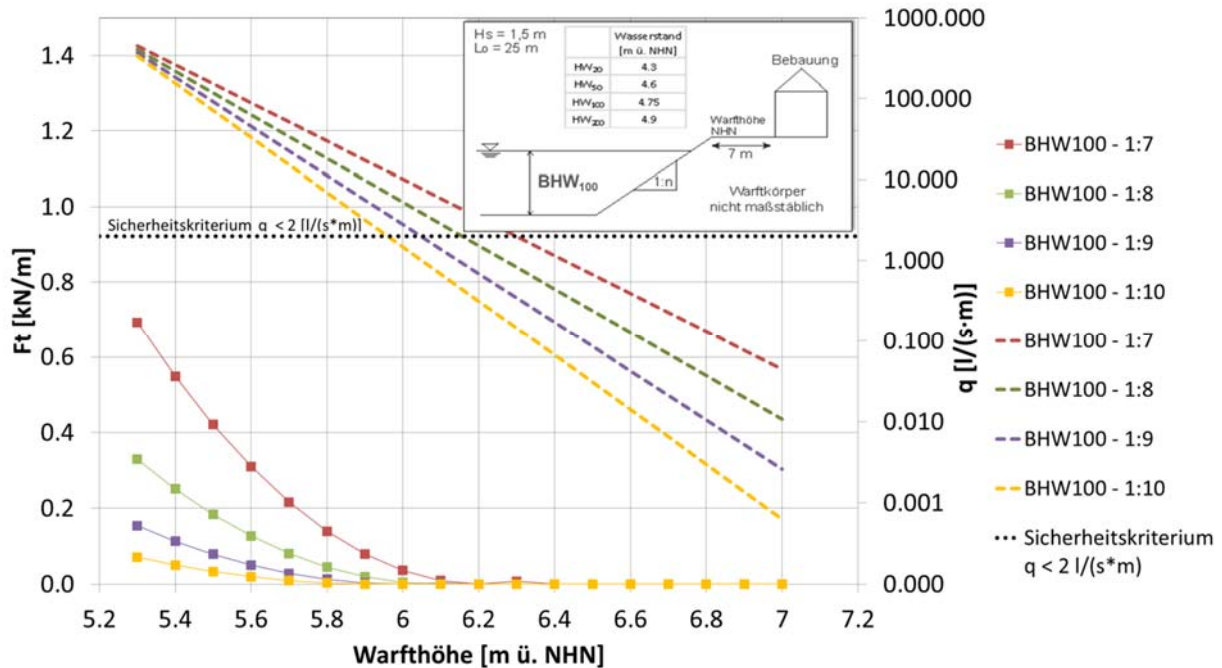


Abbildung 6.29: Maximale Wellendruckbelastung F_t und mittlere Wellenüberlaufquote q bei unterschiedlichen Böschungsneigungen bei einem Abstand Gebäude - Warfkante von 7 m für Hooge bei einem BHW₁₀₀ (NHN + 5,25 m)

Auch hier wird die Abhängigkeit der maximalen Wellendruckbelastung von der Böschungsneigung sowie der Warfthöhe deutlich. Bei einer Warfthöhe von NHN + 5,4 m beziehungsweise Freibordhöhe von 0,15 m während eines BHW₁₀₀ beträgt die maximale Wellendruckbelastung 0,55 kN/m bei einer Böschungsneigung von 1:7. Bei einer Böschungsneigung von 1:10 beträgt diese bei gleicher Höhe lediglich 0,05 kN/m.

Nordstrandischmoor

Abbildung 6.30 zeigt die maximale Wellendruckbelastung F_t und mittleren Wellenüberlaufquote q bei unterschiedlichen Böschungsneigungen für Nordstrandischmoor unter den Wasserstandsbedingungen eines BHW₁₀₀ (NHN + 5,90 m). Der Abstand des Gebäudes zur Warfkante beträgt 7 m. Die bei diesen Berechnungen angesetzte signifikante Wellenhöhe beträgt ebenfalls 1,5 m und die Wellenperiode 4 s. Bei einer Warfthöhe von NHN + 6 m beziehungsweise Freibordhöhe von 0,10 m während eines BHW₁₀₀ beträgt die maximale Wellendruckbelastung 0,62 kN/m bei einer Böschungsneigung von 1:7. Bei einer Böschungsneigung von 1:10 beträgt diese bei gleicher Höhe lediglich 0,06 kN/m. Ab einer Warfthöhe von NHN + 6,4 m ist die maximale Wellendruckbelastung bei allen untersuchten Warftheigungen geringer als 0,2 kN/m. Dies entspricht auf Nordstrandischmoor einer Freibordhöhe von 0,50 m bei einem BHW₁₀₀. Die mittlere Wellenüberlaufquote q unterschreitet bei einer Böschungsneigung von 1:8 und den gegebenen Seegangsbedingungen den Wert von $q < 2 \text{ l/(s}\cdot\text{m)}$ allerdings erst ab einer Warfthöhe von NHN + 6,90 m. Dabei ist darauf hinzuweisen, dass bei diesen Berechnungen mit der EurOtop-Formel (vgl. Formel (6.1)) die signifikante Wellenhöhe von 1,5 m deutlich höher angesetzt ist als zu erwarten wäre. Bei einer signifikanten Wellenhöhe von 1 m hingegen wird eine mittlere Wellenüberlaufquote von $q < 0,2 \text{ l/(s}\cdot\text{m)}$ bereits bei einer Warfkronenhöhe von NHN + 6,5 m erreicht.

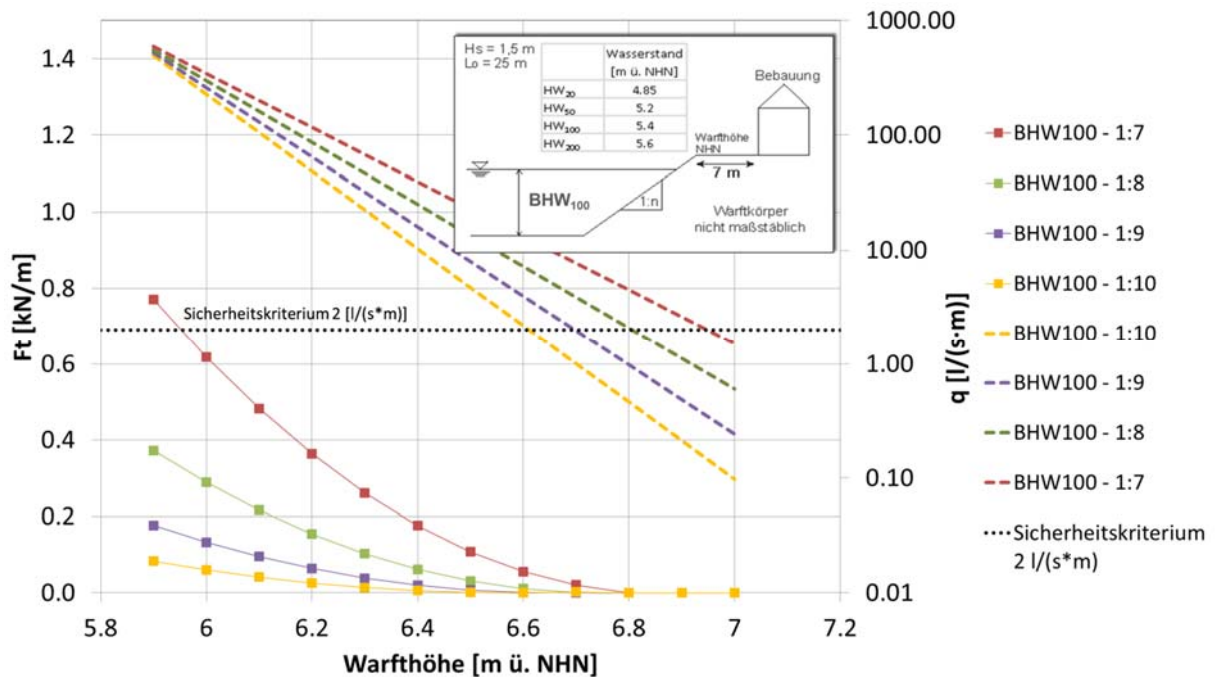


Abbildung 6.30: Maximale Wellendruckbelastung F_t und mittlere Wellenüberlaufzeiten q bei unterschiedlichen Böschungsneigungen bei einem Abstand Gebäude - Warftkante von 7 m für Nordstrandischmoor bei einem BHW₁₀₀ (NHN + 5,90m)

6.7.4 Zwischenfazit

Die Untersuchungen haben gezeigt, dass die Wellenbelastung bei Gebäuden auf Warften ohne Ringdeich stark abhängig von der Warfthöhe sowie der Böschungsneigung ist. Da generell ein Schutzstreifen mit einer Breite von 7 m zwischen der Warftkante und dem Gebäude vorgesehen ist, wurden Abbildung 6.28 bis Abbildung 6.30 für diesen Abstand berechnet. Bei den berechneten maximalen Wellendruckbelastungen mit einem Schutzstreifen von 7 m ist demnach die Dichtigkeit der Häuser von größerer Bedeutung. Zur Veranschaulichung sind in Abbildung 6.31 die maximalen Wellendruckbelastungen F_t und die mittleren Wellenüberlaufzeiten q bei einer Böschungsneigung von 1:8 bei variablem Abstand zwischen dem Gebäude und der Warftkante für Langeneß West während eines HW₂₀₀ (NHN + 4,85 m) dargestellt. Bei einer Warfthöhe von NHN + 5,5 m und einer Neigung von 1:8 beträgt demnach die maximale Wellendruckbelastung F_t bei einem Abstand zwischen Warftkante und dem Gebäude von 2 m ca. 11 kN/m. Bei Abständen von 4 m und 7 m verringern sich die maximalen Wellendruckbelastungen F_t auf ca. 2 kN/m beziehungsweise 0,10 kN/m.

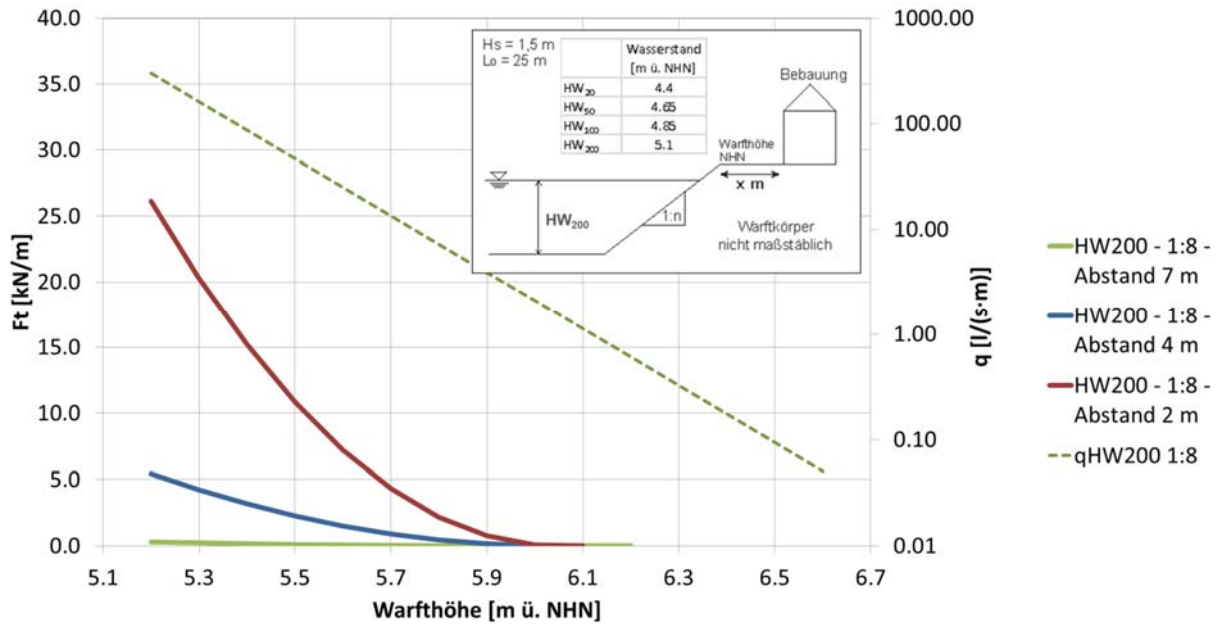


Abbildung 6.31: Maximale Wellendruckbelastung F_t und mittlere Wellenüberlaufraten q bei einer Böschungsneigung von 1:8 bei variablem Abstand Gebäude – Warftkante für Langeneß West für ein HW_{200}

Nach DIN 1055-4 befinden sich die Halligen in der Windzone 4, in der mit einer Windgeschwindigkeit von $v_{ref} = 30$ m/s und einem zugehörigen Geschwindigkeitsdruck von $q_{ref} = 0,56$ kN/m² bundesweit die höchsten Werte maßgebend sind. In Abbildung 6.32 ist der mittlere Geschwindigkeitsdruck in kN/m² in Abhängigkeit der mittleren Windgeschwindigkeit in m/s dargestellt. Eine zulässige Gesamtbelastung der Hallighäuser, die sich aus der Windlast und der Wellendruckbelastung ergibt, sollte in weiteren Untersuchungen bestimmt werden.

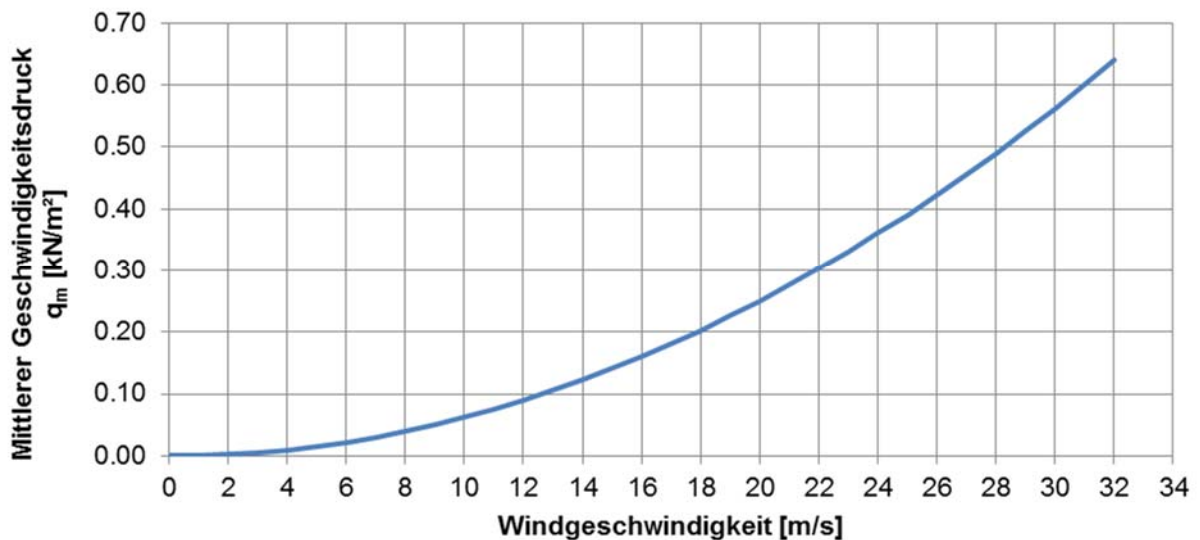


Abbildung 6.32: Mittlerer Geschwindigkeitsdruck in kN/m² in Abhängigkeit der mittleren Windgeschwindigkeit in m/s

6.8 Zusammenfassung und Zwischenfazit

Ziel dieses Kapitels war es, ein belastbares Sicherheitskriterium für Halligwarften zu entwickeln. Mit diesem Sicherheitskriterium soll die Vulnerabilität der Warften ermittelt werden und trotz der sehr unterschiedlich aufgebauten Warftkörper eine Vergleichbarkeit der jeweiligen Gefährdung infolge von Sturmflutereignissen ermöglicht werden. Auf Grundlage der vorgestellten instationären Berechnungen der Wassertiefen auf den Warften während verschiedener Sturmflutereignisse (vgl. Kapitel 6.4) wurde in Abstimmung mit dem LKN.SH das vorgestellte Sicherheitskriterium für Halligwarften aufgestellt, das an die speziellen Gegebenheiten der Warften angepasst ist und von den Bewohnern der Halligen akzeptiert wird. Mit ihm können sowohl Priorisierungen von durchzuführenden Maßnahmen an den Warften erfolgen als auch die Wirksamkeiten unterschiedlicher Maßnahmen evaluiert werden. Das Sicherheitskriterium wird durch die Wassertiefe h_{Warft} beschrieben, die sich durch Wellenüberlauf beziehungsweise Überströmen im Verlauf einer Sturmflut auf der Warft einstellen kann. In Abhängigkeit der Wahrscheinlichkeit eines Sturmflutereignisses erfolgt eine Abstufung der jeweils zulässigen Grenzwassertiefen $h_{Warft,max}$ für ein HW₂₀, HW₅₀, HW₁₀₀ und HW₂₀₀. Die Überprüfung dieses Sicherheitskriteriums hat ergeben, dass bei den verwendeten Referenzwasserständen des IAWG viele der untersuchten Warften die Kriterien nicht erfüllen und Maßnahmen zur Erhöhung der Hochwassersicherheit erforderlich sind. Unsicherheiten bestehen weiterhin bei den verwendeten Referenzwasserständen des IAWG und der geringen Datengrundlage zur Kalibrierung des Seegangmodells. Durch die Verwendung der niedrigsten Kronenhöhe pro Richtungsklasse ist jedoch eine zusätzliche Sicherheit in den Berechnungen enthalten. In einem weiteren Schritt werden für ausgewählte Warften unter Berücksichtigung eines Klimazuschlags von 0,5 m Vorschläge zur Erhöhung der derzeitigen Hochwassersicherheit erarbeitet. Diese Maßnahmen stellen allerdings keine endgültige Bemessung dieser Warften dar, da keine geotechnischen Aspekte berücksichtigt werden. Die zusätzliche Sicherheit, die sich bei der Überprüfung der Sicherheitskriterien durch die Verwendung des niedrigsten Warftprofils pro Richtungsklasse ergeben hat, ist bei der Überprüfung der Sicherheitskriterien der vorgeschlagenen Maßnahmen nicht mehr gegeben, da die Ringdeichhöhe in den Berechnungen jeweils die gleiche Höhe aufweist und keine höheren Abschnitte existieren.

Da das aufgestellte Sicherheitskriterium bei der klassischen Warftform ohne Ringdeich nur bedingt einsetzbar ist, wurden für diese Warftform Untersuchungen vorgestellt, bei denen die maximale Wellendruckbelastung infolge von Wellenüberlauf mittels physikalischer Modellversuche nach CHEN ET AL. (2014) ermittelt worden ist (vgl. Kapitel 6.7). Die Berechnungen zeigen, dass ein Schutzstreifen von 7 m zwischen Warftkrone und Warfthaus die maximale Wellendruckbelastung ausreichend verringert. Außerdem kann in Abhängigkeit der Warfthöhe die maximale Wellendruckbelastung während eines BHW₁₀₀ bestimmt werden und so die erforderliche Warfthöhe ermittelt werden.

7 Entwicklung von alternativen Küstenschutz- und Bewirtschaftungsstrategien

7.1 Einführung

Im Rahmen des BMBF-Projektes ZukunftHallig wurden zwei Zukunftworkshops auf den Halligen Hooge und Langeneß unter der Leitung des Instituts für Soziologie, Lehrstuhl Technik und Organisationssoziologie (IfS) der RWTH Aachen University durchgeführt. Das IfS lud zu diesen Workshops sowohl auf die Hallig Hooge am 17.06.2013 als auch auf die Hallig Langeneß am 18.06.2013 ein (HÄUßLING & ZIESEN, 2014). Ziel der Workshops war es, die Halligbewohner und die beteiligten Wissenschaftler zusammenzubringen und Raum für einen Dialog zu schaffen. Hierbei sollte es zu einem Austausch des fachlichen Wissens und der bereits gewonnenen Erkenntnisse aus dem Projekt seitens der Wissenschaftler mit den Erfahrungen und Wünschen der Bewohner kommen. Aus diesem Austausch ist eine Ideensammlung entstanden, die potentielle zukünftige Küstenschutzmaßnahmen hervorbringt. Dies ist einerseits technisch innovativ und stößt andererseits auf die Akzeptanz der Halligbewohner. In Abbildung 7.1 ist der Arbeitsablauf zwischen dem IfS und dem Institut für Wasserbau und Wasserwirtschaft (IWW) der RWTH Aachen University dargestellt.

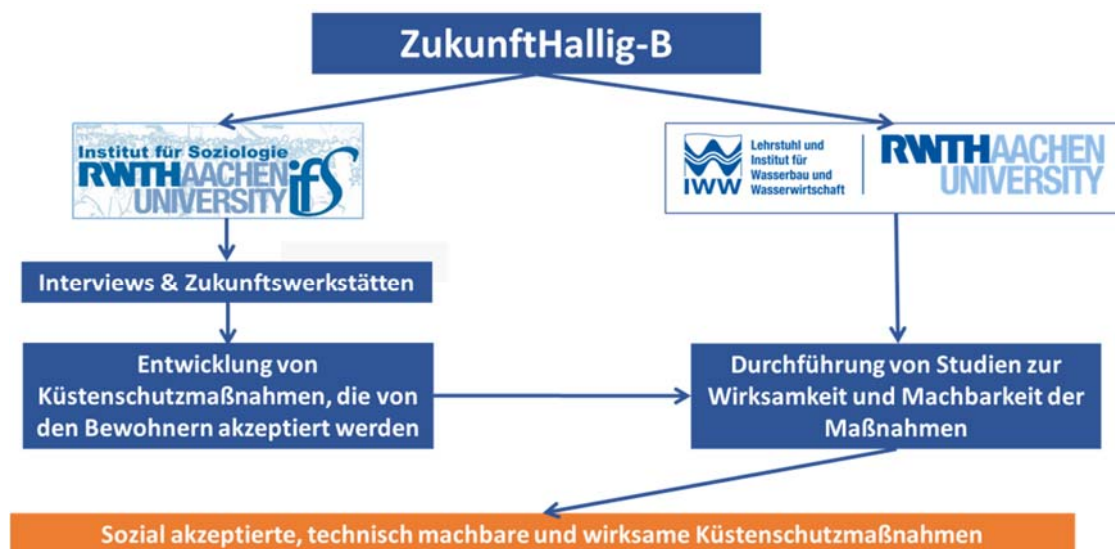


Abbildung 7.1: Kooperation zwischen dem IfS und dem IWW der RWTH Aachen University innerhalb des Teilprojektes ZukunftHallig-B

Während dieser Workshops entstand ein umfangreicher Katalog an Ideen für zukünftige Maßnahmen des Küstenschutzes auf den Halligen. Im Folgenden befasst sich dieses Kapitel mit der wasserbaulichen Bewertung ausgewählter Maßnahmen dieses Ideenkatalogs. Dabei beschränkt sich die hier gezeigte Untersuchung auf die in der Tabelle 7.1 dargestellten Ideen für Küstenschutzmaßnahmen. Die Reihenfolge entspricht der Priorisierung der Bewohner auf Hooge und Langeneß.

Tabelle 7.1: Von den Bewohnern ausgewählte Ideen für zukünftige Küstenschutzmaßnahmen zur weiteren Untersuchung

Rang	Hooge	Langeneß
1	Verbindung/Bepflanzung der Außensände	Abflachung des Warftprofils
2	Raupflasterung der Warften	Hydraulische Warft
3	Mobiler Deichschlauch	Aufwartung/Anhebung der Häuser
4	Ringdeich um die Warft	Errichtung geeigneter Schutzräume
5	Hydraulische Hochwasserschutzwand	Eindeichung des Wattenmeeres

7.2 Beschreibung der Ideen der Zukunftworkshops

In den folgenden Kapiteln 7.2.1 bis 7.2.9 erfolgt eine Beschreibung der im Rahmen der Zukunftworkshops auf Hooge und Langeneß entwickelten Ideen für zukünftige Küstenschutzmaßnahmen für die Halligen. Die Beschreibung der hydrodynamischen Wirksamkeit der zukünftigen Küstenschutzmaßnahmen bezieht sich dabei auf die folgenden Parameter:

- Wasserstand,
- Seegang,
- Wellenüberlauf.

Die hydrodynamische Wirksamkeit einer Maßnahme ist gegeben, wenn eine Dämpfung des Seegangs und/oder eine Verringerung des Wasserstandes am Fuß der Warft erreicht werden. Zur Bewertung der hydrodynamischen Wirksamkeit werden einzelne Maßnahmen im numerischen Modell (Delft3D) umgesetzt und ihre Wirkung auf den Seegang simuliert. Die Beschreibung der jeweiligen Machbarkeit der zukünftigen Küstenschutzmaßnahmen bezieht sich im Gegensatz dazu auf die folgenden Aspekte:

- Betriebssicherheit,
- Bauaufwand,
- Landschaftsbild,
- Naturschutz.

Da die zu untersuchenden zehn Maßnahmen von den Halligbewohnern selbst entwickelt und für weitere Untersuchungen vorgeschlagen worden sind, ist von einer allgemeinen Akzeptanz der Maßnahmen auszugehen. Aus diesem Grund wird eine weitere Bewertung der Akzeptanz nicht vorgenommen. Als ein vergleichbares Kriterium für die hydrodynamische Wirksamkeit der Maßnahmen wird der Einfluss auf die Wellenüberlauftrate dargestellt. Dieser wird basierend auf den Formeln für die Berechnung der Wellenüberlauftrate bei Belastung durch Wellenspektren des EurOtop-Manuals (PULLEN ET AL., 2007) berechnet (vgl. Formel (6.1)).

7.2.1 Bepflanzung und Verbindung der Außensände

Das Hoogeloch teilt die westlich von der Hallig Hooge gelegenen Sandplatten Japsand und Norderoogsand (vgl. Abbildung 2.17). Es besitzt eine Nord-Süd-Ausdehnung von ca. 1,2 km und eine mittlere Tiefe von NHN -2 m. In diesem Kapitel wird untersucht, inwiefern eine Schließung des Hoogeloches das Seegangsklima im Wattenmeer und auf den Halligen beeinflusst (vgl. Abbildung 7.2). Die hydrodynamische Wirksamkeit des Hoogeloches wird dafür zunächst an einem

Untersuchungsprofil untersucht. Im nächsten Schritt werden dann die Auswirkungen einer Sandaufspülung beziehungsweise Schließung des Hoogeloches quantifiziert.

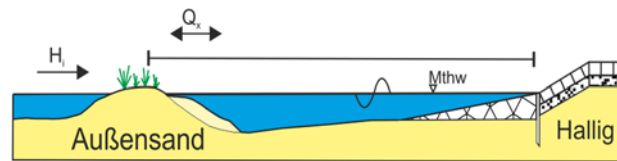


Abbildung 7.2: Schematische Darstellung der Bepflanzung und Verbindung der Außensände

Für die Berechnung der hydrodynamischen Wirksamkeit dieser Maßnahme wird die auf Hallig Hooge gelegene Hanswarft verwendet. Von dieser verläuft ein Untersuchungsprofil ca. 6 km nach Südwesten bis zum Hoogeloch. Der Referenzzustand, die Darstellung des Untersuchungsprofils sowie die Umsetzung der Sandaufspülung im Bereich des Hoogeloches sind in Abbildung 7.3 dargestellt.

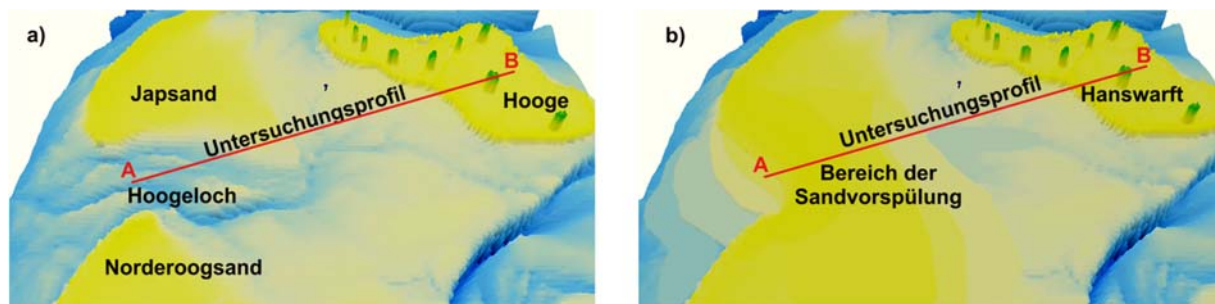


Abbildung 7.3: Referenzzustand und Darstellung des Untersuchungsprofils (a) und Sandaufspülung im Bereich des Hoogelochs im numerischen Modell (b)

Der Startpunkt A des Untersuchungsprofils (vgl. Abbildung 7.3) liegt in einer Höhe von NHN -2 m im Hoogeloch zwischen den beiden Sandplatten Japsand und Norderoogsand. Die Geländehöhe des Profils bleibt auf den ersten 2,5 km unterhalb von NHN (vgl. Abbildung 7.4). Das Profil durchquert zwischen den Profilstationen 2500 m und 3200 m den südlichen Rand des Japsandes. Aus diesem Grund steigt das Höhenniveau bis auf NHN +1 m an. Im Bereich zwischen dem Rand des Japsandes und der Hallig Hooge (Profilstation 5150 m) liegt die Höhe des Wattenmeeres etwa auf dem Niveau des NHN. Die Hanswarft befindet sich in einer Entfernung von ca. 500 m hinter dem Regionaldeich auf Hooge (vgl. Abbildung 7.4 unten). Zur Bestimmung der maßgebenden Seegangs- und Windrichtung werden die signifikanten Wellenhöhen und mittleren Wellenperioden für den Bemessungswasserstand BHW_{200} von NHN +5,40 m entlang des gezeigten Untersuchungsprofils ausgewertet. Die verwendeten Bemessungswasserstände setzen sich aus dem HW_{200} und einem Klimazuschlag von 0,5 m zusammen und basieren auf den regionalisierten Referenzwasserständen des IAWG (vgl. Tabelle 2.4). Aus Abbildung 7.4 geht hervor, dass die Wellenhöhen und -perioden für die Richtungen 240° und 270° nahezu gleich verlaufen. Für eine Windrichtung von 300° sind die Wellenhöhen und -perioden im Bereich des Wattenmeeres zwischen den Profilstationen 1000 m bis 3000 m um bis zu 0,25 m beziehungsweise 0,5 s geringer. Aus diesem Grund wird die Seegangs- und Windrichtung von 270° für diese Untersuchung als maßgebend definiert. Im Referenzzustand wird der einlaufende Seegang durch die Außensande vom Startpunkt A des Untersuchungsprofils kontinuierlich bis zur Profilstation 3200 m abgeschwächt. Beim untersuchten Bemessungswasserstand BHW_{200} findet eine Reduzierung der signifikanten Wellenhöhen von 2,9 m auf 1,8 m

(38 %) und bei den mittleren Wellenperioden von 5,3 s auf 3,9 s (26 %) statt. Bis zum Erreichen der Kante der Hallig Hooge ändern sich die Wellenhöhen und Wellenperioden nicht signifikant. Am Regionaldeich verringern sich die Wellenhöhen und -perioden weiter um 0,4 m und 0,2 s. Die ausführlichen Ergebnisse dieser Untersuchungen sind in DERKSEN (2013) zu finden.

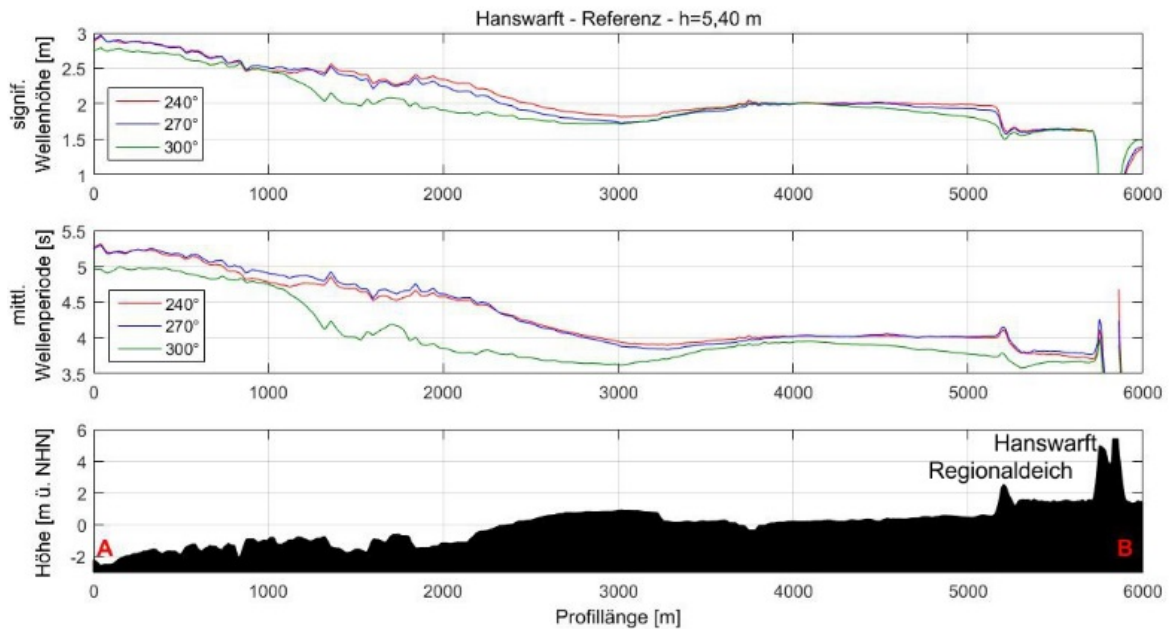


Abbildung 7.4: Referenzzustand für die Seegangs- und Windrichtungen 240°, 270° und 300° und den Bemessungswasserstand BHW_{200} von $NHN + 5,40$ m

Für die numerischen Untersuchungen der hydrodynamischen Wirksamkeit der vorgestellten Maßnahme wird am Referenzzustand (vgl. Abbildung 7.3 a) eine Verbindung der beiden Außensande durchgeführt. Die Ergebnisse der Seegangssimulationen nach Durchführung der Maßnahme und der Referenzzustand sind in Abbildung 7.5 dargestellt. Vor allem im Bereich des aufgefüllten Hoogeloches vom Profilstartpunkt A bis zur Profilstation 2500 m ist ein deutlicher Einfluss auf die Seegangparameter festzustellen. Im Bereich der Profilstation 1700 m wird die maximale Geländehöhe der Sandaufspülung mit $NHN + 2$ m erreicht. Aus diesem Grund befinden sich dort die geringsten Wellenhöhen und kürzesten Wellenperioden. Die signifikanten Wellenhöhen und mittleren Wellenperioden für den Bemessungswasserstand BHW_{200} ($NHN + 5,40$ m) werden dort um 0,8 m (35 %) und 1,13 s (24 %) reduziert. Im Anschluss an diesen modifizierten Bereich findet eine Vergrößerung der Wellenhöhen und Wellenperioden statt. Nach einer Distanz von 1500 m erreichen die Seegangparameter wieder die Werte des Referenzzustandes.

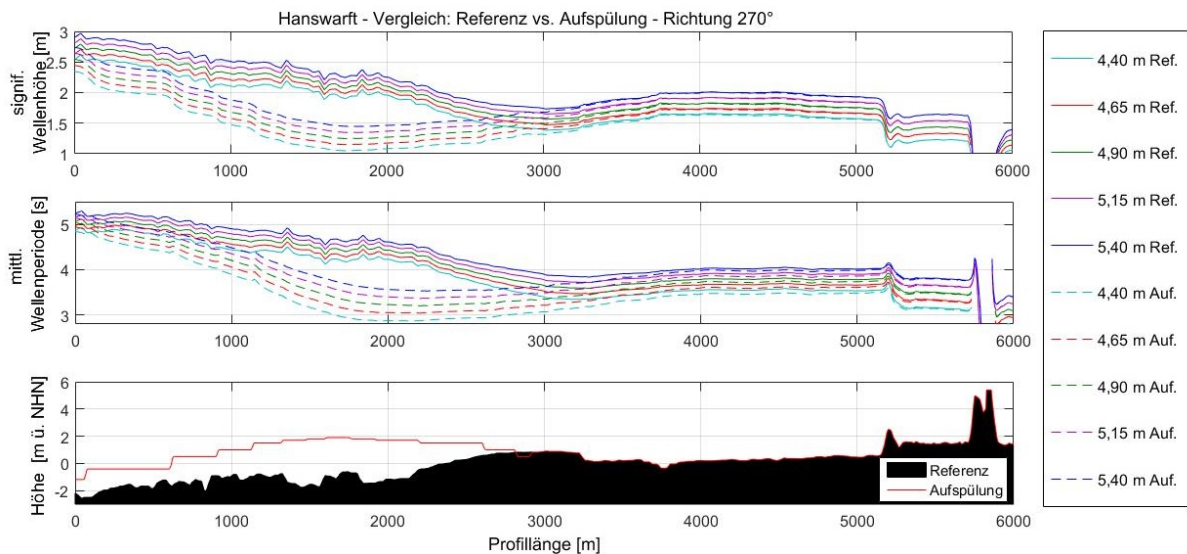


Abbildung 7.5: Wirkung der Sandaufspülung im Vergleich zum Referenzzustand bei Wasserständen von NHN +4,40 m bis NHN +5,40 m (BHW₂₀₀)

Aus den Ergebnissen geht hervor, dass durch eine Auffüllung des Hoogeloches eine Beeinflussung der signifikanten Wellenhöhe und mittleren Wellenperiode weder auf der Hallig noch am Warftfuß der Hanswarft erreicht wird. Der wesentliche Grund liegt in der etwa 4 km großen Entfernung zwischen der Schließung des Hoogeloches und der Hanswarft. Dementsprechend ist die vorhandene Fetchlänge ausreichend, um die Seegangparameter wieder auf ihre ursprüngliche Größe anwachsen zu lassen.

Das für diese Maßnahme benötigte Sandvolumen zur Füllung des Hoogeloches beträgt ca. 3,7 Mio. m³. Die jährliche Sandersatzmenge an der Westküste der Insel Sylt beläuft sich auf ca. 1 Mio. m³ bei einem Kostenvolumen von etwa 6 Mio. € (LKN.SH, 2014). Die Umsetzung dieser Maßnahme erfordert somit mehr als das dreifache Sandvolumen und verursacht Gesamtkosten von etwa 18 Mio. €. Aufgrund der nicht nachweisbaren hydrodynamischen Wirksamkeit und der großen technischen Herausforderung wird diese Maßnahme als nicht geeignet eingestuft.

7.2.2 Raupflasterung der Warften

Bei dieser zu untersuchenden Maßnahme werden die Warftböschungen mit Deckwerken versehen beziehungsweise Rauheitselemente an der Warftböschung aufgebracht (Abbildung 7.6). Hierzu werden anstelle der aktuell zumeist mit Gras bewachsenen Böschungen Steine oder Blöcke verbaut. Das Ziel dieser Maßnahme ist es, mehr Wellenenergie auf der Warftböschung zu dissipieren und so den Wellenüberlauf zu reduzieren. Die hydrodynamische Wirksamkeit der Rauheitselemente ist abhängig von deren Größe sowie dem Abstand der Elemente zueinander (PULLEN ET AL., 2007). Abbildung 7.7 zeigt den Einfluss der Rauheit auf die relative Wellenüberlaufquote am Beispiel eines einfachen Warftprofils. So kann beim Einsatz eines Basaltdeckwerkes die Wellenüberlaufquote von 15,5 l/(s·m) um ca. 30 % auf 10,5 l/(s·m) im Vergleich zur Warft mit einer Grasoberfläche verringert werden. Mit Hilfe von Rauheitselementen oder einer aufgetragenen Elastocoast[®]-Deckschicht kann die Wellenüberlaufquote noch weiter reduziert werden.

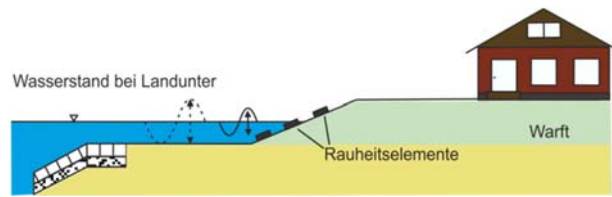


Abbildung 7.6: Schematische Darstellung der Raupflasterung einer Warft

Hauptkritikpunkt an dieser Maßnahme ist der starke Eingriff in das Landschaftsbild der Halligen. Die Halligen würden ihr grünes Landschaftsbild dauerhaft verlieren und die teilweise denkmalgeschützten Warften als Fremdkörper auf der Hallig wahrgenommen werden. Vor diesem Hintergrund muss der Schutzstatus durch das UNESCO-Weltnaturerbe berücksichtigt werden. Vorteil dieser Maßnahme sind die hohe Betriebssicherheit und die fundierten Kenntnisse über Bau und Bewirtschaftung der Raupflasterung.

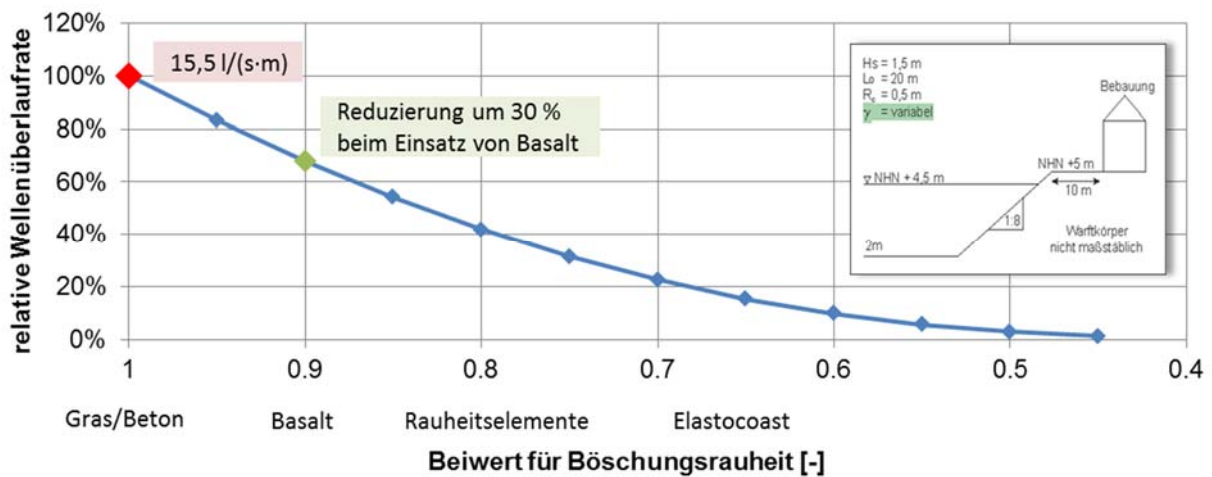


Abbildung 7.7: Einfluss der Rauheit auf die relative Wellenüberlauftrate in Bezug auf das dargestellte Referenzprofil

7.2.3 Mobiler Deichschlauch

Im Folgenden wird die Möglichkeit des Einsatzes eines Deichschlauches als Hochwasserschutz untersucht. In Abbildung 7.8 ist die Umsetzung dieser Variante schematisch dargestellt. Aufgrund der Tatsache, dass im Falle einer Sturmflut nur die Bewohner der jeweiligen Warft für den Aufbau des Systems zur Verfügung stehen, muss ein schneller selbstständiger Aufbau möglich sein.

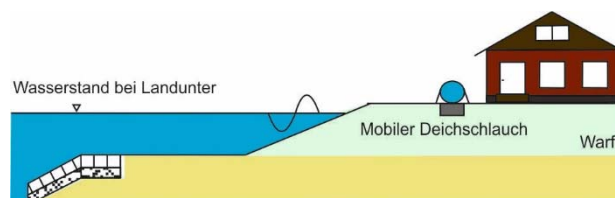


Abbildung 7.8: Schematische Darstellung des Einsatzes eines Deichschlauches

Im Bereich der Warftkante wird hierzu ein Graben ausgehoben, in den der Deichschlauch eingelassen wird. Der Schlauch muss im Sturmflutfall mit Wasser über Pumpen rechtzeitig gefüllt werden. Um einen zuverlässigen Hochwasserschutz gewährleisten zu können, muss ein redundantes Pumpen-

und Zuleitungssystem installiert werden. Vor den Zuleitungen werden Gitter angebracht, um eine Verstopfung des Systems zu verhindern. Bei der Betrachtung der Wirkung auf die relative Wellenüberlaufrate wird der mobile Deichschlauch als Kronenmauer betrachtet, da für einen mobilen Deichschlauch bislang keine durch physikalische Modellversuche abgesicherten Ergebnisse vorliegen. Die Ergebnisse dieser Untersuchung sind in Abbildung 7.9 dargestellt.

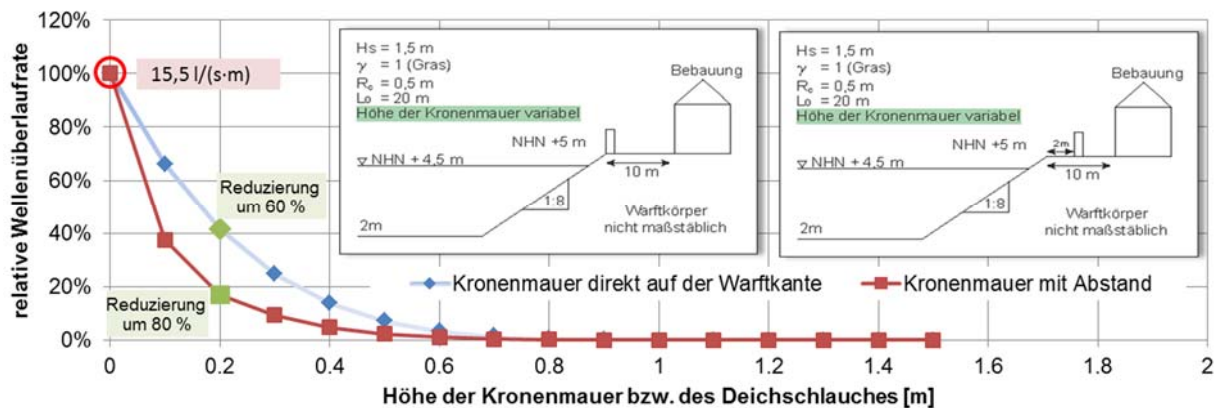


Abbildung 7.9: Einfluss einer Kronenmauer bzw. eines Deichschlauches auf die relative Wellenüberlaufrate

Die Ergebnisse zeigen, dass zum einen die Höhe des Deichschlauches zum anderen aber auch die Entfernung des Deichschlauches zur Warftkante von Bedeutung ist. Beim gegebenen Profil reduziert ein 0,2 m hoher Deichschlauch in zwei Metern Abstand zur Warftkante die Wellenüberlaufrate um 80 %. Ein Deichschlauch, der sich direkt auf der Warftkante befindet, reduziert hingegen die Wellenüberlaufrate des gegebenen Warftprofils um 60 % auf 6,5 l/(s·m).

Der Hauptkritikpunkt an diesem System ist die Betriebssicherheit, da das System fehleranfällig ist und sowohl die Pumpen als auch die Schläuche selbst im Sturmflutfall versagen könnten. Während eines Eiswinters können Eisschollen oder anderes Treibgut die aufgepumpten Schläuche beschädigen. Die Kosten für den Aushub hingegen sind kalkulierbar. Da es keine Referenzprojekte gibt, müssten vorab Versuche zum Aufbau und Einsatz eines solchen Systems auf einer Warft durchgeführt werden. Durch die Ausführung der Hochwasserschutzwand als mobiler Schlauch wird das Landschaftsbild im Normalfall nur geringfügig beeinträchtigt. Der Schlauch ist lediglich während einer Sturmflut zu sehen, da er ansonsten im Boden versenkt wird.

Aufgrund der Kongruenz wird an dieser Stelle zusätzlich die Alternative einer aufklappbaren Hochwasserschutzwand dargestellt (vgl. Abbildung 7.10). Auch diese bedingt im Normalfall keinen starken Eingriff in das Landschaftsbild. Das System muss von den Warftbewohnern selbst aufgeklappt und gesichert werden. Die bei Sturmfluten vorherrschenden Windverhältnisse erschweren diese Arbeit und stellen eine erhebliche Gefahr dar (vgl. Abbildung 6.32). Aus diesem Grund muss der Aufbau rechtzeitig vor dem Sturmflutereignis erfolgen. Zudem ist ein mobiles Hochwasserschutzsystem nur auf Warften einsetzbar, auf denen ausreichend Bewohner für den Aufbau zur Verfügung stehen.

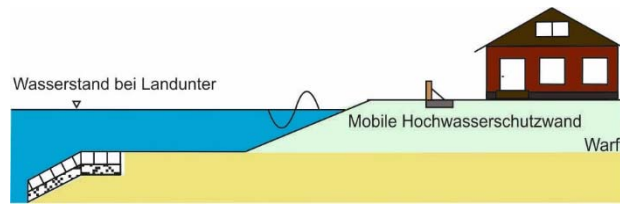


Abbildung 7.10: Schematische Darstellung des Einsatzes einer mobilen Hochwasserschutzwand auf einer Warft

7.2.4 Ringdeich als Wellenbrecher vor der Warft

In diesem Kapitel werden sowohl die Möglichkeit der technischen Umsetzung als auch die hydrodynamische Wirksamkeit eines Ringdeiches untersucht, der um die Warft errichtet wird. Abbildung 7.11 veranschaulicht schematisch die Umsetzung dieser Maßnahme.

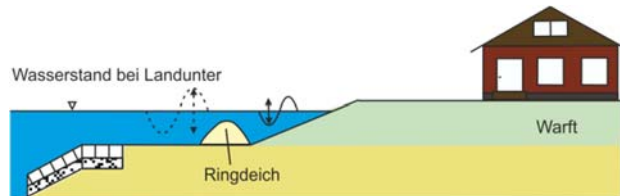


Abbildung 7.11: Schematische Darstellung eines Ringdeiches um die Warft

An einem Untersuchungsprofil wird die hydrodynamische Wirksamkeit von Ringdeichen auf der Halligfläche untersucht. Das Profil verläuft vom Fuß der Christianswarft auf Langeneß ca. einen Kilometer in Richtung Südwesten (vgl. Abbildung 7.12). Der Profilanfangspunkt A (vgl. Abbildung 7.13) befindet sich auf dem Halligvorland in einer Höhe von NHN -0,40 m. Die Halligkante beginnt an Profilstation 325 m und beinhaltet einen Regionaldeich mit einer Höhe von NHN +2 m. Die Halligfläche liegt im Anschluss an den Regionaldeich auf einer Höhe von NHN +1,7 m und weist ein leichtes Gefälle in Richtung der Christianswarft auf. Der Fuß der Warft befindet sich an Profilstation 900 m auf einer Höhe von NHN +1,3 m.

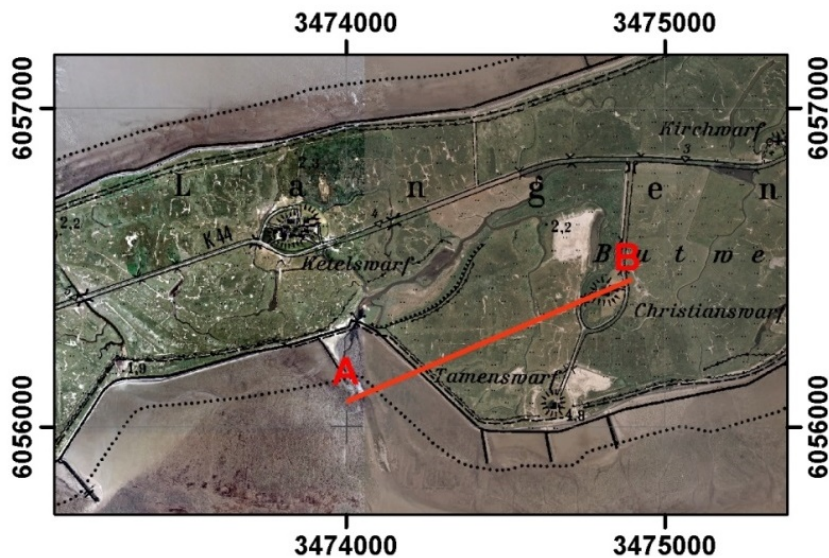


Abbildung 7.12: Untersuchungsprofil an der Christianswarft auf Langeneß

Zur Ermittlung der maßgebenden Seegangs- und Windrichtung werden die Seegangparameter für drei verschiedene Szenarien berechnet. Der Wasserstand wird durch das BHW₂₀₀ (NHN + 5,70 m) vorgegeben. Demnach erreichen die signifikante Wellenhöhe und mittlere Wellenperiode auf dem Halligvorland und der Halligfläche bei Windrichtungen und Seegangsrichtungen aus 240° die maximalen Werte. Abbildung 7.13 zeigt die berechneten Seegangparameter für die maßgebende Seegangs- und Windrichtung von 240° in Abhängigkeit von Wasserständen zwischen NHN + 4,70 m und NHN + 5,70 m (BHW₂₀₀).

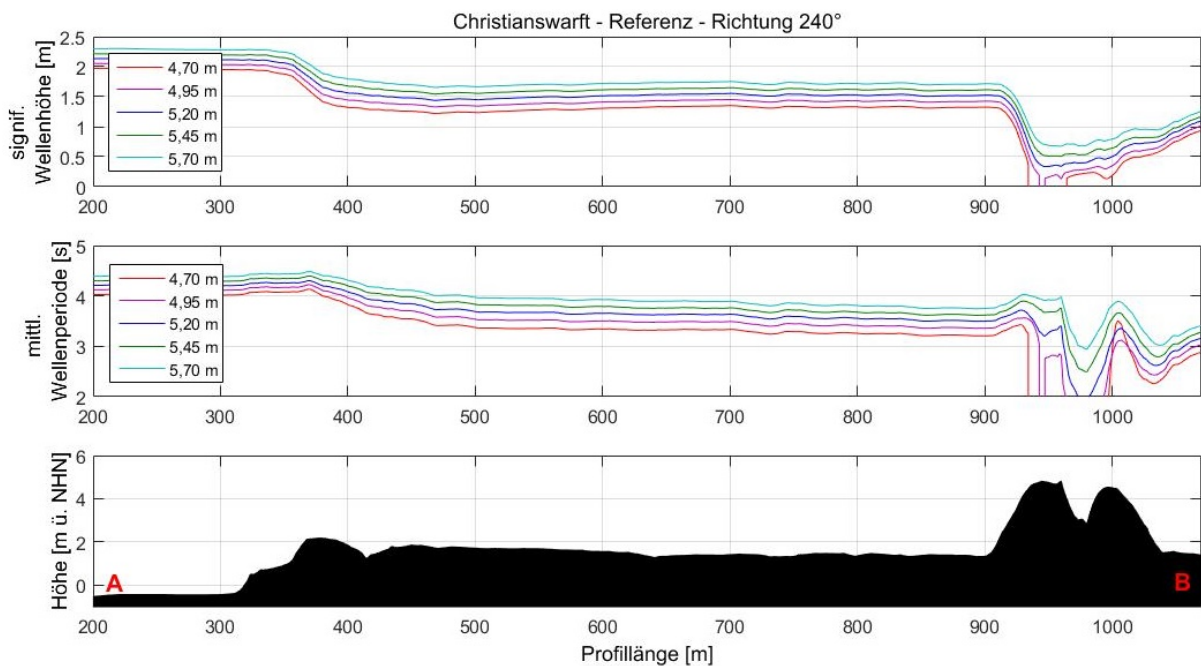


Abbildung 7.13: Referenzzustand für eine Seegangs- und Windrichtung von 240° bei Wasserständen zwischen NHN + 4,70 m und NHN + 5,70 m

Beim BHW₂₀₀ (NHN + 5,70 m) erreicht der Seegang am Anfang des Untersuchungsprofils signifikante Wellenhöhen von $H_s = 2,3$ m und mittlere Wellenperioden von $T_m = 4,4$ s. Im Bereich der Halligkante und -fläche ist eine Verringerung der Seegangsenergie festzustellen und die Wellenhöhen und Wellenperioden reduzieren sich bis zum Fuß der Christianswarft (Profilstation 900 m) um 0,6 m beziehungsweise 0,7 s. Für die Untersuchungen zur hydrodynamischen Wirksamkeit wird um die Christianswarft ein System aus Ringdeichen angelegt (Abbildung 7.14 unten). Die Höhen der Ringdeiche betragen 1,0 m und 1,5 m. Abbildung 7.14 zeigt einen direkten Vergleich zwischen den Seegangparametern des Referenzzustandes und des modifizierten Systems.

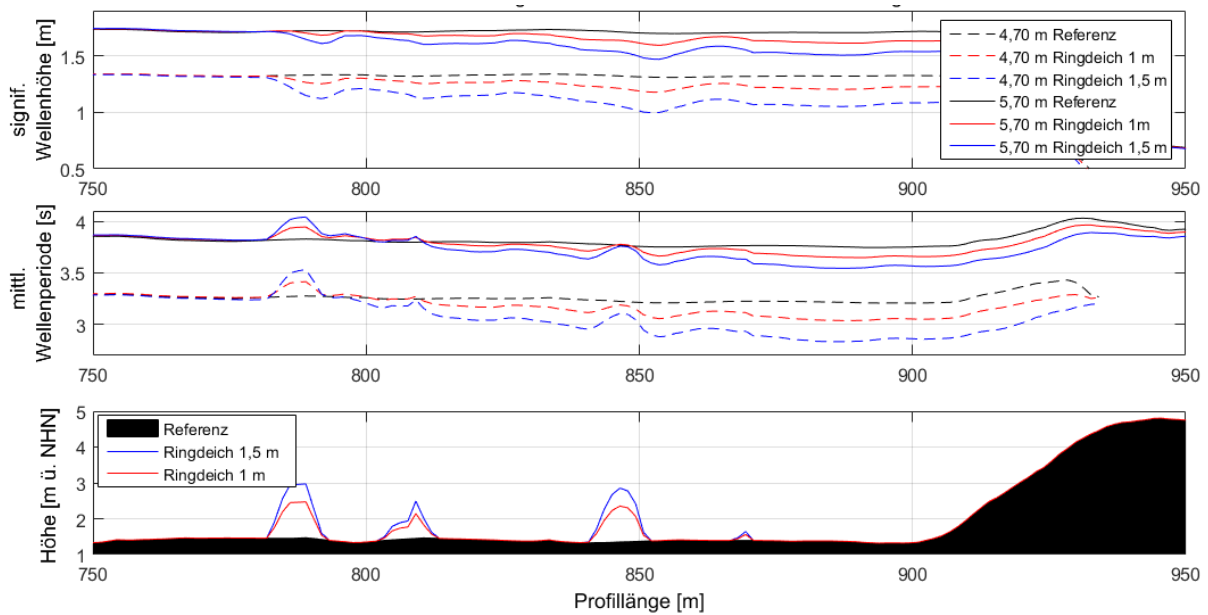


Abbildung 7.14: Wirkung eines Ringdeichsystems im Vergleich zum Referenzzustand für eine Seegangs- und Windrichtung von 240° bei Wasserständen von NHN +4,70 m und NHN +5,70 m (BHW₂₀₀)

Beim untersuchten BHW₂₀₀ (NHN + 5,70 m) findet eine Reduzierung der signifikanten Wellenhöhen um etwa 0,2 m infolge der 1,5 m hohen Ringdeiche statt. Die mittlere Wellenperiode verringert sich um 0,2 s. Dies entspricht Wirksamkeiten von 10 % beziehungsweise 5 %. Bei einer Ringdeichhöhe von 1,0 m nimmt die Wirksamkeit der Maßnahme weiter ab. Im Gegensatz dazu wird bei einem geringeren Wasserstand von NHN + 4,70 m eine Verdoppelung der hydrodynamischen Wirksamkeit erreicht. Die Abnahme der hydrodynamischen Wirksamkeit bei wachsenden Wasserständen haben auch NIEMEYER & KAISER (2001) in ihren Untersuchungen festgestellt. Aus Abbildung 7.14 geht zudem hervor, dass die hydrodynamische Wirksamkeit von einer Ringdeichlinie zur nächsten anwächst. Im Bereich der ersten Ringdeichlinie werden ca. 25 % der gesamten hydrodynamischen Wirksamkeit erreicht. Im Lee-Bereich der zweiten Ringdeichlinie beträgt dieser Wert 50 % der gesamten Wirksamkeit. Die Wirkung der Ringdeiche erfolgt somit schrittweise, so dass die Anordnung mehrerer Ringdeichlinien die Wirksamkeit verstärkt.

Die Ergebnisse des Referenzzustands in Abbildung 7.13 verdeutlichen die seegangsdämpfende Wirkung der Halligkante und des Deckwerks. Auf der Halligfläche findet im Anschluss an den Regionaldeich eine geringe Erhöhung der Seegangparameter statt. Diese erneute Vergrößerung ist maßgeblich von den Parametern der Wassertiefe, der Geschwindigkeit sowie der Dauer und Streichlänge des einwirkenden Windes abhängig. Das Prinzip der Anordnung von mehreren Ringdeichen ermöglicht eine höhere Reduzierung der Seegangparameter am Warftfuß. So kann im untersuchten Fall der Christianswarf die signifikante Wellenhöhe um 10 % und die mittlere Wellenperiode um 5 % beim BHW₂₀₀ verringert werden.

Abbildung 7.15 und Abbildung 7.16 stellen den Einfluss der signifikanten Wellenhöhe und der mittleren Wellenperiode auf die relative Wellenüberlafrate dar. Mit einer wie im numerischen Modell erreichten Reduzierung der signifikanten Wellenhöhe um 10 % am Warftfuß könnte die Wellenüberlafrate von 15,5 l/(s·m) um ca. 30 % reduziert werden (siehe Abbildung 7.15). Ähnlich verhält es sich bei der mittleren Wellenperiode. Eine Verringerung der mittleren Wellenperiode von

3,5 s auf 3 s hat nach Abbildung 7.16 eine Reduzierung der relativen Wellenüberlaufquote um 57 % auf 6,6 l/(s·m) zur Folge.

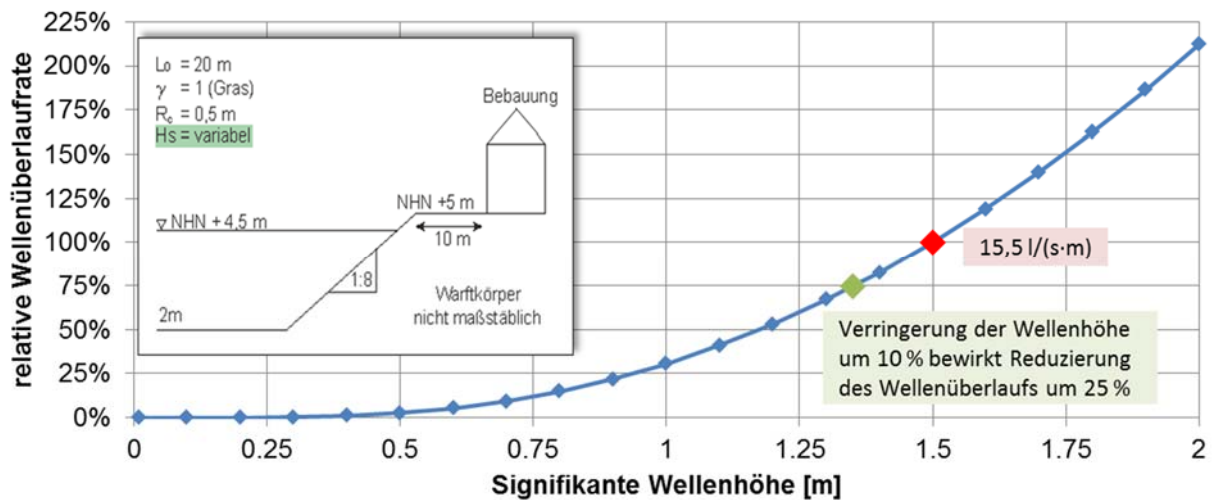


Abbildung 7.15: Einfluss der signifikanten Wellenhöhe am Warftfuß auf die relative Wellenüberlaufquote

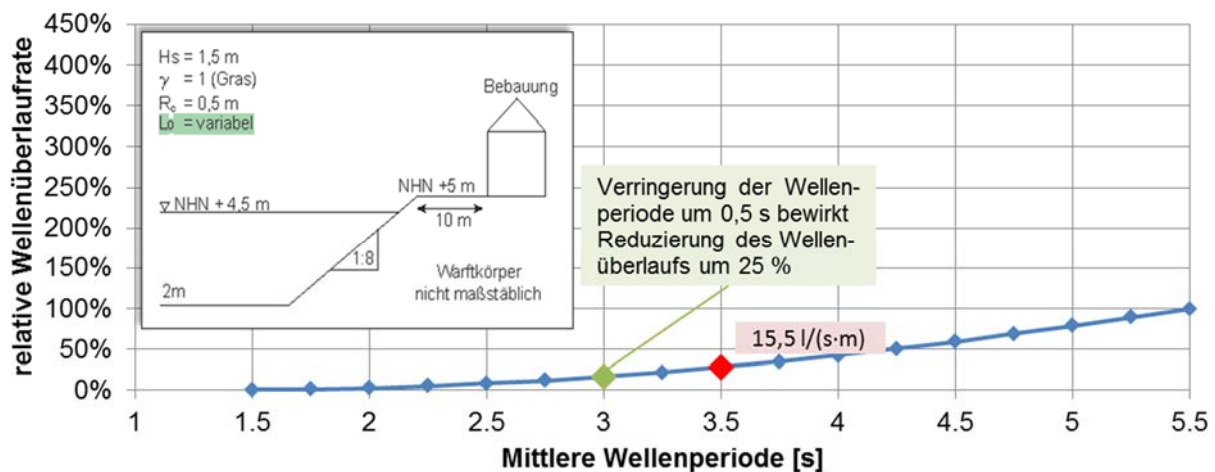


Abbildung 7.16: Einfluss der mittleren Wellenperiode auf die relative Wellenüberlaufquote

Positives Merkmal der Maßnahme ist die Verlagerung der Wellenangriffszone. Im Referenzzustand findet das Brechen der Wellen an der Warft statt, wodurch der Warftfuß auch einen Angriffspunkt für mögliche Erosion darstellt. Durch die Anordnung der Ringdeiche kommt es zu einer Verlagerung der Brandungszone vom Warftfuß in das vorgelagerte Ringdeichsystem. Dies bedeutet, dass ein Teil der Wellenenergie an den Ringdeichen umgewandelt wird und dadurch am Warftfuß nicht mehr für Erosionsprozesse zur Verfügung steht. Eine Steigerung der Energiedissipation kann durch eine Erhöhung der Bauwerke erreicht werden. Die Höhen und Abmessungen der Ringdeiche im numerischen Modell sind so gewählt, dass diese sich weitestgehend in die landschaftliche Umgebung einfügen. Außerdem ist eine Umsetzung der Maßnahme mit naturnahen Baumaterialien möglich, so dass der Einfluss auf die Ökologie bei dieser Maßnahme minimiert werden kann. Im Rahmen von Parameterstudien müssen zukünftig Untersuchungen zur Optimierung der Lage und Geometrie des Ringdeichs durchgeführt werden. Ein weiterer Vorteil dieser Maßnahme ist in der hohen Betriebssicherheit des Systems zu sehen, da die Ringdeiche eine dauerhafte Einrichtung darstellen

würden. Der Eingriff in das Landschaftsbild der Halligen ist abhängig von der jeweiligen Ausführung der Ringdeiche.

7.2.5 Hydraulische Hochwasserschutzwand

Bei dieser vorgeschlagenen Maßnahme handelt es sich um eine Hochwasserschutzwand, die bei Landunter-Ereignissen selbstständig mit Hilfe von Schwimmkörpern aus dem Warftkörper ausgefahren wird. Die Hochwasserschutzwand wird ringförmig um die Warft angelegt, um den Wellenüberlauf entscheidend zu vermindern und damit vorbeugend die Warftgebäude zu schützen. Abbildung 7.17 zeigt den schematischen Aufbau der hydraulischen Hochwasserschutzwand.

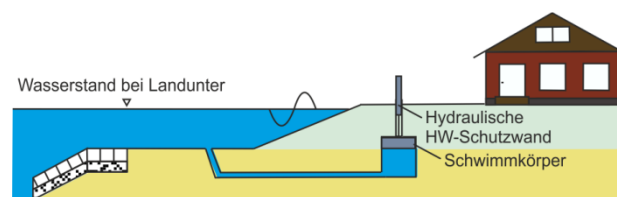


Abbildung 7.17: Schematische Darstellung einer hydraulischen Hochwasserschutzwand

Auf der Darstellung ist zu erkennen, dass sich die Hochwasserschutzwand unmittelbar hinter der Warftkrone befindet und im abgesenkten Zustand auf dem Warftkörper kaum zu sehen ist. Der technisch erforderliche Eingriff in den Warftkörper ändert das Landschaftsbild nicht. Während eines Landunters hebt sich der im Inneren der Warft befindliche Schwimmkörper infolge Auftrieb durch die mit dem Vorland verbundene kommunizierende Röhre. Die Wirkung auf die mittlere Wellenüberlaufrate ist bereits in Abbildung 7.9 dargestellt worden. Die hydraulische Hochwasserschutzwand stellt im Gegensatz zu den anderen Maßnahmen einen technischen Eingriff in den Warftkörper dar, der nach dem Generalplan Küstenschutz (MELUR-SH, 2012) vermieden werden soll. Hauptkritikpunkt an dieser Maßnahme stellt allerdings die geringe Betriebssicherheit dar. Testläufe zur Funktionalität des Systems können gar nicht beziehungsweise nur schwer durchgeführt werden und diverse Einflussfaktoren wie beispielsweise Muschelbewuchs können bereits zu einem Versagen des Systems führen.

Sollte die hydraulische Hochwasserschutzwand an einer Warft ausgeführt werden, sind zusätzlich folgende Nachweise zu führen:

- Hydraulischer Druck und Überströmen,
- Anprall von Treibgut,
- Impulseintrag durch Wellenauflauf,
- Dichtigkeit der Profile,
- Sicherheit gegen Grundbruch.

7.2.6 Warftverstärkung durch Abflachung, Raupflasterung und Freiborderhöhung

In diesem Kapitel werden verschiedene Möglichkeiten der Warftverstärkung untersucht. Da einige dieser Maßnahmen (Rauheitselemente siehe Kapitel 7.2.2) schon im Rahmen der auf Hallig Hooge generierten Vorschläge untersucht worden sind, wird an den jeweiligen Stellen auf das entsprechende Kapitel verwiesen. Zu den hier untersuchten Maßnahmen zählen unterschiedliche Maßnahmen an der Warft, durch die der Wellenüberlauf reduziert wird. Mögliche Verstärkungen an den Warften sind:

- Erhöhung der Krone des Ringdeichs,
- Abflachung des Warftprofils,
- Einbau einer Berme,
- Aufschüttung der gesamten Warft,
- Einbau von Rauheitselementen (vgl. Kapitel 7.2.2),
- Einbau einer Kronenmauer (vgl. Kapitel 7.2.3).

Eine Erhöhung der Ringdeichkrone beziehungsweise der Einbau einer Kronenmauer vergrößern die Freibordhöhe R_c und verringern bei gleichbleibender Böschungsneigung die Wellenüberlauftrate. Um eine gleichbleibende Profilineigung bei einer erhöhten Kronenhöhe zu gewährleisten, ist eine umfangreiche Massenbewegung notwendig. Der Ringdeich von Warften sollte jedoch nicht beliebig hoch aufgeschüttet werden. Zum einen gibt es bei Warften aufgrund des bindigen Bodenaufbaus Setzungsprobleme und zum anderen sprechen landschaftsästhetische Aspekte dagegen. Abbildung 7.18 stellt mit der Abflachung des Warftprofils eine weitere Verstärkungsmaßnahme schematisch dar.

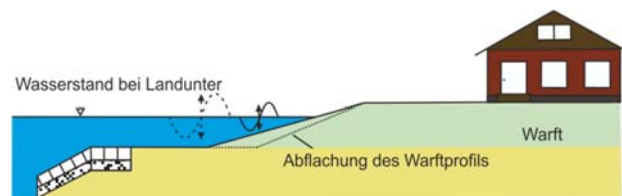


Abbildung 7.18: Schematische Darstellung der Abflachung des Warftprofils

Eine Maßnahme, die keinen Einfluss auf den Wellenüberlauf ausübt, aber dennoch hier behandelt wird, ist die Anhebung der Gebäude auf einer Warft (vgl. Abbildung 7.19). Die Hebung erfolgt mit Hilfe einzelner, computergesteuerter Zylinder, so dass unerwünschte Verschiebungen im Gebäude vermieden werden können. Nach der Hebung wird der neu entstandene Hohlraum unterhalb des Gebäudes mit Beton verfüllt. Zusätzlich ist in Abbildung 7.19 der Einsatz eines Ringdeiches auf der Warftkrone dargestellt.

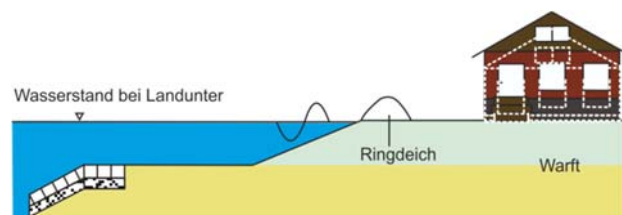


Abbildung 7.19: Schematische Darstellung der Anhebung eines Warfthauses und des Einsatzes eines Ringdeiches

In Abbildung 7.20 ist der Einfluss der Böschungsneigung auf die relative Wellenüberlauftrate dargestellt. Eine Abflachung der Warft von 1:8 auf 1:10 bewirkt beispielsweise bei den gegebenen Randbedingungen eine Reduzierung der Wellenüberlauftrate von 15,5 l/(s·m) auf 5,8 l/(s·m) und damit eine Reduzierung von ca. 62 %. Je flacher ein Profil ausgebildet ist, desto mehr Energie verliert die Welle durch Wellenbrechen beziehungsweise Reibung bei der Überwindung der horizontalen Strecke und läuft daher weniger hoch auf. Warften können jedoch nicht beliebig flach ausgebildet werden, da aufgrund der großen Massenbewegungen der Kosten-Nutzen-Faktor zunehmend ungünstiger wird.

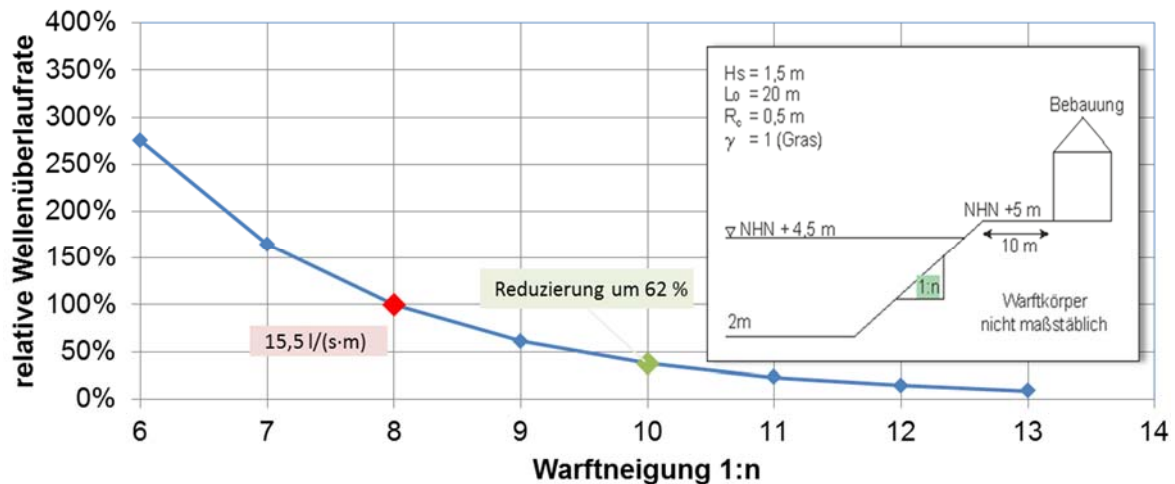


Abbildung 7.20: Einfluss der Böschungsneigung auf die relative Wellenüberlaufquote

Neben der Abflachung der Warftböschung hat auch eine Berme einen reduzierenden Einfluss auf die Wellenüberlaufquote. Eine Berme mit einer Länge von zwei Metern in Höhe des Bemessungswasserstandes bewirkt bei der gegebenen Warftgeometrie eine Reduzierung der relativen Wellenüberlaufquote um ca. 25 % (vgl. Abbildung 7.21). Die Konstruktion und Aufschüttung einer Berme erfordert abhängig von deren Länge ebenfalls große Massenbewegungen. Sie verringert den Wellenüberlauf am effektivsten, wenn sie sich auf Höhe des maßgebenden Wasserstandes befindet (EAK, 2007). Weitere Untersuchungen zur Berme sind im Kapitel 6.6.3 zu finden.

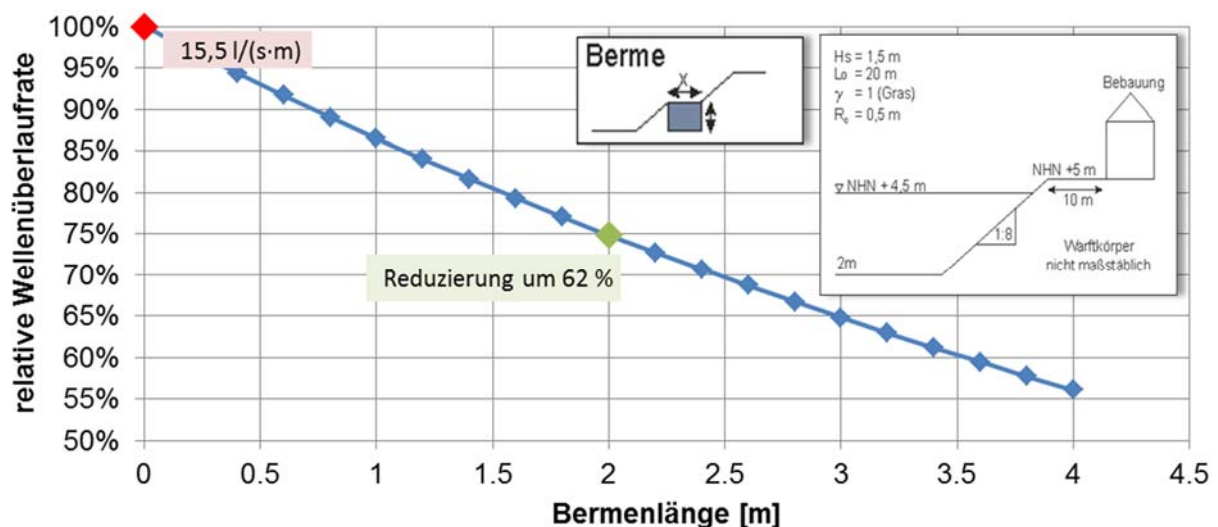


Abbildung 7.21: Einfluss einer Berme auf die relative Wellenüberlaufquote

In diesem Kapitel werden ebenfalls die Vor- und Nachteile möglicher Verstärkungsmöglichkeiten analysiert und deren Einfluss auf den Wellenüberlauf ermittelt. Außerdem muss beachtet werden, dass jede Maßnahme entsprechend Platz zur Umsetzung erfordert. Für jede Warft ist daher eine individuelle Betrachtung notwendig. Darüber hinaus muss auf die Maßnahmenakzeptanz der Halligbewohner eingegangen werden, da ohne sie eine Durchführung nicht möglich ist.

Eine weitere Möglichkeit, die bei Weitem mit dem größten finanziellen Aufwand verbunden ist, stellt die Aufschüttung der gesamten Warft dar. Große Massenbewegungen sind erforderlich und die

Hallighäuser müssten durch Anhebung oder Neubau an das neue Niveau angepasst werden. Das Prinzip dieser Maßnahme ist in Abbildung 7.22 dargestellt.

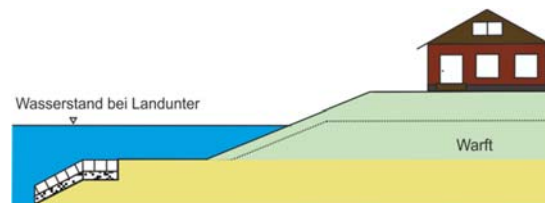


Abbildung 7.22: Schematische Darstellung einer Aufwärtung mit anschließendem Neubau

Eine weitere Möglichkeit wäre es, das unterste Stockwerk aufzugeben und die Häuser aufzustocken. All diese Maßnahmen sind zwar technisch möglich, aber mit einem großen Arbeits- und Kostenaufwand verbunden. Die Wirksamkeit der Freiborderhöhung auf die relative Wellenüberlauftrate ist in Abbildung 7.23 dargestellt. Eine Erhöhung des Freibords um 0,5 m auf 1,0 m bewirkt eine Reduzierung der mittleren Wellenüberlauftrate von 15,5 l/(s·m) auf einen Wert von 0,5 l/(s·m) bei den gegebenen Bedingungen.

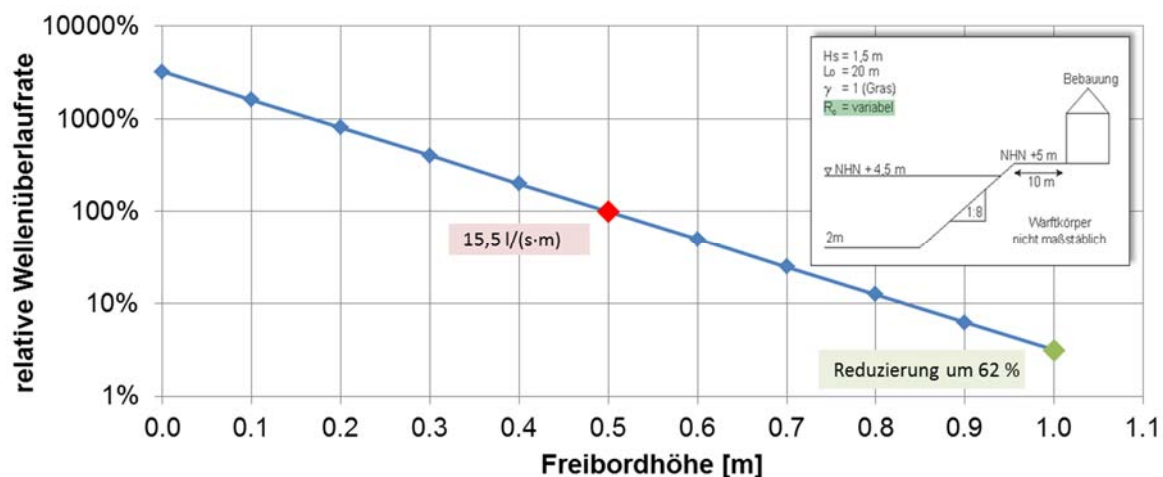


Abbildung 7.23: Einfluss der Freibordhöhe auf die relative Wellenüberlauftrate

Abgesehen vom hohen technischen Aufwand zur Umsetzung stellt diese Maßnahme ein wirkungsvolles Konzept dar, das eine hohe Betriebssicherheit besitzt und keinen negativen Einfluss auf das Landschaftsbild der Halligen ausübt. Die Möglichkeit des Einbaus von Rauheitselementen stellt eine zusätzliche Maßnahme der Warftverstärkung dar und ist bereits in Kapitel 7.2.2 untersucht worden.

Um die oben genannten Verstärkungsmöglichkeiten einer Warft hinsichtlich ihres Nutzens und des dafür aufzubringenden Aufwandes bewerten zu können, werden anhand eines beispielhaften Warftprofils die Änderungen der Wellenüberlauftraten und der Wellenüberlaufgeschwindigkeit in Abhängigkeit der potentiellen Verstärkungsmöglichkeit berechnet. In Abbildung 7.24 sind das verwendete Warftprofil und die Verstärkungsmöglichkeiten mittels Ringdeich, Aufschüttung der Warft, Neigungsänderung und Berme dargestellt.

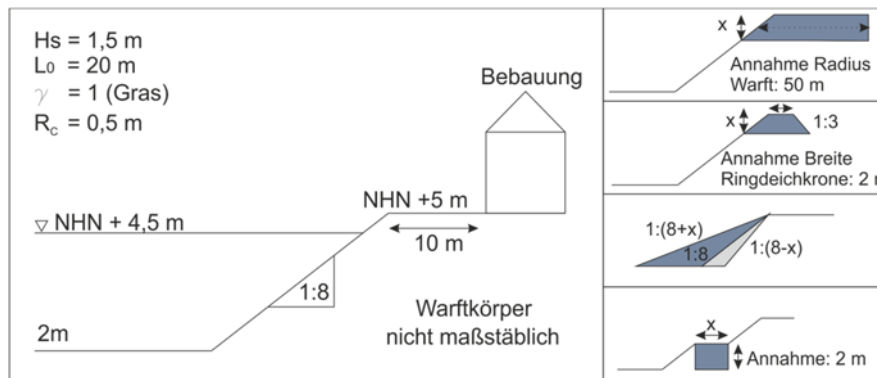


Abbildung 7.24: Exemplarisches Warftprofil und Verstärkungsmöglichkeiten

In Abbildung 7.25 sind die Ergebnisse der Berechnungen dargestellt. Dabei wird das benötigte Erdvolumen in m^3 pro m in Abhängigkeit der Reduzierung der Wellenüberlaufsraten für die Maßnahmen der kompletten Warfterhöhung, dem Ringdeich auf der Warftkrone, der Abflachung des Warftprofils und dem Einfluss einer Berme dargestellt. Die Graphen der Warfterhöhung und des Ringdeiches stellen pro Datenpunktpunkt jeweils eine Erhöhung um 0,1 m dar. Die Böschungsneigung des exemplarischen Warftprofils wird in diesem Beispiel von 1:8 auf 1:14 abgeflacht. Die Breite der Berme wird pro Datenpunkt um je 2 m vergrößert. Bei einer Erhöhung der Freibordhöhe um 0,5 m durch eine Warfterhöhung oder einen Ringdeich wird die Wellenüberlaufsraten q im Beispiel auf knapp 0,1 % des Ausgangswertes reduziert. Dabei erhöht sich das Erdvolumen um $25 \text{ m}^3/\text{m}$ bei einer kompletten Warfterhöhung und um $3,75 \text{ m}^3/\text{m}$ bei der Errichtung eines Ringdeiches.

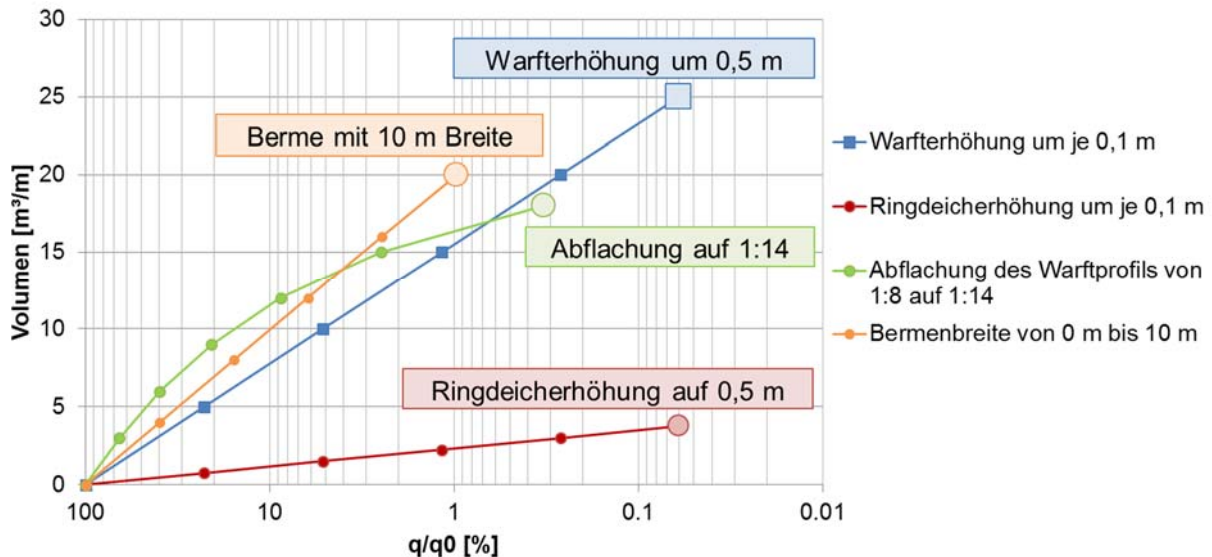


Abbildung 7.25: Benötigtes Erdvolumen in Abhängigkeit der Reduzierung der Wellenüberlaufsraten am Beispiel des in Abbildung 7.24 dargestellten Warftprofils

Auf Grundlage der vorgestellten Ergebnisse stellt sich die Erhöhung der Freibordhöhe als die effektivste Maßnahme dar, den Wellenüberlauf und die Wellenüberlaufgeschwindigkeit bei möglichst geringer Erdvolumenzunahme zu verringern. Weiterhin ist bei der Erhöhung des Freibords der Bau eines Ringdeiches deutlich effektiver als die komplette Erhöhung einer Warft. Die Abflachung des Warftprofils stellt ebenfalls eine sinnvolle Maßnahme dar. Die benötigte Erdvolumenzunahme erhöht sich allerdings im Gegensatz zur Profilerhöhung. Der Einfluss einer Berme führt zwar ebenfalls zu

geringeren Wellenüberlaufhöhen und Geschwindigkeiten, allerdings nicht in dem Maße wie die Maßnahmen Ringdeich und Warfterhöhung. Solange sich das Erdgeschoss der Hallighäuser 0,5 m über der Warft befindet und dadurch ein zusätzlicher Schutz für die Bebauung gegeben ist, kann als Empfehlung für die zukünftige Verstärkung der Warften weiterhin ein Ringdeich gewählt werden. Dadurch wird die Kronenhöhe der Warft erhöht und der Wellenüberlauf verringert. Der Einstau von überlaufendem Wasser wird im möglichen Schadensfall dabei zwar größer, allerdings weisen die nach dem neuen Konzept erstellten Häuser mehr Widerstand auf, um diesem Schadensfall bei nicht zu großen Einstauhöhen zu widerstehen. Bei bestehender Bebauung könnte für die Verstärkung eine Warfterhöhung mit geringerer Neigung des Warftprofils vorgesehen werden, um einen erhöhten Einstau der Häuser zu vermeiden. Dies stellt jedoch eine deutlich kostenintensivere Maßnahme dar.

7.2.7 Automatische Warfterhöhung durch Auftriebskraft

Das Prinzip dieser Maßnahme besteht darin, die komplette Warft schwimmend zu lagern, sodass im Falle einer Sturmflut die Warft mit dem ansteigenden Wasser aufschwimmt. Das Prinzip der hydraulischen Warft ist in Abbildung 7.26 für den Zustand während eines Landunters schematisch dargestellt.

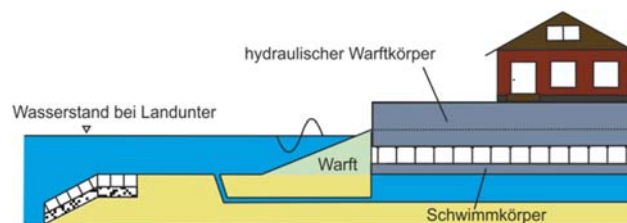


Abbildung 7.26: Schematische Darstellung einer hydraulisch gelagerten Warft

Zur Umsetzung wird ein Schacht rund um die Warft ausgehoben, in den ein Hohlkörper gesetzt wird. Die Warft soll anschließend auf einem Schwimmkörper gelagert werden, so dass dieser sich bei einer Sturmflut hebt und die Warft mit ihm aufschwimmt. Dadurch wäre die Warft vor höheren Wasserständen geschützt. Die reduzierende Wirkung auf den Wellenüberlauf ist mit der Wirksamkeit einer Kronenmauer zu vergleichen. Die Wirkung einer Kronenmauer auf die Wellenüberlaufhöhe ist bereits in Kapitel 7.2.3 beziehungsweise in Abbildung 7.9 dargestellt worden und soll an dieser Stelle nicht weiter erläutert werden.

Hauptkritikpunkt dieser Maßnahme ist neben dem enorm hohen Aufwand für eine Umsetzung die fehlende Betriebssicherheit dieses Systems. Da die hydraulische Warft im Normalfall nicht auf ihre Funktionalität hin überprüft werden kann, ist dieses System mit einem hohen Risiko und sehr hohen Kosten behaftet. Bei einem Versagen des Systems und dem nicht Vorhandensein anderer Schutzmaßnahmen könnte bei Extremereignissen Wasser in die Häuser eindringen und große Schäden verursachen.

7.2.8 Wirkungsvolle Schutzräume in den Häusern einrichten

Schutzräume existieren bereits in fast allen Hallighäusern (vgl. Abbildung 7.27). Sie wurden als Konsequenz nach den schweren Sturmfluten in den Jahren 1962 und 1976 erbaut (PETERSEN, 1981). Diese Räume sind so konzipiert, dass sie unabhängig vom Rest des Gebäudes auf vier Pfählen gegründet sind. Das bedeutet, dass selbst bei einer schweren Zerstörung des restlichen Hauses diese

Räume bestehen bleiben (PETERSEN, 1981). Jedoch ging mit dem Ausbleiben schwerer Sturmflutereignisse die Bedeutung der Schutzräume wieder zurück. So werden sie mittlerweile häufig als Abstellräume oder ähnliches genutzt. Für die Häuser, in denen noch keine Schutzräume existieren, müssten diese noch nachgerüstet werden. Die Schutzräume sind lediglich als letzter Zufluchtsort für die Halligbewohner gedacht und sollten in Kombination mit anderen Verstärkungsmaßnahmen angewendet werden.

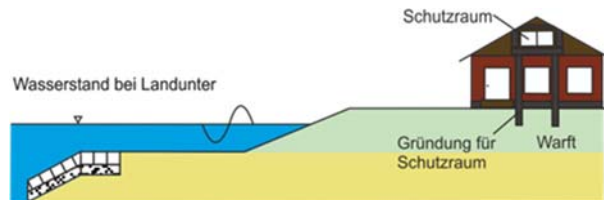


Abbildung 7.27: Einrichtung eines Schutzraumes in einem Hallighaus

7.2.9 Eindeichung des Wattenmeeres

Die Möglichkeit eines Deiches von rund 35 km Länge zwischen der Halbinsel Eiderstedt bis zur Insel Sylt wurde bereits als „Friesendamm“ von Professor Walter Dix in den Jahren 1927 und 1949 beschrieben (STADELMANN, 2008). Bei der Bewertung wird hier nun das Augenmerk auf die Betrachtung als Küstenschutzmaßnahme gelegt. Der Deich würde eine Fläche von etwa 1000 km² Wattenmeer eindeichen und das gesamte Gebiet vom offenen Meer abtrennen. Folglich würden auch die Halligen in dem eingedeichten Gebiet liegen und wären vor den Einflüssen des Meeres weitestgehend geschützt. In Abbildung 7.28 ist eine mögliche Variante einer Umsetzung dieses Projektes dargestellt. Diese Variante hat eine Länge von 37,2 km und umfasst alle zehn Halligen. Durch den Bau könnte direkt Einfluss auf die vorherrschenden Wasserstände genommen werden, da die Halligen durch den Deich vor Sturmfluten und steigenden Wasserständen geschützt wären. Die Kosten dieses Projektes sind allerdings enorm hoch. Vergleichbare Projekte sind der Abschlussdeich in den Niederlanden sowie der Saemangeum Seawall in Südkorea. Letzterer wurde in den Jahren 1991 bis 2011 konstruiert und hat bei einer Länge von etwa 33 km Kosten in einer Höhe von 1,5 Mrd. € verursacht (CHO, 2007). Durch den Bau eines solchen Deiches würde das Ökosystem Wattenmeer eine starke Veränderung von nicht vorhersagbarem Ausmaß erfahren. Zudem besitzt das schleswig-holsteinische Wattenmeer den Status eines Nationalparks und UNESCO-Weltnaturerbes. Durch ein solches Projekt würde das Wattenmeer diesen Status nicht länger behalten können. Trotz der hohen hydrodynamischen Wirksamkeit ist eine solche Maßnahme aus Sicht des Naturschutzes und den weitreichenden ökologischen Veränderungen nicht durchführbar.

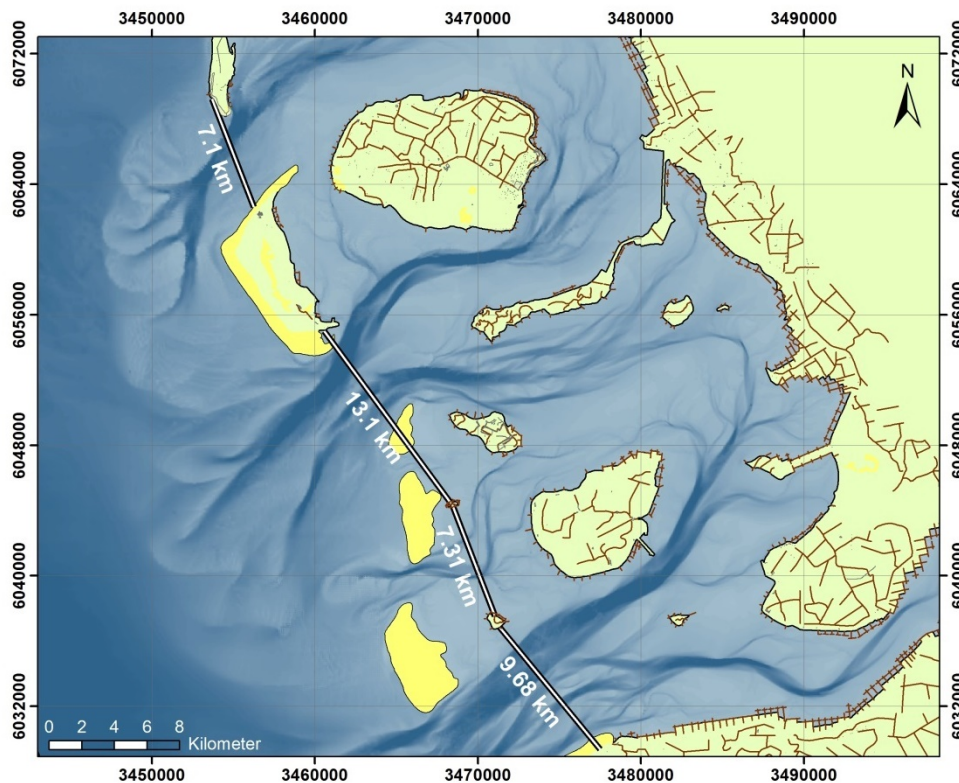


Abbildung 7.28: Variante der Eindeichung des südlichen nordfriesischen Wattenmeeres mit einer Gesamtlänge von 37,2 km

7.3 Zusammenfassende Bewertung der Ideen der Zukunftworkshops

7.3.1 Hydrodynamische Wirksamkeit

Wie in Kapitel 7.1 erwähnt, erfolgt die abschließende Bewertung der hydrodynamischen Wirksamkeit anhand des Einflusses auf die mittlere Wellenüberlauftrate q und basiert auf den in Kapitel 7.2.1 bis 7.2.9 gezeigten Untersuchungen. Die Wirksamkeit der Maßnahme hängt dabei von der jeweiligen Ausführung ab. Die Bepunktung dient der späteren Ermittlung der Gesamtwertung, wobei null Punkte eine Maßnahme als unbrauchbar einstufen und eine Bewertung mit 1 als besonders vorteilhaft angesehen werden kann. In der Gesamtbewertung erfolgt die folgende Abstufung in der Kategorie der hydrodynamischen Wirksamkeit:

- *Negative hydrodynamische Wirksamkeit (0 Punkte)*

Wird durch eine vorgeschlagene Maßnahme die mittlere Wellenüberlauftrate an der Warft erhöht, erhält diese 0 Punkte in der Kategorie der hydrodynamischen Wirksamkeit.

- *Keine hydrodynamische Wirksamkeit (0,33 Punkte)*

Besitzt eine Maßnahme keinen Einfluss auf die mittlere Wellenüberlauftrate, erhält sie eine Bewertung von 0,33. Sofern die Maßnahme den Anwohnern zusätzlichen Schutz bei Sturmflutereignissen bietet, sollte diese mit weiteren Maßnahmen kombiniert werden.

- *Gute hydrodynamische Wirksamkeit (0,67 Punkte)*

Eine leichte Reduzierung der Wellenüberlaufsraten erfolgt durch Maßnahmen, welche die Freibordhöhen nicht vergrößern und somit nur bis zu einem bestimmten Wasserstand wirksam sein können.

- *Sehr gute hydrodynamische Wirksamkeit (1 Punkt)*

Eine starke Reduzierung der Wellenüberlaufsraten ist bei Maßnahmen möglich, welche die Freibordhöhen an den Warften bei einem Sturmflutereignis erhöhen.

7.3.2 Betriebssicherheit

Eine verbreitete Methode zur Beschreibung des Versagens von Hochwasserschutzanlagen ist die schrittweise Darstellung mithilfe von Fehlerbäumen. In diesen werden relevante Systemelemente dargestellt und ihnen Gleichungen oder Rechenmodelle zugewiesen. Grenzzustandsgleichungen und Monte-Carlo-basierte Berechnungsverfahren ermöglichen die Bestimmung von Versagenswahrscheinlichkeiten des jeweiligen Hochwasserschutzsystems (HUBER ET AL., 2009). Da diese Methode im Rahmen dieser Arbeit nicht vorgesehen ist, wird ein vereinfachter Ansatz gewählt, um die Betriebssicherheit der einzelnen Maßnahmen zu bewerten. Die Vereinfachung besteht in einer abgestuften Bewertung der Betriebssicherheit. Grundsätzlich wird im Rahmen dieser Bewertung bei stationären Maßnahmen von einer hohen Betriebssicherheit ausgegangen. Mobilien Maßnahmen hingegen wird eine geringere Betriebssicherheit zugewiesen, da diese Systeme im Vergleich zu den erdbaulichen Maßnahmen fehleranfälliger sind und eine höhere systemspezifische Vulnerabilität aufweisen (BWK, 2005). So wird unterschieden, ob im Falle eines Extremereignisses die Betriebsbereitschaft zunächst hergestellt werden muss oder eine Maßnahme dauerhaft installiert ist. Zusätzlich geht in die Bewertung ein, ob zur Herstellung der geforderten Betriebssicherheit ein Eingriff der Bewohner in das jeweilige System möglich beziehungsweise erforderlich ist. Das Risiko des Versagens von Hochwasserschutzanlagen wird somit durch die Faktoren Mensch (manuelle Aufstellung) und Technik (automatische Aufstellung) erhöht. Die Bewertung für die Betriebssicherheit erfolgt mithilfe der folgenden Kategorien:

- *Sehr niedrige Betriebssicherheit (0 Punkte)*

Hierzu zählen mobile Maßnahmen, deren Einsatzbereitschaft erst durch den Einsatz von Menschen oder Maschinen hergestellt werden muss. Im Falle eines Versagens kann die Schutzwirkung nicht durch die Bewohner wiederhergestellt werden und ein Eingriff in das System ist nicht möglich. Systeme dieser Art besitzen aufgrund ihrer Mobilität zahlreiche Bauelemente, die zum Teil beweglich sind. Dies führt zu einer hohen Fehleranfälligkeit beim Aufbau und beim Betrieb.

- *Niedrige Betriebssicherheit (0,33 Punkte)*

Zu dieser Kategorie gehören Maßnahmen, bei denen die Einsatzbereitschaft durch den Einsatz von Menschen oder Maschinen hergestellt werden muss. Im Falle eines Versagens des Systems besteht jedoch die Möglichkeit, dass die Anwohner eingreifen können und die Schutzfunktion des Systems wiederherstellen können.

- *Mittlere Betriebssicherheit (0,67 Punkte)*

Eine mittlere Betriebssicherheit besitzen stationäre Maßnahmen, die im Verlauf eines Sturmflutereignisses ihre Schutzfunktion durch Erosionsvorgänge oder andere Einwirkungen verlieren können.

- *Hohe Betriebssicherheit (1 Punkt)*

Hierzu zählen stationäre Systeme, deren Schutzwirkung zu jedem Zeitpunkt besteht. Diese müssen nicht durch den Einsatz von Menschen und Maschinen einsatzbereit gemacht werden. Diese Maßnahmen besitzen eine hohe Zuverlässigkeit und überstehen Sturmflutereignisse ohne große Schäden.

7.3.3 Bauaufwand

Der Bauaufwand der Maßnahmen wird über eine Abschätzung der beim Bau anfallenden ökonomischen Kosten durchgeführt. Diese setzen sich aus den Flächenkosten, Baukosten, ökologischen Ausgleichskosten und Planungskosten zusammen (BACHMANN, 2012). Hinzu kommen die Kosten für die spätere Unterhaltung. Eine genaue Berechnung kann vor allem bei erdbaulichen Maßnahmen durchgeführt werden. Für eine Kostenabschätzung der neuen und innovativen Maßnahmen fehlt bislang eine ausreichende Datengrundlage. Bei aufschwimmbaren Systemen und klappbaren Systemen fallen zusätzliche Kosten für eine Gründung und einen Schutz gegen Unterströmung an. Aufgrund der Komplexität erfolgen an dieser Stelle eine qualitative Abschätzung der Baukosten und eine Einteilung in die folgenden vier Kategorien:

- *Sehr großer Bauaufwand (0 Punkte)*

Hierzu zählen stationäre und mobile Maßnahmen, die einen sehr großen Bauaufwand erfordern und hohe finanzielle Belastung verursachen. Aufgrund des Fehlens von Referenzprojekten dieser Größenordnung fehlt zudem die Erfahrung bei der Durchführung einer solchen Maßnahme. Dies bedingt eine hohe Planungsunsicherheit.

- *Großer Bauaufwand (0,33 Punkte)*

Diese Kategorie beinhaltet stationäre und mobile Maßnahmen, die in dieser Art schon an anderen Orten erprobt und eingesetzt worden sind. Sie verursachen hohe Kosten und sind mit großen Erdbewegungen verbunden. Zusätzlich sind Eingriffe in den Warftkörper und die Bausubstanz notwendig.

- *Mittlerer Bauaufwand (0,67 Punkte)*

Ein mittlerer Bauaufwand besteht bei Maßnahmen, die einen Eingriff in den Warftkörper verlangen. Diese Verstärkungsmaßnahmen sind in den meisten Fällen schon häufig durchgeführt worden und es kann dementsprechend auf Referenzprojekte zurückgegriffen werden.

- *Geringer Bauaufwand (1 Punkt)*

Ein geringer Bauaufwand besteht bei mobilen Maßnahmen, die keinen oder nur einen geringen Eingriff in den Warftkörper erfordern.

7.3.4 Landschaftsbild

Die Grundlage für die Bewertung des Einflusses auf das Landschaftsbild stellen die folgenden Indikatoren nach KIEMSTEDT ET AL. (1996) und DEMUTH (2000) dar. Je stärker diese ausgeprägt sind, desto mehr kann von einer negativen Beeinflussung des Landschaftsbildes ausgegangen werden:

- Verfremdung der Eigenart der Landschaft,
- Vielfaltsverlust,
- Oberflächenverfremdung,
- Maßstabsverlust,
- Lage-/Strukturstörung,
- Überformung durch technische Elemente,
- Reliefänderung,
- Ausräumung der Landschaft,
- Lärm- und Geruchsbelästigung.

Diese potentiellen Einflüsse werden dem Referenzzustand des Landschaftsbildes der Halligen vor der Maßnahme gegenübergestellt und herausgestellt, ob eine negative Beeinträchtigung vorliegt. Da das Landschaftsbild der Halligen durch seine Natürlichkeit und historische Kontinuität geprägt ist, verhält es sich sehr sensibel gegenüber Eingriffen. Bei der Bewertung erfolgt eine Einteilung in die folgenden Kategorien:

- *Starke negative Beeinträchtigung (0 Punkte)*

Zu dieser Kategorie gehören Maßnahmen, durch die das Landschaftsbild der Halligen stark verändert wird. Hierzu zählen vor allem Maßnahmen, die Landunterereignisse vollständig verhindern und somit zu einer weitreichenden Veränderung der Halligoberfläche führen. Zusätzlich können weitere der aufgeführten Indikatoren nach KIEMSTEDT ET AL. (1996) und DEMUTH (2000) erfüllt sein. Der Status als UNESCO-Weltnaturerbe wäre nach Umsetzung einer solchen Maßnahme nicht mehr zu halten.

- *Negative Beeinträchtigung (0,5 Punkte)*

Eine negative Beeinträchtigung des Landschaftsbildes liegt vor, wenn einer der aufgeführten Indikatoren nach KIEMSTEDT ET AL. (1996) und DEMUTH (2000) durch die jeweilige Maßnahme erfüllt wird. In diese Kategorie fallen stationäre Maßnahmen, die ständig einsatzbereit sind und somit nicht nur bei Sturmflutereignissen sichtbar sind. Der Status als UNESCO-Weltnaturerbe könnte nach Umsetzung einer solchen Maßnahme unter Umständen nicht gehalten werden.

- *Keine negative Beeinträchtigung (1 Punkt)*

Hierzu zählen traditionelle Hochwasserschutzmaßnahmen, die zum derzeitigen Landschaftsbild der Halligen gehören und dieses durch die historische Kontinuität nicht negativ beeinträchtigen können. Mobile Maßnahmen, die erst bei einem Landunterereignis sichtbar werden, fallen ebenfalls in diese Kategorie.

7.3.5 Naturschutz

Die Bewertung des Einflusses der Maßnahmen auf den Naturschutz erfolgt nach KIEMSTEDT ET AL. (1996) auf Grundlage der folgenden potentiellen Beeinträchtigungen:

- Beeinträchtigung von Arten und Lebensgemeinschaften:
 - Flächenverlust von Lebensräumen,
 - Beeinträchtigung der Standortbedingungen von Lebensräumen,
 - Veränderung von Lebensraumstrukturen,
 - Dezimierung von Flora und Fauna,
 - Veränderung der genetischen Variation.

- Beeinträchtigung des Bodens:
 - Bodenverlust und Bodenabtrag,
 - Veränderung der Bodenorganismen,
 - Veränderung des Nährstoff- und Wasserhaushalts,
 - Beeinträchtigung der natürlichen biotischen Ertragsfähigkeit.

Bei der Untersuchung des Einflusses auf den Naturschutz mit Hilfe dieser potentiellen Beeinträchtigungen müssen zusätzlich die betroffene Flächengröße sowie die jeweilige Dauer der Maßnahme berücksichtigt werden. Es werden die folgenden Kategorien unterschieden:

- *Nicht vereinbar (0 Punkte)*

Eine Maßnahme gilt als nicht vereinbar mit dem Naturschutz, wenn mehrere der aufgeführten potentiellen Beeinträchtigungen auftreten.

- *Teilweise nicht vereinbar (0,5 Punkte)*

Hierzu zählen Maßnahmen, die höchstens eine der aufgeführten Beeinträchtigungen bei einer Umsetzung verursachen.

- *Kein Konflikt (1 Punkt)*

Sofern eine Maßnahme keine der aufgeführten Beeinträchtigungen verursacht, besteht kein Konflikt mit den Interessen des Naturschutzes.

7.3.6 Akzeptanz

Die Bewertung der Akzeptanz basiert auf den in Tabelle 7.1 aufgeführten Platzierungen der Maßnahmen, die von den Bewohnern der Halligen in dieser Reihenfolge gewählt wurden. Die Platzierungen und jeweiligen Bewertungspunkte sind in der Tabelle 7.2 dargestellt. Ein erster Platz bei der Abstimmung während der Zukunftworkshops auf Langeneß und Hooge ergibt demnach eine Wertung von 1. Der fünfte Platz wird mit 0,2 Punkten bewertet.

Tabelle 7.2: Bewertungspunkte für die Akzeptanz der Maßnahmen basierend auf den Abstimmungsergebnissen der Bewohner

Platzierung bei Zukunftworkshop	Bewertungspunkte
1	1
2	0,8
3	0,6
4	0,4
5	0,2

7.3.7 Ergebnis

In Tabelle 7.3 ist eine zusammenfassende Bewertung der im Rahmen der Zukunftworkshops auf Hooge und Langeneß generierten Ideen dargestellt. Dabei wird für die folgenden Kategorien jeweils eine Einzelbewertung vorgenommen, bei der eine Wertung bis maximal 1 erreicht werden kann:

- Wirkung auf den Wellenüberlauf,
- Betriebssicherheit,
- Bauaufwand,
- Landschaftsbild,
- Naturschutz,
- Akzeptanz.

Die Bedeutung der Bewertung der einzelnen Kategorien ist in der Legende der Tabelle 7.3 aufgeführt. In der rechten Spalte der Tabelle 7.3 wird das geometrische Mittel der einzelnen Bewertungen berechnet. Erhält eine Maßnahme in nur einer Bewertungskategorie null Punkte, ergibt die Gesamtwertung somit ebenfalls null Punkte. Die maximal zu erreichende Gesamtbewertung einer Maßnahme beträgt 1.

Als technisch machbare und wirksame Maßnahmen belegen der Ringdeich auf der Warftkrone und die Abflachung des Warftprofils mit 0,93 beziehungsweise 0,87 Punkten die ersten beiden Plätze der untersuchten Maßnahmen. Die Aufwärtung (vgl. Abbildung 7.22) erreicht mit 0,76 Punkten die drittbeste Bewertung. Die Raupflasterung der Warften erhält mit 0,75 Punkten den vierten Platz der untersuchten Maßnahmen. Die am besten bewertete mobile Maßnahme ist der mobile Deichschlauch mit 0,71 Punkten. Auf den Plätzen dahinter folgen der Ringdeich um die gesamte Warft sowie die Errichtung geeigneter Schutzräume mit jeweils 0,67 Punkten. Gerade die Maßnahme der Schutzräume sollte jedoch als Ergänzung anderer Maßnahmen angesehen werden und mit diesen kombiniert angewendet werden. Diesen Maßnahmen konnte somit im Rahmen der Untersuchungen die hydrodynamische Wirksamkeit, die technische Machbarkeit sowie die soziale Akzeptanz nachgewiesen werden. Der mobile Deichschlauch könnte durch eine Alternative der aufklappbaren Hochwasserschutzwand in der Kategorie der Betriebssicherheit noch besser bewertet werden. Die Maßnahme der Verbindung und Bepflanzung der Außensände wird aufgrund der nicht nachweisbaren Wirksamkeit auf den Wellenüberlauf als nicht geeignet bewertet. Die hydraulische Hochwasserschutzwand wird aufgrund des sehr hohen Bauaufwandes sowie der geringen Betriebssicherheit als nicht zu empfehlende Maßnahme beurteilt. Die hydraulische Warft sowie die Eindeichung des Wattenmeeres fallen aufgrund mehrerer Faktoren aus dem Bereich der zu empfehlenden Maßnahmen. Die Eindeichung des Wattenmeeres erhält in den Kategorien des Bauaufwandes, des

Landschaftsbildes sowie des Naturschutzes gleich in drei Fällen mit null Punkten die schlechteste Bewertung. Die hydraulische Warft erreicht in den Kategorien der Betriebssicherheit und des Bauaufwandes jeweils null Punkte.

Tabelle 7.3: Zusammenfassende Bewertung der im Rahmen der Zukunftworkshops auf Hooge und Langeneß generierten Maßnahmen

Maßnahme	Hydro-dynamische Wirksamkeit	Betriebs-sicherheit	Bauauf-wand	Landschafts-bild	Natur-schutz	Akzeptanz der Bewohner	\bar{x}_{geom}
Ringdeich auf Warft	1	1	0.67	1	1	1	0.93
Abflachung des Warftprofils	0.67	1	0.67	1	1	1	0.87
Aufwärtung	1	1	0.33	1	1	0.6	0.76
Raupflasterung	0.67	1	0.67	0.5	1	0.8	0.75
Mobiler Deichschlauch	0.67	0.33	1	1	1	0.6	0.71
Ringdeich um Warft (Wellenbrecher)	0.67	1	0.67	0.5	1	0.4	0.67
Errichtung geeigneter Schutzräume	0.33	1	0.67	1	1	0.4	0.67
Anhebung der Häuser	0.33	1	0.33	1	1	0.6	0.64
Bepflanzung/Verbindung der Außensände	0.33	0.67	0.33	0.5	0.5	1	0.51
Hydraulische Hochwasserschutzwand	1	0	0.33	1	1	0.2	0.00
Hydraulische Warft	1	0	0	1	1	0.8	0.00
Eindeichen des Wattenmeers	1	1	0	0	0	0.2	0.00
Legende	0: Negative Wirksamkeit 0.33: Keine Wirksamkeit 0.67: Gute Wirksamkeit 1: Sehr gute Wirksamkeit	0: sehr niedrig 0.33: niedrig 0.67: mittel 1: hoch	0: sehr groß 0.33: groß 0.67: mittel 1: gering	0: stark negativ 0.5: negativ 1: kein Einfluss	0: nicht vereinbar 0.5: teilw eise nicht vereinbar 1: kein Konflikt	0.2: Platz 5 0.4: Platz 4 0.6: Platz 3 0.8: Platz 2 1: Platz 1	

7.4 Zusammenfassung und Zwischenfazit

Mit den zwei Zukunftworkshops auf den Halligen Hooge und Langeneß ist ein Katalog möglicher Küstenschutzmaßnahmen für die Halligen entwickelt worden, der sozial akzeptierte, technisch machbare und hydrodynamische wirksame Maßnahmen beinhaltet. Die gezeigten Maßnahmen dürfen dabei keineswegs als Möglichkeit für alle Warften interpretiert werden, sondern müssen vielmehr für jede einzelne Warft individuell überprüft werden. Die Bewertung innerhalb der Kategorie der hydrodynamischen Wirksamkeit erfolgt quantitativ durch die Berechnung des Einflusses der jeweiligen Maßnahme auf den Wellenüberlauf. Auch in der Kategorie des Bauaufwandes kann mit einer Kostenabschätzung eine quantitative Bewertung erfolgen. Die Bewertung der sozialen Akzeptanz basiert auf den Ergebnissen der vom IfS durchgeführten Zukunftworkshops (HÄUBLING & ZIESEN, 2014). Die Bewertung innerhalb der Kategorien der Betriebssicherheit, des Naturschutzes und des Landschaftsbildes erfolgen hingegen qualitativ.

Mit dem vorgestellten Bewertungsalgorithmus ist es möglich, Schutzmaßnahmen für die Halligen wissenschaftlich belastbar zu bewerten. Es erfolgt einerseits eine faktenbasierte multikriterielle

Überprüfung verschiedener Aspekte wie der hydrodynamischen Wirksamkeit und der Belange des Naturschutzes. Andererseits werden die Interessen der Halligbewohner direkt von Beginn an berücksichtigt und fließen unmittelbar in die Gesamtbetrachtung ein. Dieser Ansatz ist insofern neuartig, als dass er bereits frühzeitig Konfliktpotentiale und Interessenskonflikte auslotet und planerischen Unwegsamkeiten vorbeugt. Ein weiterer vorteilhafter Aspekt der Bewertungsmethodik ist sein modularer Aufbau. Der Maßnahmenkatalog kann um beliebig viele weitere Maßnahmen und Bewertungskriterien ergänzt werden, ohne dass die Vergleichbarkeit verloren geht. Andererseits können Kriterien wegfallen, falls der Untersuchungsraum dies zulässt.

Zukünftig sollte auch für die Kategorien der Betriebssicherheit, des Naturschutzes und des Landschaftsbildes Kategorien ein Ansatz zur quantitativen Bewertung entwickelt werden. Darüber hinaus kann eine weitere Kategorie, in der die Nachhaltigkeit der jeweiligen Maßnahme bewertet wird, das Bewertungssystem sinnvoll erweitern. Innerhalb dieser Kategorie soll der Einfluss der Maßnahme auf das vertikale Marschwachstum der Halligflächen quantifiziert werden.

8 Zusammenfassung und Ausblick

8.1 Zusammenfassung

Die vorgestellten Untersuchungen zum Küstenschutz auf den nordfriesischen Halligen stellen einen wichtigen Beitrag zur Entwicklung nachhaltiger Küstenschutzmaßnahmen und zukünftiger Bewirtschaftungsstrategien dar. Mit dem in Kapitel 3 beschriebenen numerischen Modell zur Bestimmung hydrodynamischer Belastungsgrößen wird zunächst ein Werkzeug geschaffen, das in den folgenden Kapiteln für die Untersuchungen verwendet werden kann. Dabei folgen diese Untersuchungen dem Profil einer Hallig von der Halligkante, über die Halligfläche bis hin zur Warft mit den darauf befindlichen Gebäuden.

In Kapitel 4 erfolgt mit der Entwicklung eines Bemessungsansatzes für Halligraustreifen die Untersuchung zur Halligkante. Der Bemessungsansatz basiert auf durchgeführten physikalischen Modellversuchen, mit denen erstmalig Überfallbeiwerte für die Halligraustreifen ermittelt wurden. Zudem wurden mit Hilfe numerischer Untersuchungen Forchheimer-Koeffizienten für den durchlässigen Raustreifen bestimmt. Die wesentlichen Elemente des Bemessungsansatzes sind die kritische Geschwindigkeit für den Beginn der Erosion und die gleichzeitige Ausbildung eines schützenden Wasserpolsters auf der Halligoberfläche. Für die Halligraustreifen ist somit ein neues Verfahren zur Bemessung entwickelt worden, das anhand eines existierenden Raustreifenprofils beispielhaft angewendet wird.

In Kapitel 5 wird untersucht, welchen Einfluss hydrodynamische und bautechnische Parameter auf die Sedimentation während eines Landunter-Ereignisses besitzen. Hintergrund ist die Entwicklung einer nachhaltigen Bewirtschaftungsstrategie, durch die das vertikale Marschwachstum der Halligflächen positiv gefördert werden kann. Dazu werden sowohl das numerische Modell des Untersuchungsgebietes verwendet als auch in-situ-Messungen am Sieltor Osterwehl auf Langeneß durchgeführt. Es wird gezeigt, dass mit verschiedenen Maßnahmen die Sedimentation auf den Halligflächen beeinflusst werden kann.

In Kapitel 6 erfolgt die Aufstellung eines Sicherheitskriteriums für Halligwarften sowie die Quantifizierung des derzeitigen Schutzstandards einzelner Warften. Das aufgestellte Sicherheitskriterium wird durch die Wassertiefe auf der Warft beschrieben, die sich durch Wellenüberlauf beziehungsweise Überströmen im Verlauf einer Sturmflut auf der Warft einstellt. In Abhängigkeit der Wahrscheinlichkeit eines Sturmflutereignisses erfolgt eine Abstufung der jeweils zulässigen Grenzwassertiefen für ein HW_{50} und HW_{100} . Diese Arbeiten dienen zum einen der Priorisierung von durchzuführenden Schutzmaßnahmen und werden zum anderen für die Entwicklung von Warftverstärkungsmaßnahmen für ausgewählte Halligwarften verwendet.

In Kapitel 7 werden zehn Küstenschutzmaßnahmen untersucht, die im Rahmen der durchgeführten Zukunftworkshops von den Halligbewohnern entwickelt worden sind. Die Bewertung erfolgt anhand der Wirkung auf den Wellenüberlauf an der Warft, der Betriebssicherheit, dem Bauaufwand, dem Einfluss auf das Landschaftsbild sowie dem Naturschutz. Das Ergebnis ist eine Auswahl an sozial akzeptierten, technisch machbaren und hydraulisch wirksamen Küstenschutzmaßnahmen.

Mit den vorgestellten Untersuchungen dieser Arbeit liegen für die Halligraustreifen und Halligwarften erstmals wissenschaftliche Ansätze zu Bemessung vor, die sowohl wirtschaftlichere Bauweisen als auch Priorisierungen von Maßnahmen ermöglichen. Es wird gezeigt, dass mit Hilfe von Maßnahmen an den Sieltoren und Halligdeckwerken das vertikale Wachstum der Halligflächen positiv beeinflusst werden kann. Des Weiteren werden hydrodynamisch wirksame und von der Bevölkerung akzeptierte Maßnahmen im Rahmen von Zukunftworkshops generiert.

8.2 Ausblick

In der vorliegenden Arbeit wurden wissenschaftliche Ansätze zur Bemessung von Küstenschutzbauwerken auf den Halligen entwickelt und angewendet. Um diese Ansätze zu validieren und weiter anpassen zu können, werden zusätzliche Untersuchungen empfohlen. Der Ansatz zur Bemessung von Halligraustreifen sollte in physikalischen und numerischen Modellversuchen unter instationärer Wellenbelastung untersucht und optimiert werden.

Für den Bereich der Halligflächen bleibt weiterhin die Frage offen, welcher Anteil der im Wasser mitgeführten Sedimente im Priel tatsächlich auf der Hallig abgelagert werden würde. Da es im Rahmen der in-situ-Messungen am Sieltor Osterwehl nicht zu einem Landunter gekommen ist, ist eine Wiederholung der Versuche bei einem Wasserstand zwischen MThw + 50 cm und MThw + 100 cm notwendig. Außerdem sollte die Sedimentkonzentration und Sedimentzusammensetzung in der Wassersäule während einer Sturmflut vor einer Hallig gemessen werden, um belastbare Eingangsdaten für die numerischen Modelle zu erhalten. Notwendig sind hier vor allem Daten zur Kornverteilung sowie physikochemische Parameter der Sedimente.

Die Untersuchungen dieser Arbeit haben zudem den Individualcharakter jeder einzelnen Hallig und Warft herausgestellt. Es wird deutlich, dass für jede Warft individuelle Lösungen entwickelt werden müssen, um diese in Zukunft vor Sturmfluten sicher schützen zu können. Dabei müssen gemeinsam mit den jeweiligen Warftbewohnern Maßnahmen erarbeitet werden, die von diesen akzeptiert werden. Für eine mögliche Priorisierung von Verstärkungsmaßnahmen an den Warften stellt das aufgestellte Sicherheitskriteriums ein wichtiges Instrument dar. Dabei sollten weiterhin Daten zu Wasserständen und Seegang auf den Halligen während Landunter-Ereignissen gesammelt werden, um das bestehende numerische Seegangmodell weiter kalibrieren zu können. Die durch in-situ-Messungen gewonnenen Seegangsdaten könnten zudem durch kleinmaßstäbliche Versuche in einem 3D-Wellenbecken im Bereich um eine idealisierte Warft ergänzt werden. Diese Experimente können einen wichtigen Beitrag leisten, um die komplexen Vorgänge der Refraktion und Diffraktion im Bereich um eine Warft besser abbilden zu können.

Das langfristige Ziel ist es, die Warften mit Ringdeich wieder durch die klassische Bauform ohne Ringdeich zu ersetzen. Wie die Untersuchungen im Kapitel 6.7 gezeigt haben, ist bei Warften ohne Ringdeich die Wellendruckbelastung auf die äußeren Gebäude das wesentliche Sicherheitskriterium. Die Wellendruckbelastung ist wiederum abhängig von der Warfthöhe, Böschungsneigung und dem Abstand des Gebäudes zur Warftoberkante. Die bisherigen Berechnungen der zu erwartenden Belastungen auf die Hallighäuser basieren auf Versuchen von CHEN ET AL. (2014). Diese Berechnungen sollten durch großmaßstäbliche Untersuchungen erweitert werden. Auf Grundlage der Untersuchungen könnten Empfehlungen zur Ausgestaltung der außenliegenden Warftgebäude

erarbeitet werden. Dazu zählen Angaben zur notwendigen Statik der Gebäudewände, Höhe des Gebäudesockels, Fensterhöhe, Türschwellehöhe sowie Versuche zu innovativen Gebäudewänden, die beispielsweise im Sockelbereich über zusätzliche Wellenabweiser verfügen. Des Weiteren können mit Hilfe großmaßstäblicher Versuche Optimierungen der Warftgeometrien vorgenommen werden. Vor allem die Ausgestaltung des Bermenprofils (vgl. Kapitel 6.6.3) kann durch Variation der Höhenlage der Berme und verschiedener Neigungen den jeweiligen natürlichen Verhältnissen optimal angepasst werden. Für besonders exponierte Warften mit großer welleninduzierter Belastung sollen Versuche zu Rauheitselementen auf den Warftböschungen durchgeführt werden.

Mobile Hochwasserschutzanlagen stellen für einige Warften eine geeignete Alternative zu den herkömmlichen Maßnahmen dar. Die Wirkungsweise sollte ebenfalls in großmaßstäblichen Versuchen untersucht werden. Auch wenn das langfristige Ziel Warften ohne Ringdeiche sind, muss für die bestehenden Warften mit Ringdeich die Warftentwässerung im Sturmflutfall optimiert werden. So können der Einfluss der Höhenlage eines Senkungsbereiches im Ringdeich in Bezug auf den Bemessungswasserstand und die Vor- beziehungsweise Nachteile von Stöpen ermittelt werden. Außerdem fehlt ein Ansatz zur Bemessung von Entwässerungssystemen, mit denen eine Warft der Kategorie (b) (vgl. Abbildung 6.1) nach einem Sturmflutereignis entwässert werden kann.

Für die Schutzräume der Halliggebäude müssen zukünftig Bemessungsgrundlagen erarbeitet werden. Diese müssen vorgeben, für welche Belastungen die Schutzräume ausgelegt sein sollen. Dazu sind genaue Angaben zur Gründung notwendig. Wichtig sind zudem Empfehlungen für die Ausgestaltung von Türen, Fenstern und Wänden. Die Erarbeitung von Mindestanforderungen für die Schutzräume wäre ein weiterer Schritt in Richtung einer nachhaltigen Hochwasserschutzstrategie.

Schrifttum

- ANDERSEN, T.J. & PEJRUP, M. (2001): Suspended sediment transport on a temperate, microtidal mudflat, the Danish Wadden Sea. *Marine Geology* 173(1-4); S. 69–85.
- ARNS, A., WAHL, T., DANGENDORF, S., MUDERSBACH, C. & JENSEN, J. (2013): Ermittlung regionalisierter Extremwasserstände für die Schleswig-Holsteinische Nordseeküste. *Hydrologie und Wasserbewirtschaftung*; 57. Jahrgang; Heft 6; DOI: 10.5675/HyWa_2013,6_1.
- ARNS, A.; WAHL, T.; DANGENDORF, S. & JENSEN, J. (2015a): The impact of sea level rise on storm surge water levels in the northern part of the German Bight. *Coastal Engineering*; Volume 96; February 2015; S. 118–131.
- ARNS, A.; WAHL, T.; HAIGH, I.D. & JENSEN, J. (2015b): Determining return water levels at un-gauged coastal sites: a case study for northern Germany. *Ocean Dynamics*; Volume 65; Issue 4; 539-554.
- ALCÉRRECA HUERTA, J. C.; FOYER, Gisa; LIEBISCH, S. & OUMERACI, H. (2013): Physical and numerical modelling of porous bonded revetments. Hannover; Proceedings of the 9. FZK Kolloquium "Modellierung im Seebau und Küsteningenieurwesen".
- BACHMANN, D. (2012): Beitrag zur Entwicklung eines Entscheidungsunterstützungssystems zur Bewertung und Planung von Hochwasserschutzmaßnahmen. Dissertation; RWTH Aachen.
- BASF (2008): Elastocoast - Innovative Technologie im Küstenschutz heute und morgen. Informationen, Referenzen und Dokumente.
- BEHRE, K.-E. (2008): Landschaftsgeschichte Norddeutschlands: Umwelt und Siedlung von der Steinzeit bis zur Gegenwart. Wachholtz Verlag; Neumünster.
- BENISTON, M.; STEPHENSON, D.; CHRISTENSEN, O.; FERRO, C.; FREI, C.; GOYETTE, S.; HALSNAES, K.; HOLT, T.; JYLHÄ, K.; KOFFI, B.; PALUTIKOF, J.; SCHÖLL, R.; SEMMLER, T. & WOTH, K. (2007): Future extreme events in European climate: An exploration of regional climate model projections. *Climatic Change* 81: 71–95.
- BIJLSMA, E. (2010): Polyurethane Bonded Aggregate Revetments Design Manual. Amersfoort: Arcadis.
- BOSBOOM, J. & STIVE, M. (2011): Coastal Dynamics I; lecture notes CT4305; 0.2. Aufl. Delft, Niederlande: VSSD.
- BUNDESAMT FÜR SEESCHIFFFAHRT (2016): Sturmfluten. online verfügbar unter: <http://www.bsh.de/de/Meeresdaten/Vorhersagen/Sturmfluten/> (zuletzt geprüft am 31.07.2016).
- BWK (2005): Mobile Hochwasserschutzsysteme – Grundlagen für Planung und Einsatz; Bund der Ingenieure für Wasserwirtschaft, Abfallwirtschaft und Kulturbau (BWK) e. V.; ISBN 3-936015-19-8.
- CHEN, X.; HOFLAND, B.; ALTOMARE, C.; SUZUKI, T.; UIJTTEWAAL, W. (2014): Forces on a vertical wall on a dike crest due to overtopping flow. *Coastal Engineering* 95; S. 94 – 104.
- CHO, DONG-OH (2007): The evolution and resolution of conflicts on Saemangeum Reclamation Project. *Ocean & Coastal Management*; Volume 50. Issues 11-12; Pages 930-944.
- CHURCH, J.; WHITE, N.; AARUP, T.; WILSON, S.; WOODWORTH, P. & DOMINGUES, C. (2008): Understanding global sea levels: past, present and future. *Sustainability Science*; Jg. 3, H. 1, 9-22, 2008.
- CHURCH, J. & CLARK, P. (2013): Sea Level Change. In: *Climate Change 2013: The Physical Science Basis. Contribution of Working Group I to the Fifth Assessment Report of the IPCC*.
- CPSL (2010): CPSL Third Report. The role of spatial planning and sediment in coastal risk management. Wilhelmshaven: Trilateral Working Group on Coastal Protection and Sea Level

- Rise (CPSL); Wadden Sea Ecosystem (28).
- D'ALPAOS, A., LANZONI, S., MARANI, M. & RINALDO, A. (2007): Landscape evolution in tidal embayments: Modeling the interplay of erosion, sedimentation, and vegetation dynamics. *Journal of Geophysical Research F: Earth Surface* 112(1).
- DANGENDORF, S. (2014): Sea level variability and its role for coastal flood risk in the southeastern North Sea - Insights into past, present and future sea level changes. Dissertation; Universität Siegen; Siegen.
- DELTA RES (2010): Delft3D-Wave: Simulation of short-crested waves with SWAN. User Manual; Version 3.04.
- DELTA RES (2011): Improvements in spectral wave modelling in tidal inlet seas. Overview of results of the SBW-Waddenzee project 2006-2010.
- DELTA RES (2014): Delft3D-Flow. Simulation of multi-dimensional hydrodynamic flows and transport phenomena, including sediments; User Manual.
- DEICKE, M.; KARIUS, V.; JAHNKE, W.; KALLWEIT, W.; REBENS, M.; REYER, D. (2007): Charakterisierung von Sturmflutablagerungen auf Hallig Hooge: Quantifizierungen des Sedimentwachstums seit 1914. In: *Coastline Reports* (9); S. 93–102.
- DEICKE, M., KARIUS, V. & VON EYNATTEN, H. (2009): Bestimmung der Sedimentaufwachsraten auf den Halligen Hooge, Langeness, Nordstrandischmoor und Süderoog (SAHALL). Endbericht (unveröffentlicht).
- DEMUTH, B. (2000): Das Schutzgut Landschaftsbild in der Landschaftsplanung - Methodenüberprüfung anhand ausgewählter Beispiele der Landschaftsrahmenplanung. Mensch und Buch Verlag; Berlin.
- DERKSEN, J. (2013): Untersuchungen zur hydrodynamischen Wirksamkeit verschiedener Küstenschutzmaßnahmen auf den nordfriesischen Halligen mit Hilfe des Seegangmodells SWAN. Bachelorarbeit; IWW; RWTH Aachen University (unveröffentlicht).
- DIN Deutsches Institut für Normung e.V. (1987): DIN 66165-1: Siebanalyse Grundlagen. Berlin: DIN Deutsches Institut für Normung e.V.
- DIN Deutsches Institut für Normung e.V. (2000): DIN EN ISO 7027: Wasserbeschaffenheit - Bestimmung der Trübung (ISO 7027:1999). Deutsche Fassung EN ISO 7027:1999
- DIN Deutsches Institut für Normung e.V. (2005): DIN 1055-4:2005-03: Einwirkungen auf Tragwerke – Teil 4: Windlasten. Berlin: DIN Deutsches Institut für Normung e.V.
- DOLCH, T. (2008): High-resolution spatial analysis of morphodynamics and habitat changes in the Wadden Sea (SE North Sea). Dissertation zur Erlangung des Doktorgrades der Mathematisch-Naturwissenschaftlichen Fakultät der Christian-Albrechts-Universität zu Kiel.
- EAK (2007): Empfehlungen für die Ausführung von Küstenschutzbauwerken durch den Ausschuss für Küstenschutzbauwerke der Deutschen Gesellschaft für Geotechnik e.V. und der Hafentechnischen Gesellschaft e.V. In: *Die Küste*; Heft 65.
- EHLERS, J. (1988): *The Morphodynamics of the Wadden Sea*. Rotterdam: A.A. Balkema; ISBN 90 6191 679 8.
- ERCHINGER, H.F.; COLDEWEY, H.-G. & MEYER, C. (1996): Interdisziplinäre Erforschung des Deichvorlandes im Forschungsvorhaben "Erosionsfestigkeit von Hellern". *Die Küste* (58).
- EVERTZ, T. & PETERSEN, K. (2007): Neue Wege bei der Verfestigung von Deckwerken; Polyurethan im Wasserbau. In: *Wasser und Abfall* (6); S. 35–39.
- FLEMMING, B. & BARTHOLOMÄ, A. (1997): Response of the Wadden Sea to a Rising Sea Level: a Predictive Empirical Model. *German Journal of Hydrography*; Volume 49 (1997) Number 2/3;

- BSH, Hamburg und Rostock.
- FORCHHEIMER, P. (1901): Wasserbewegung durch Boden. In: *Zeitschrift des Vereins Deutscher Ingenieure*; Vol. 45 (1782).
- FORKEL, C. (1999): Numerische Modelle für die Wasserbaupraxis. Grundlagen, Anwendungen, Qualitätsaspekte; Habilitationsschrift; Aachen: RWTH Aachen.
- FÜHRBÖTER, A., (1966): Der Druckschlag durch Brecher auf Deichböschungen. Hannover; Mitteilungen des Franzius-Instituts für Grund- und Wasserbau der Technischen Hochschule Hannover (28).
- FÜHRBÖTER, A. & JENSEN, J. (1985): Säkularänderungen der mittleren Tidewasserstände in der Deutschen Bucht. *Die Küste* 42; S. 78 - 100.
- GÖNNERT, G. (2003): Sturmfluten und Windstau in der Deutschen Bucht – Charakter, Veränderungen und Maximalwerte im 20. Jahrhundert. In: *Die Küste*; Heft 67; S. 185 - 367.
- GU, D. (2007): Hydraulic Properties of PUR-Revetments Compared to Those of Open Stone Asphalt Revetments. M.Sc. Thesis: TU Delft; Online verfügbar unter:
<http://repository.tudelft.nl/view/ir/uuid%3A793f469e-129c-4778-a0b7-2efb6a1f0d89/>
(zuletzt geprüft am 14.12.2015).
- GÜNTER, P. (2005): Überfälle und Wehre: Grundlagen und Berechnungsbeispiele. Wiesbaden: Friedr. Vieweg & Sohn Verlag/GWV Fachverlage GmbH.
- HAFSTEINSSON, H.E. (2009): Porous Media in OpenFOAM: Chalmers University. Online verfügbar unter:
http://www.tfd.chalmers.se/~hani/kurser/OS_CFD_2008/HaukurElvarHafsteinsson/haukurReport.pdf (zuletzt geprüft am 01.10.2015).
- HÄUßLING, R. & ZIESEN, N. (2014): BMBF/KFKI-Projekt ZukunftHallig: Entwicklung von nachhaltigen Küstenschutz- und Bewirtschaftungsstrategien für die Halligen. Abschlussbericht - ZukunftHallig B (IfS), 01.12.2010 - 30.11.2013, S. 289–440.
- HUBER, N.; BACHMANN, B. & PETRY, U. (2009): Ein Konzept für eine risikobasierte Entscheidungshilfe im Zuge der Identifikation von Schutzmaßnahmen bei extremen Hochwasserereignissen. *Hydrologie und Wasserbewirtschaftung (HyWa)*; 53. Jahrgang; 2009; Heft 3.
- JENSEN, J. (1984): Änderungen der mittleren Tidewasserstände an der Nordseeküste. Mitteilungen Heft 83; Leichtweiss Institut für Wasserbau der Technischen Universität Braunschweig.
- JENSEN, J. (1985): Über instationäre Entwicklungen der Wasserstände an der Deutschen Nordseeküste. Mitteilungen Heft 88; Leichtweiss Institut für Wasserbau der Technischen Universität Braunschweig.
- JENSEN, J.; MÜGGE, H. E. & SCHÖNFELD, W. (1992): Analyse der Wasserstandsentwicklung und Tidedynamik in der Deutschen Bucht. *Die Küste* 53, S. 211 – 275.
- JENSEN, J.; DANGENDORF, S.; WAHL, T. & STEFFEN, H. (2014): Meeresspiegeländerungen in der Nordsee: Vergangene Entwicklungen und zukünftige Herausforderungen mit einem Fokus auf die Deutsche Bucht. *Hydrologie und Wasserbewirtschaftung (HyWa)*; 53. Jahrgang; Heft 3.
- JENSEN, J. & ARNS, A. (2014): BMBF/KFKI-Projekt ZukunftHallig: Entwicklung von nachhaltigen Küstenschutz- und Bewirtschaftungsstrategien für die Halligen. Abschlussbericht - ZukunftHallig A, 01.12.2010 - 30.11.2013, S. 1–128.
- KARIUS, V.; SCHINDLER, M.; DEICKE, M. & VON EYNATTEN, H. (2014): BMBF/KFKI-Projekt ZukunftHallig: Entwicklung von nachhaltigen Küstenschutz- und Bewirtschaftungsstrategien für die Halligen. Abschlussbericht - ZukunftHallig D, 01.12.2010 - 30.11.2013, S. 481–538.
- KIEMSTEDT, H.; OTT, S. & MÖNNECKE, M. (1996): Methodik der Eingriffsregelung - Gutachten zur Methodik der Ermittlung, Beschreibung und Bewertung von Eingriffen in Natur und Landschaft,

- zur Bemessung von Ausgleichs- und Ersatzmaßnahmen sowie von Ausgleichszahlungen. Institut für Landschaftspflege und Naturschutz der Universität Hannover.
- KIRWAN, M.; GUNTENSPERGEN, G.; D'ALPAOS, A.; MORRIS, J.; MUDD, S. & TEMMERMAN, S. (2010): Limits on the adaptability of coastal marshes to rising sea level. *Geophysical Res. Letters*; Vol. 37.
- KOBAYASHI, N. & DE LOS SANTOS, F. J. (2007): Irregular Wave Seepage and Overtopping of Permeable Slopes. In: *JWPCOE* (133.4); S. 245–254.
- KORTENHAUS, A. & OUMERACI, H. (2002): Probabilistische Bemessungsmethoden für Seedeiche (ProDeich). Braunschweig: Leichtweiss-Institut für Wasserbau TU Braunschweig (877).
- KUMBRUCK, N. (2009): Halligraustreifen (Halligigel) als Wellen- und Erosionsschutz – Funktionsweise und Bemessung. Diplomarbeit Universität Rostock; Fachgebiet Küstenwasserbau.
- LIOUTAS, A.; SMITH, G.M.; VERHAGEN, H.J. (2012): Spatial Distribution of Overtopping. In: *Coastal Engineering Conference*; Vol. 33 (1).
- LIEM, R. (1995): Konstruktion und Einsatz eines in-situ Erosionsmessgerätes zur Untersuchung kohäsiver Schlämme. Diplomarbeit, IWW, RWTH Aachen (unveröffentlicht).
- LKN.SH (2011a): Arbeitsbericht ZukunftHallig – Teilprojekt: ZukunftHalligC – Bewertung vorhandener Küstenschutzsysteme, hydrologisches Monitoring und Datenbereitstellung. (unveröffentlicht).
- LKN.SH (2011b): Erläuterungsbericht Halligdeckwerke. Erläuterungsbericht zur Verstärkung der Deckwerke auf den Halligen 2007 bis 2014; Husum: Landesamt für Küstenschutz, Naturschutz und Meeresschutz Schleswig-Holstein.
- LKN.SH (2014): Fachplan Küstenschutz Sylt. Husum: Landesamt für Küstenschutz, Naturschutz und Meeresschutz Schleswig-Holstein.
- MAI, S., PRAESLER, C., ZIMMERMANN, C. (2004): Wellen und Seegang an Küsten und Küstenbauwerken mit Seegangs atlas der Deutschen Nordseeküste. Vorlesungsergänzungen des Lehrstuhls für Wasserbau und Küsteningenieurwesen Franzius-Institut; Universität Hannover, 2004.
- MARTIN, H. & POHL, R. (2008): Technische Hydromechanik Band 4. Hydraulische und numerische Modelle. 2. Aufl. Berlin: Verlag Bauwesen. ISBN 978-3-345-00924-2.
- MELUR-SH (2012): Generalplan Küstenschutz des Landes Schleswig-Holstein. Fortschreibung 2012.
- MELUR-SH (2014): Bericht der Arbeitsgruppe HALLIGEN 2050: Möglichkeiten zur langfristigen Erhaltung der Halligen im Klimawandel. Kiel, 2014.
- MÜLLER, F. (1917): Das Wasserwesen an der schleswig-holsteinischen Nordseeküste. Erster Teil: Die Halligen; Band 1; Dietrich Reimer. Berlin.
- NIEMEYER, H. D. & KAISER, R. (2001): Hydrodynamische Wirksamkeit von Lahnungen, Hellern und Sommerdeichen. *Die Küste* 64.
- OUMERACI, H.; STAAL, T.; PFOERTNER, S.; LUDWIGS, G.; KUDELLA, M. (2010): Hydraulic Performance, Wave Loading and Response of Elastocoast Revetments and their Foundation: A Large Scale Model Study. Braunschweig: Leichtweiss-Institut für Wasserbau TU Braunschweig (988).
- PACHAURI, R. K., & REISINGER, A. (2007): Contribution of Working Groups I, II and III to the Fourth Assessment Report of the Intergovernmental Panel on Climate Change, IPCC, Geneva, Switzerland.
- PETERSEN, M., (1981): Die Halligen: Küstenschutz – Sanierung – Naturschutz. Karl Wachholtz Verlag; Neumünster.
- PETERSEN, M. & ROHDE, H. (1991): Sturmflut – Die großen Fluten an den Küsten Schleswig-Holsteins und in der Elbe. Karl Wachholtz Verlag; Neumünster.
- PIETZSCH, B. (2001): In situ Untersuchungen zur Mobilität bindiger Stauraumsedimente während einer

- Entleerungsmaßnahme am Beispiel des Staubeckens Heimbach. Diplomarbeit; IWW; RWTH Aachen (unveröffentlicht).
- PULLEN, T.; ALLSOP, N.W.H.; BRUCE, T.; KORTENHAUS, A.; SCHÜTTRUMPF, H. & VAN DER MEER, J. W. (2007): *EurOtop. Wave Overtopping of Sea Defences and Related Structures: Assessment Manual*. Heide i. Holstein: Boyens Medien GmbH & Co. KG (Die Küste, 73).
- RIJN, L.C. VAN (1993): *Principles of Sediment Transport in Rivers, Estuaries and Coastal Seas*. Aqua Publications, The Netherlands.
- VAN RIJN, L.C.; WALSTRA, D.J.R.; GRASMEIJER, B.; SUTHERLAND, J.; PAN, S. & SIERRA, J.P. (2002): Simulation of nearshore hydrodynamics and morphodynamics on the time scale of storms and seasons using process-based profile models. In: van Rijn, L.C. et al. (Ed.) (2002). *The behavior of a straight sandy coast on the time scale of storms and seasons: process knowledge and guidelines for coastal management: end document March 2002; EC MAST Project*.
- RENGER-PATZSCH, A. (1927): *Die Halligen – Das Gesicht der Landschaft*. Unter Mitwirkung von Dr. Karl Häberlin in Wyk auf Föhr; Albertus-Verlag; Berlin.
- RIS, R. C. (1997): *Spectral modelling of wind waves in coastal areas*. Doctoral thesis; Delft University Press.
- SCHINDLER, M.; KARIUS, V.; DEICKE, M. & VON EYNATTEN, H. (2014): Measuring sediment deposition and accretion on anthropogenic marshland – Part II: The adaption capacity of the North Frisian Halligen to sea level rise. *Estuarine; Coastal and Shelf Science*; Volume 151, 5 December 2014b, Pages 246-255.
- SCHUERCH, M., RAPAGLIA, J., LIEBETRAU, V., VAFEIDIS, A. & REISE, K. (2012): Salt Marsh Accretion and Storm Tide Variation: an Example from a Barrier Island in the North Sea. *Estuaries and Coasts* (2012) 35; S. 486-500.
- SCHÜTTRUMPF, H. (2001): *Wellenüberlaufströmungen bei Seedeichen. Experimentelle und theoretische Untersuchungen*; Dissertation; Braunschweig: Leichtweiss-Institut für Wasserbau TU Braunschweig.
- SCHÜTTRUMPF, H. & VAN GENT, M. R. A. (2003): Wave overtopping at seadikes. *ASCE, Proc. Coastal Structures 2003*; Portland, USA, pp 431–443.
- SCHÜTTRUMPF, H. & WÖFFLER, T. (2014): BMBF/KFKI-Projekt ZukunftHallig: Entwicklung von nachhaltigen Küstenschutz- und Bewirtschaftungsstrategien für die Halligen. Abschlussbericht - ZukunftHallig B (IWW), 01.12.2010 - 30.04.2014, S. 129–288.
- SCHWEIM, C. (2005): *Modellierung und Prognose der Erosion feiner Sedimente*. Dissertation; Aachen: RWTH Aachen University. Online verfügbar unter: http://sylvester.bth.rwth-aachen.de/dissertationen/2005/098/05_098.pdf (zuletzt geprüft am 08.07.2016).
- SIEFERT, W. (1982): Bemerkenswerte Veränderungen der Wasserstände in den deutschen Tideflüssen. *Die Küste*; Heft 37; 1982.
- SHIELDS, A. (1936): *Anwendung der Aehnlichkeitsmechanik und der Turbulenzforschung auf die Geschiebebewegung*. Dissertation: Berlin: TeH Berlin.
- SPINGAT, F. (1997): Analyse der Schwebstoffdynamik in der Trübungszone eines Tideflusses. *Mitteilungen aus dem Leuchtweiß-Institut für Wasserbau der TU-Braunschweig*, Heft 139, Seiten 1 – 187.
- STADELMANN, R. (2008): *Den Fluten Grenzen setzen: Schleswig Holsteins Küstenschutz (Westküste und Elbe)*. Band 1: Nordfriesland; Husum.
- UNSÖLD, G. (1984): *Der Transportbeginn feinstkörnigen rolligen Sohlmaterials in gleichförmigen*

- turbulenten Strömungen: Eine Experimentelle Überprüfung und Erweiterung der SHIELDS-Funktion. Dissertation; Universität Kiel.
- UNSECO (2015): World heritage Wadden Sea. Online verfügbar unter:
<http://whc.unesco.org/en/list/1314> (zuletzt geprüft am 14.09.2016)
- VALK, A. (2009): Wave Overtopping. Impact of water jets on grassed inner slope transitions. M.Sc. Thesis: TU Delft. Online verfügbar unter:
<http://repository.tudelft.nl/view/ir/uuid:5ca03ac7-0296-4ccd-b7b0-e9485cfc934f/> (zuletzt geprüft am 01.10.2015)
- VAN DER MEER, J. W.; SCHRIJVER, R.; HARDEMAN, B.; VAN HOVEN, A.; VERHEIJ, H.; STEENDAM, G.J. (2009): Guidance on erosion resistance of inner slopes of dikes from three years of testing with the Wave Overtopping Simulator. Online verfügbar unter:
http://www.vandermeerconsulting.nl/downloads/2009_vandermeer_schrijver.pdf (zuletzt geprüft am 26.08.2016)
- VAN EERDT, Martha M. (1985): The influence of vegetation on erosion and accretion in salt marshes of the Oosterschelde. *Vegetatio* (62).
- VAN GENT, M. R.A. (1995): Wave Interaction with Permeable Coastal Structures. Dissertation; Delft, Niederlande: TU Delft.
- VAN KESTER, D. (2009): Spatial Distribution of Wave Overtopping. M.Sc. Thesis; Online verfügbar unter
<http://repository.tudelft.nl/islandora/object/uuid:5e91b150-3d62-462e-83f0-0efe570df822/datastream/OBJ/download> (zuletzt geprüft am 20.07.2016).
- VON STORCH, H., MEINKE, I. & WEISSE, R. (2009): Nordseesturmfluten im Klimawandel. Symposium "Stormvloed 1509 – Geschiedenis van de Dollard", 19. September 2009.
- WAHL, T.; JENSEN, J.; FRANK, T. & HAIGH, I. D. (2011): Improved estimates of mean sea level changes in the German Bight over the last 166 years. *Ocean Dynamics*; Springer Verlag.
- VERHAGEN, H.J.; STEENAARD, J. & TUAN, T.Q. (2004): Infiltration of overtopping water in a breakwater crest. In: *Coastal Engineering Conference; Vol. 29* (4).
- WILLEMS, W. (2011): Regionalisierung der statistischen Sturmflutwasserstände an der West- und Ostküste Schleswig-Holsteins; Erweiterter Endbericht; Auftraggeber: Landesbetrieb für Küstenschutz, Nationalpark und Meeresschutz Schleswig-Holstein.
- WILMINK, A. (2013): Bestimmung der Standfestigkeit der Sohle und vorherrschender Strömungsgeschwindigkeiten im Bereich des Sieltor Osterwehls auf der Hallig Langeneß; Bachelorarbeit; IWW; RWTH Aachen University (unveröffentlicht).
- WINSKOWSKY, U. (1998): Strömungen im nordfriesischen Wattenmeer. Landesamt für den Nationalpark Schleswig-Holsteinisches Wattenmeer; Umweltbundesamt (Hrsg.): *Umweltatlas Wattenmeer* (Band 1): Nordfriesisches und Dithmarscher Wattenmeer; Ulmer Verlag; Stuttgart.
- WOLBRING, J. (2013): Entwicklung und Bewertung eines Bemessungsansatzes für Halligraustreifen mit Hilfe physikalischer Modellversuche und numerischer Simulationen; Masterarbeit; IWW; RWTH Aachen University (unveröffentlicht).
- ZANKE, U. (2002): *Hydromechanik der Gerinne und Küstengewässer: Für Bauingenieure, Umwelt- und Geowissenschaftler*. Vieweg/ Teubner Verlag.
- ZANKE, U. (2013): *Hydraulik für den Wasserbau*. Springer 2013.
- ZEELLENBERG, W. & KOOTE, M. (2012): The use of Elastocoast in breakwater research. Delft; Online verfügbar unter:
<http://repository.tudelft.nl/view/ir/uuid%3A503327ba-2bfd-4f60-99e6-b6956be2809d/> (zuletzt geprüft am 14.09.2015).

Anhang

Anhang A - Untersuchte Geometrien des Halligraustreifens

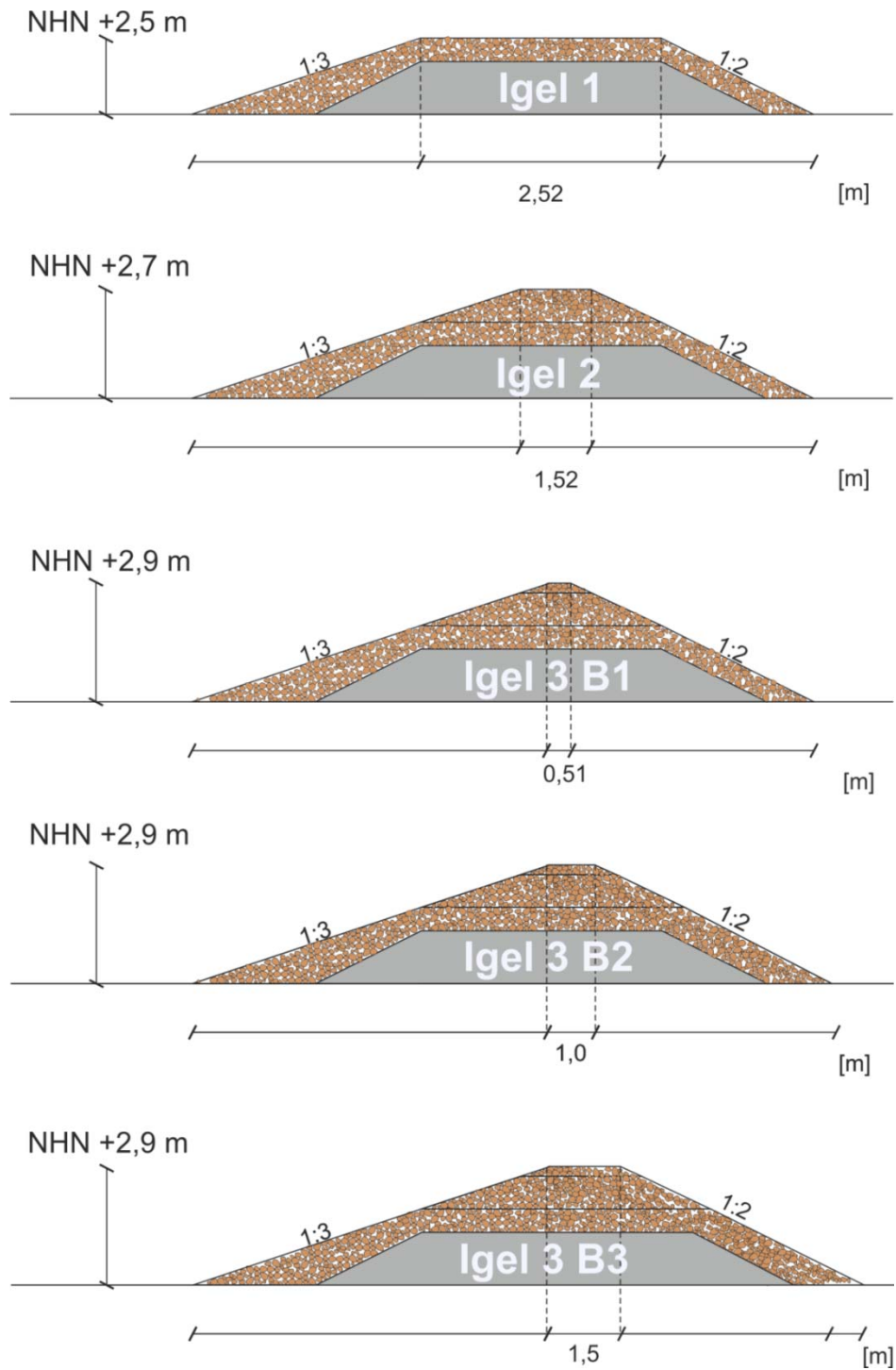


Abbildung A 1: Untersuchte Geometrien des Halligraustreifens im numerischen Modell

Anhang B – Simulationsergebnisse der Pilotwarften

Knudtswarf/Gröde

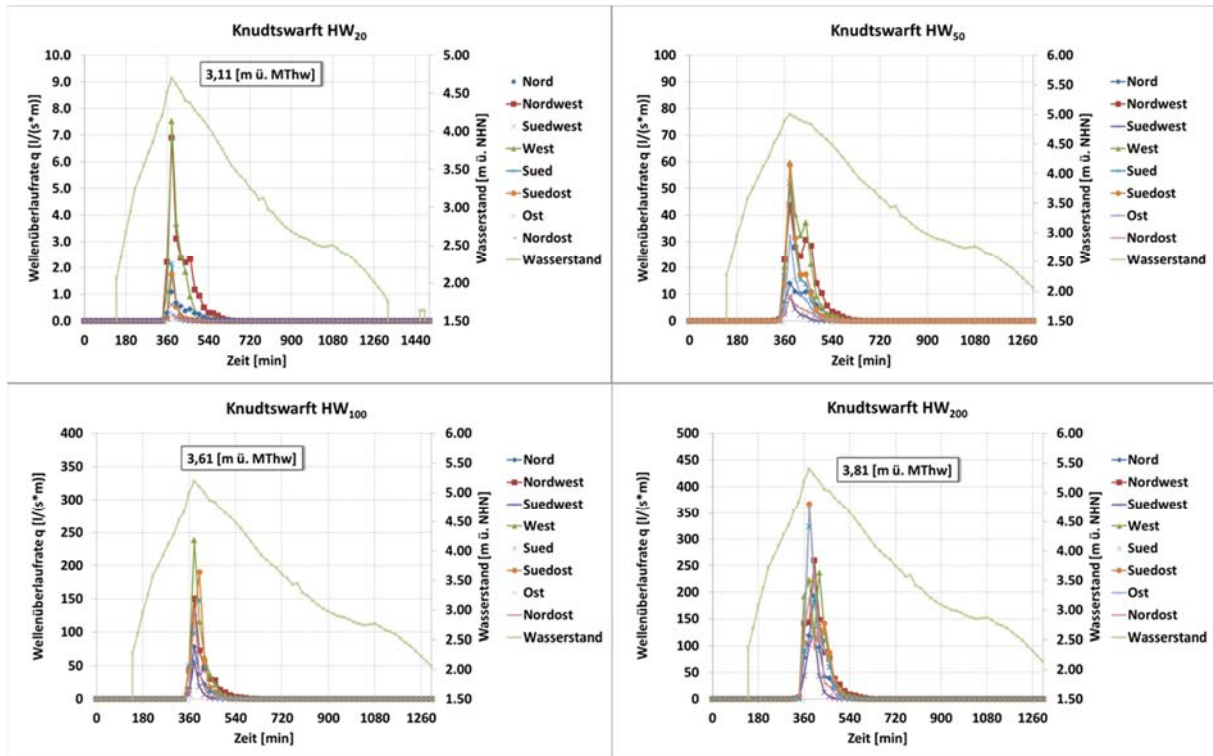


Abbildung B 1: Mittlere Wellenüberlauf rates an der Knudtswarf auf Gröde für ein HW₂₀, HW₅₀, HW₁₀₀ und HW₂₀₀

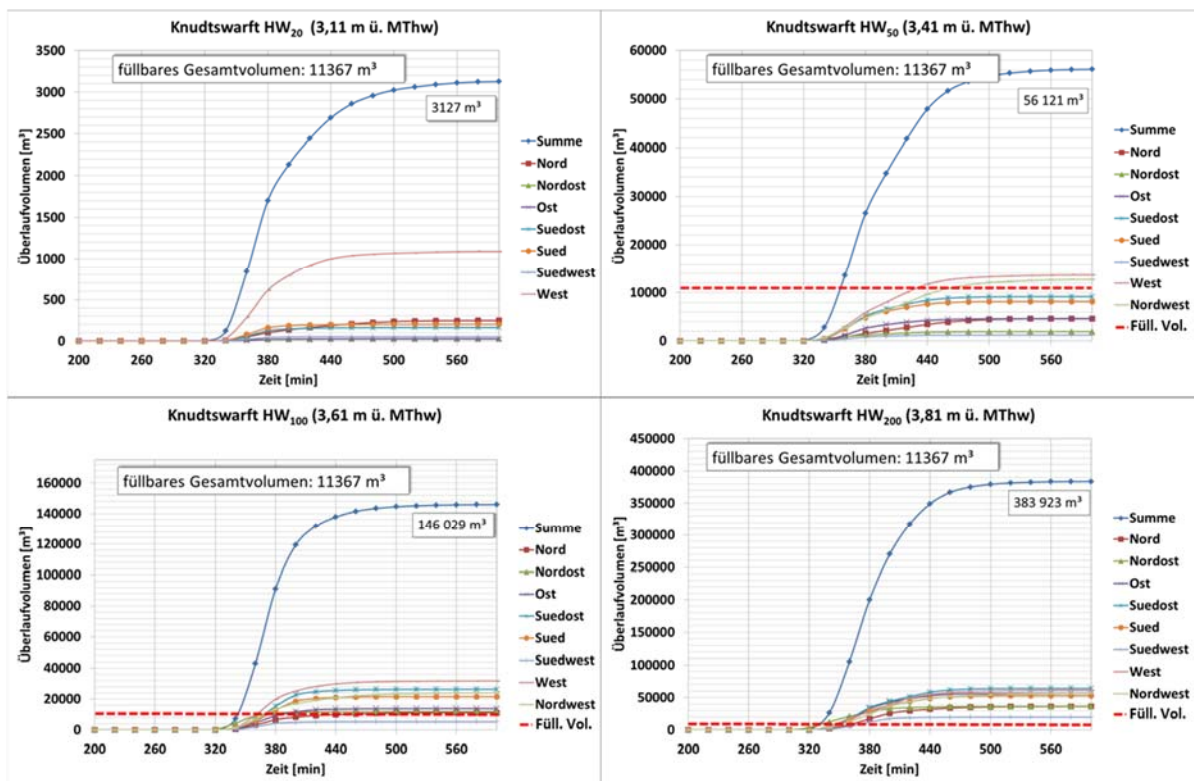


Abbildung B 2: Überlaufvolumina an der Knudtswarf auf Gröde für ein HW₂₀, HW₅₀, HW₁₀₀ und HW₂₀₀

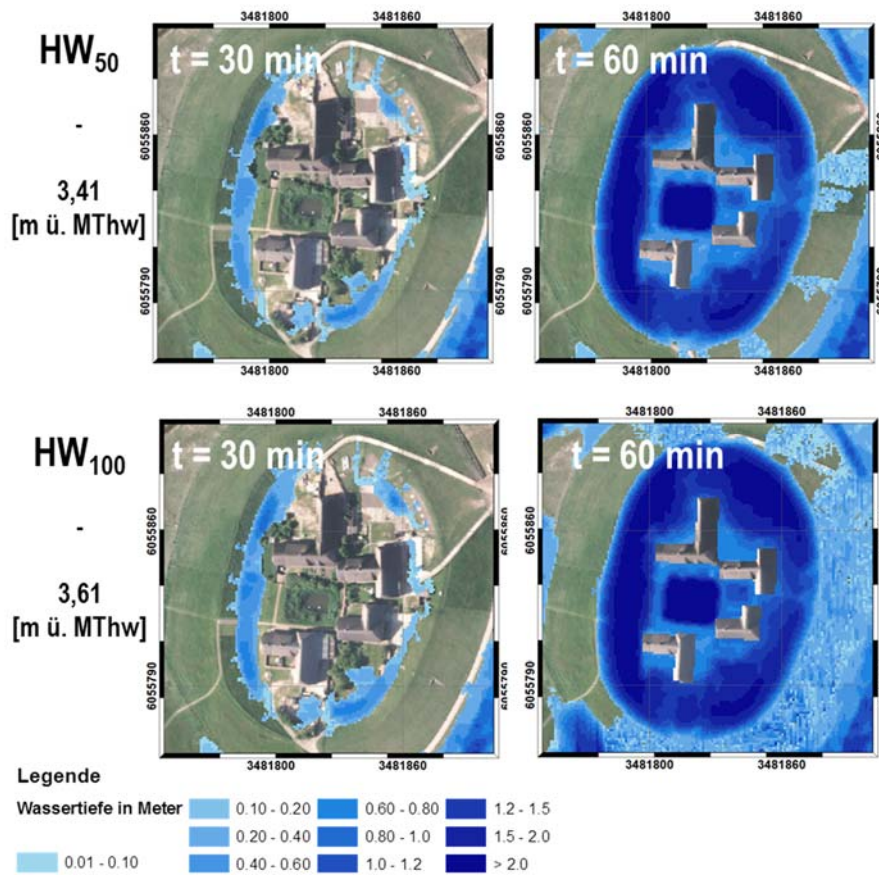


Abbildung B 3: Wassertiefenkarten für ein HW₅₀ (oben) und ein HW₁₀₀ (unten) auf der Knudswarf für die Zeitschritte 30 min, 60 min und 120 min nach Beginn des ersten Wellenüberlaufes

Schulwarft/Gröde

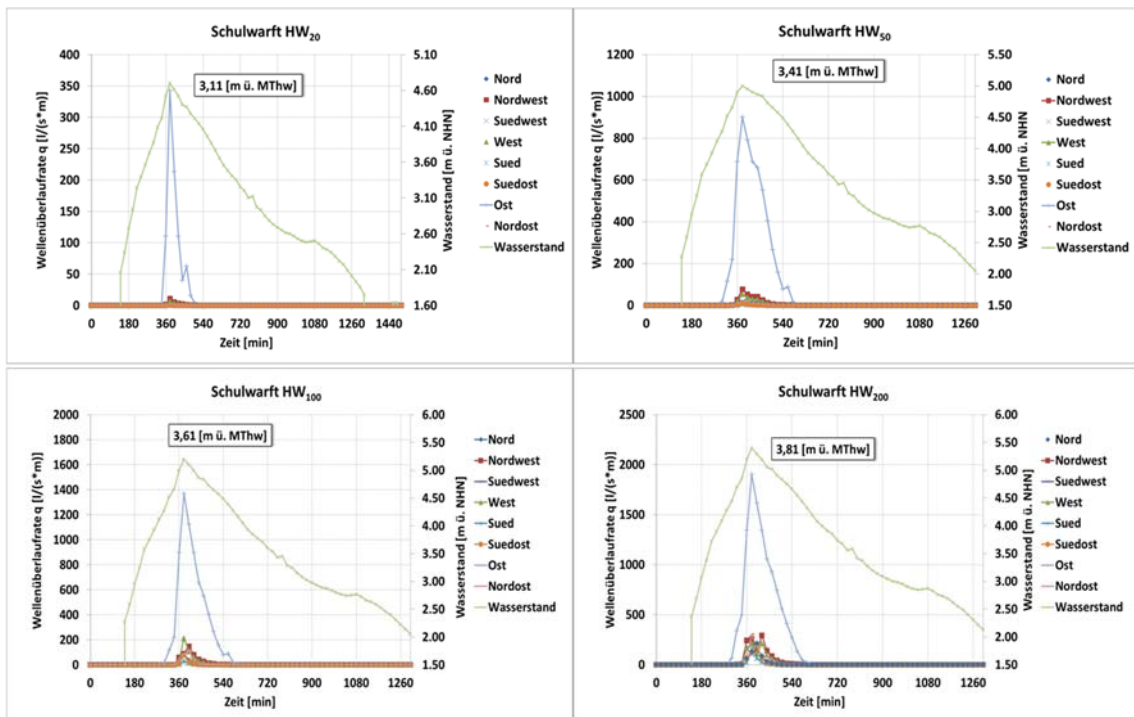


Abbildung B 4: Mittlere Wellenüberlauf rates an der Schulwarft auf Gröde für ein HW₂₀, HW₅₀, HW₁₀₀ und HW₂₀₀

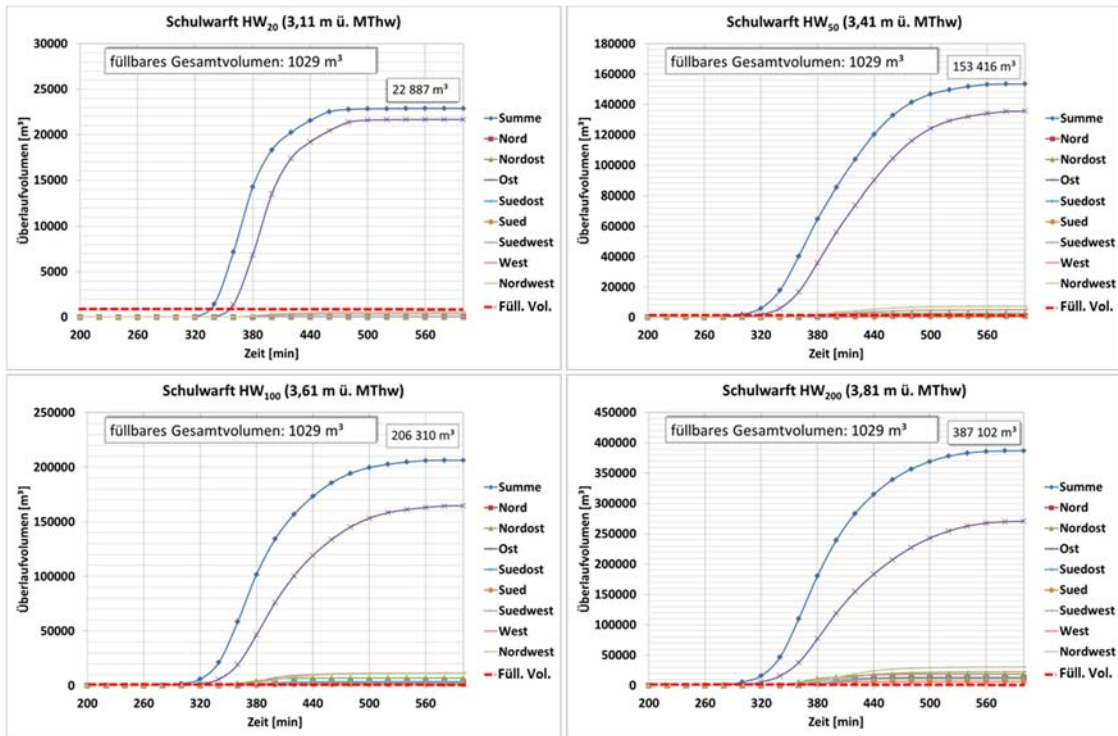


Abbildung B 5: Überlaufvolumina an der Schulwarf auf Gröde für ein HW₂₀, HW₅₀, HW₁₀₀ und HW₂₀₀

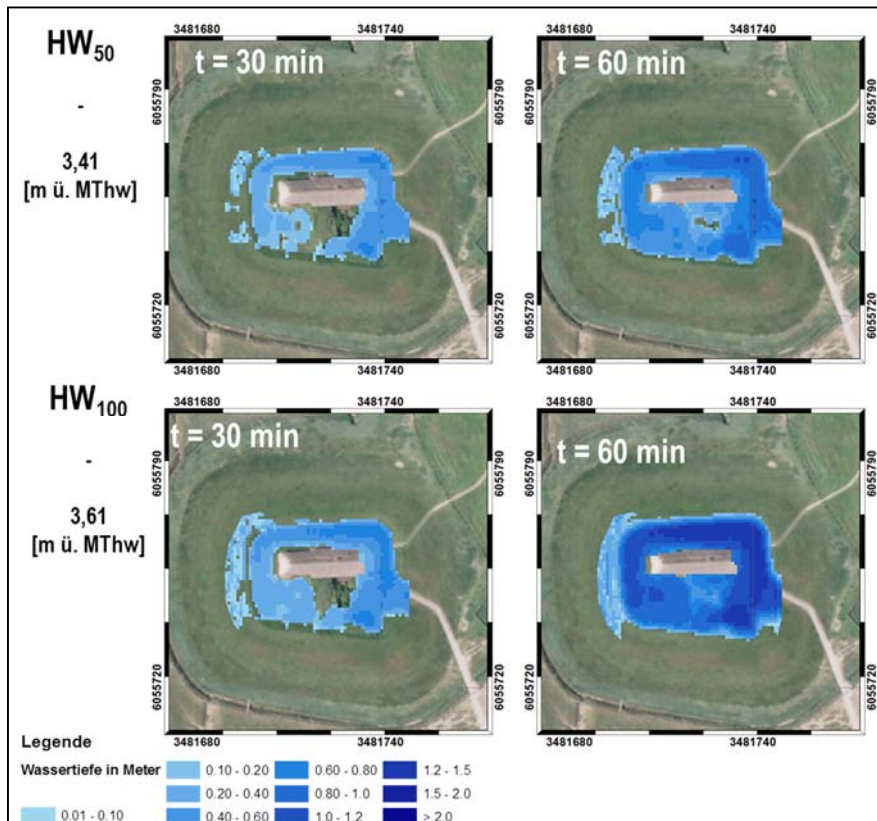


Abbildung B 6: Wassertiefenkarten für ein HW₅₀ (oben) und ein HW₁₀₀ (unten) auf der Schulwarf für die Zeitschritte 30 min, 60 min und 120 min nach Beginn des ersten Wellenüberlaufes

Treberg/Langeneß

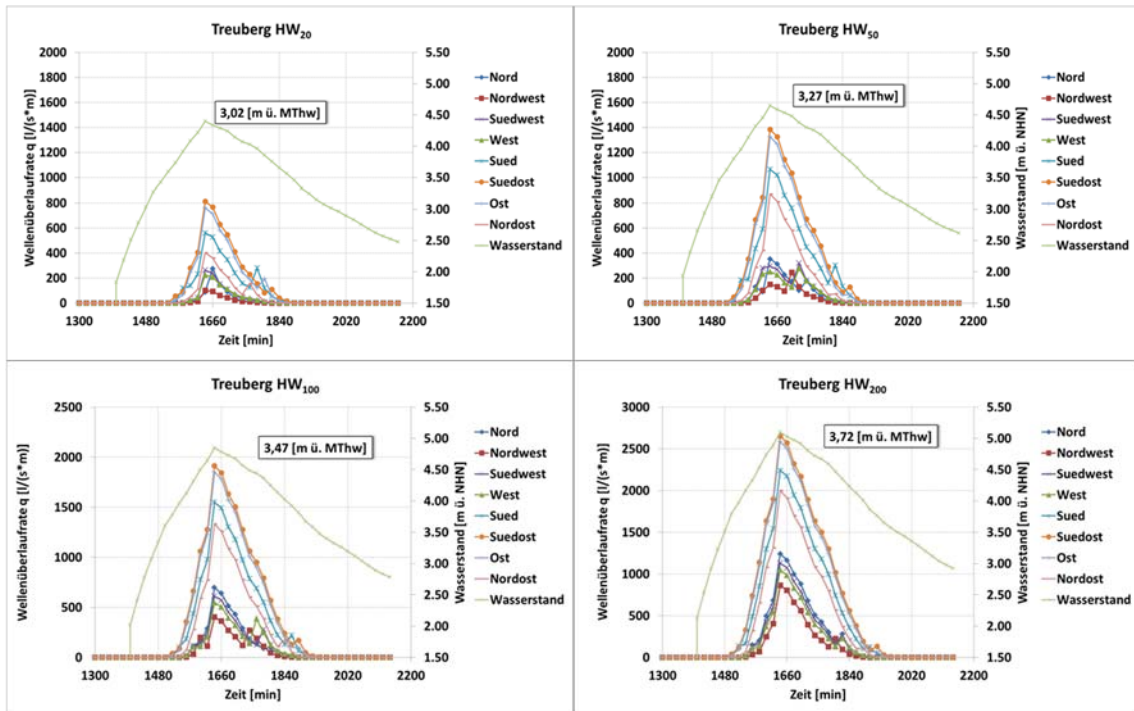


Abbildung B 7: Mittlere Wellenüberlaufdaten an Treberg auf Langeneß für ein HW₂₀, HW₅₀, HW₁₀₀ und HW₂₀₀

Norderhörn/Langeneß

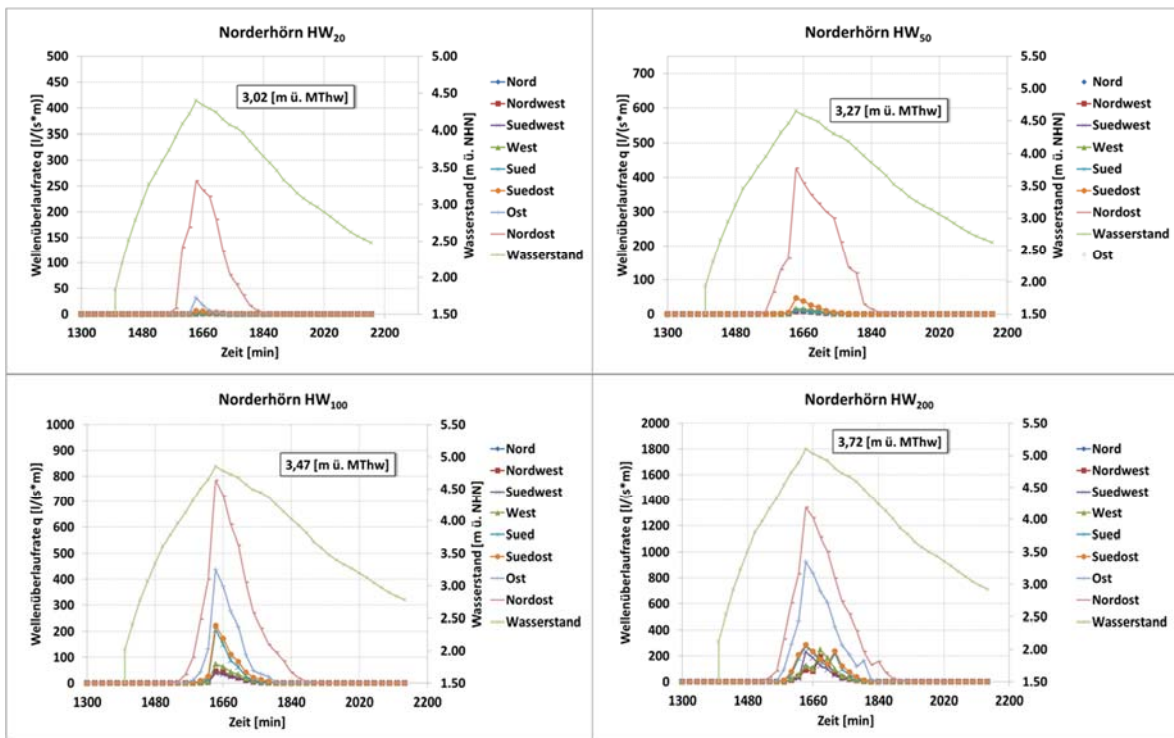


Abbildung B 8: Mittlere Wellenüberlaufdaten an Norderhörn auf Langeneß für ein HW₂₀, HW₅₀, HW₁₀₀ und HW₂₀₀

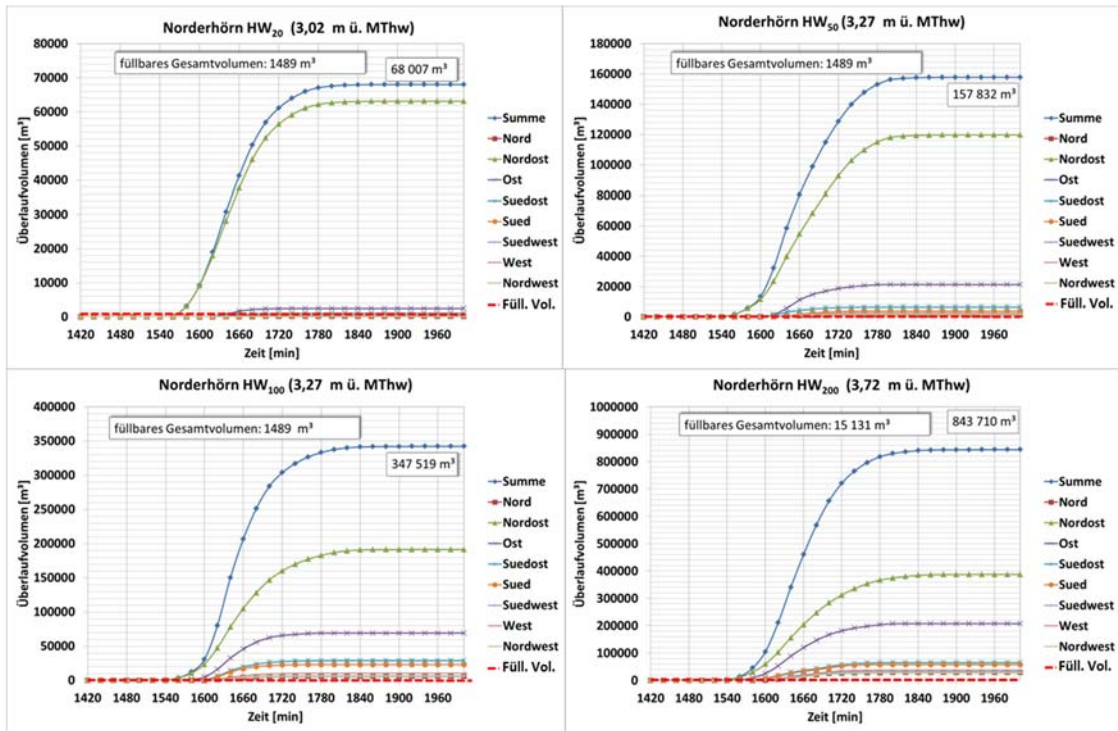


Abbildung B 9: Überlaufvolumina auf Norderhörn für ein HW₂₀, HW₅₀, HW₁₀₀ und HW₂₀₀

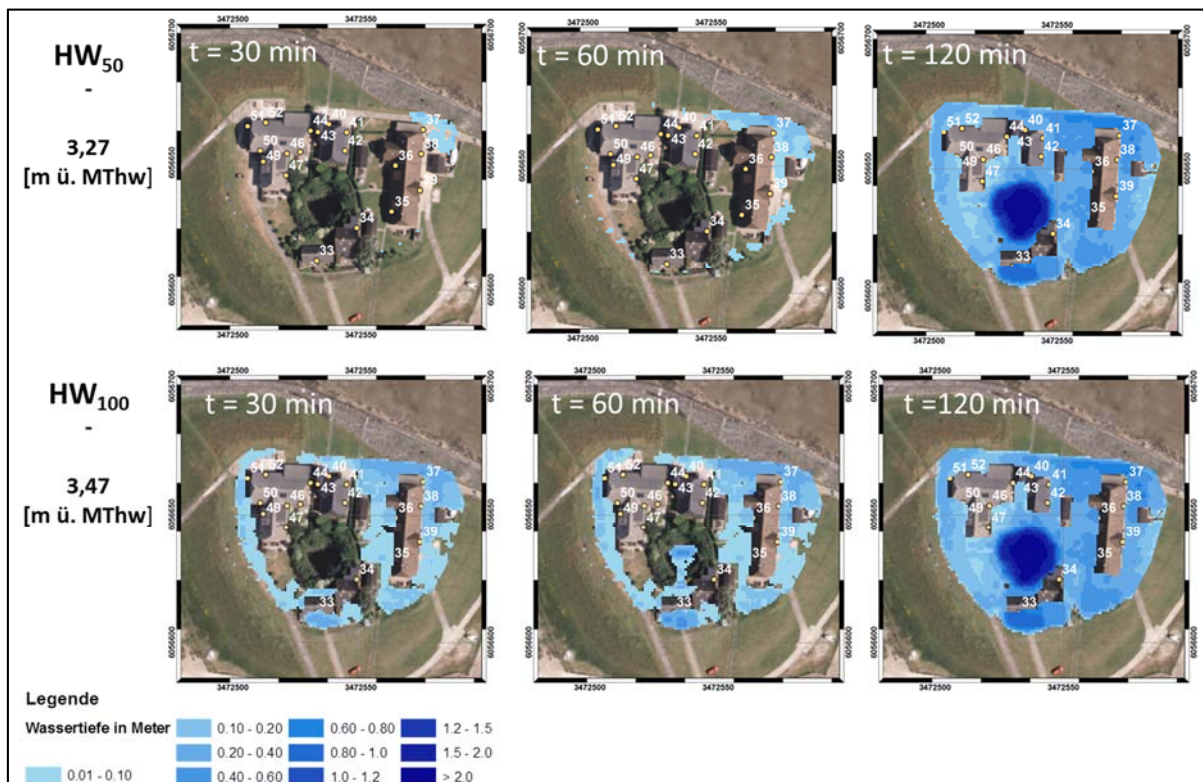


Abbildung B 10: Wassertiefenkarten für ein HW₅₀ (oben) und ein HW₁₀₀ (unten) auf Norderhörn für die Zeitschritte 30 min, 60 min und 120 min nach Beginn des ersten Wellenüberlaufes

Halber Weg/Nordstrandischmoor

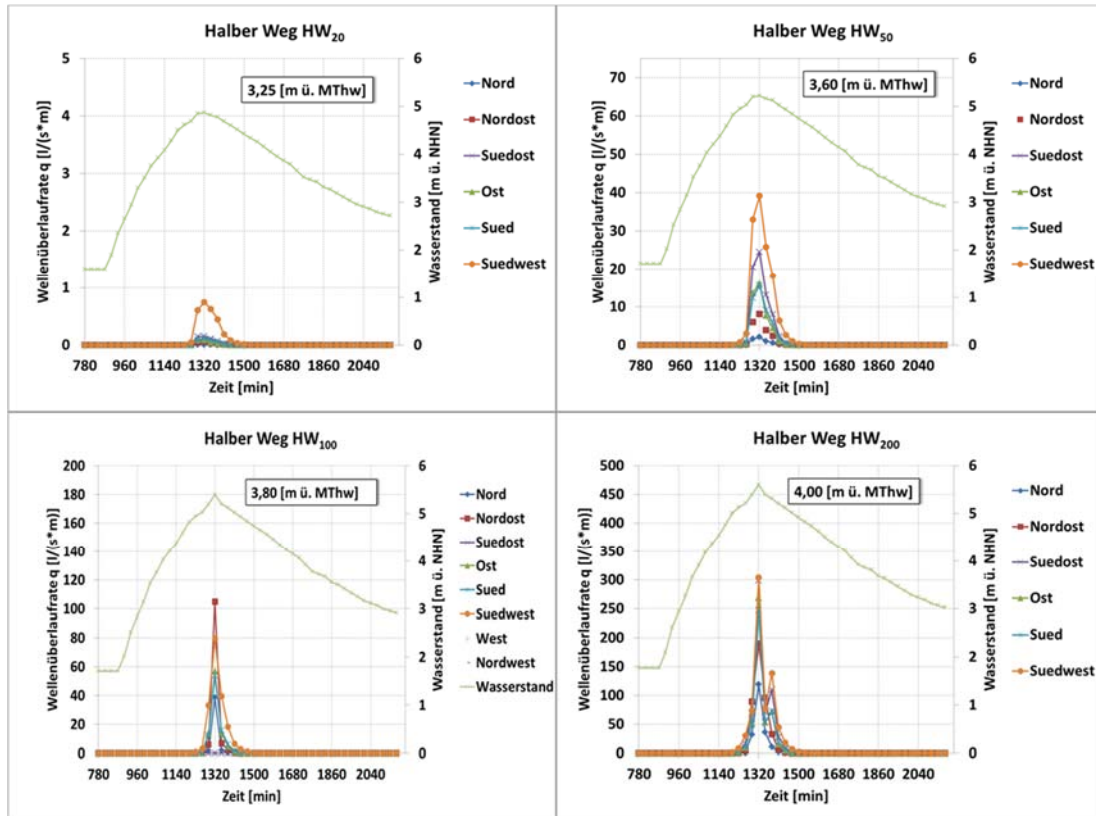


Abbildung B 11: Mittlere Wellenüberlauf rates an Halber Weg auf Nordstrandischmoor für ein HW₂₀, HW₅₀, HW₁₀₀ und HW₂₀₀

Oland

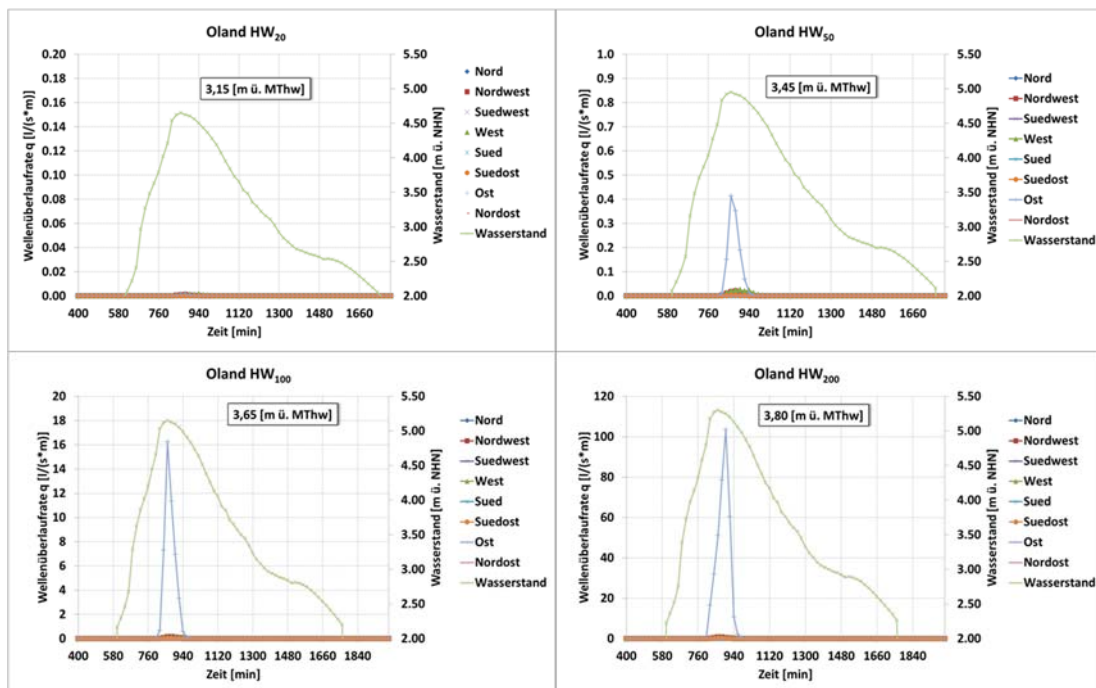


Abbildung B 12: Mittlere Wellenüberlauf rates auf Oland für ein HW₂₀, HW₅₀, HW₁₀₀ und HW₂₀₀

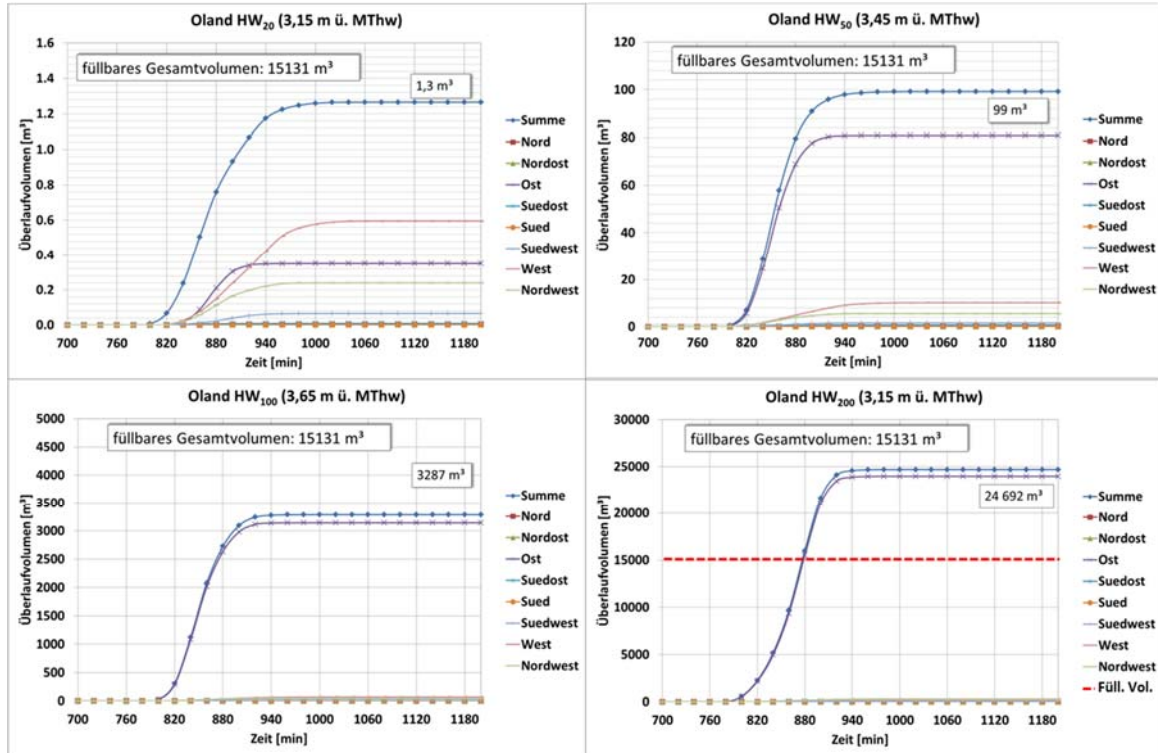


Abbildung B 13: Überlaufvolumina auf Oland für ein HW₂₀, HW₅₀, HW₁₀₀ und HW₂₀₀

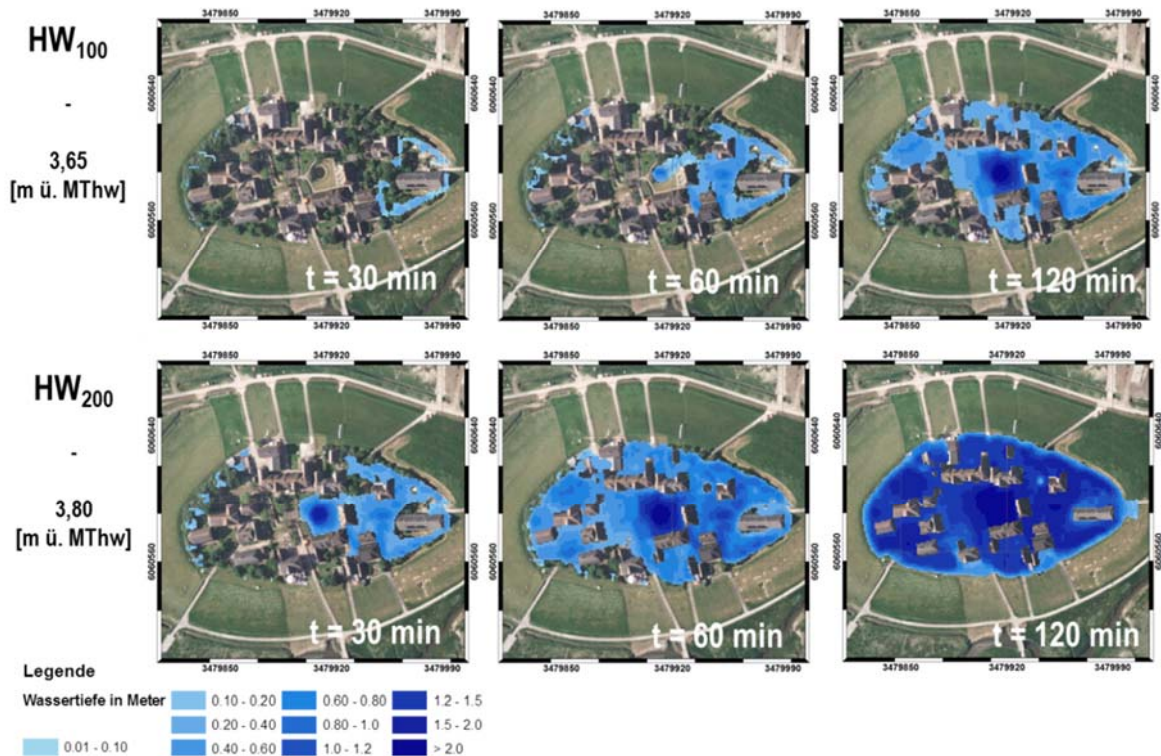


Abbildung B 14: Wassertiefenkarten für ein HW₅₀ (oben) und ein HW₁₀₀ (unten) auf Oland für die Zeitschritte 30 min, 60 min und 120 min nach Beginn des ersten Wellenüberlaufes

Anhang C – Freibordhöhen der Pilotwarften

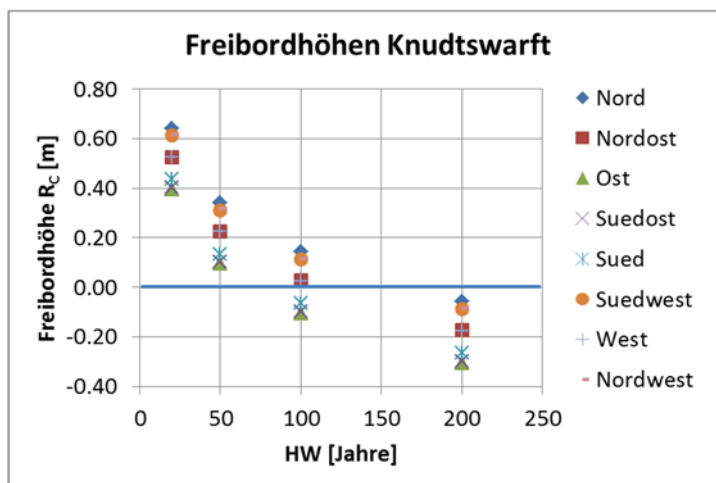


Abbildung C 1: Freibordhöhen bei den Referenzwasserständen HW_{20} , HW_{50} , HW_{100} und HW_{200} an der Knudtswarf auf Gröde

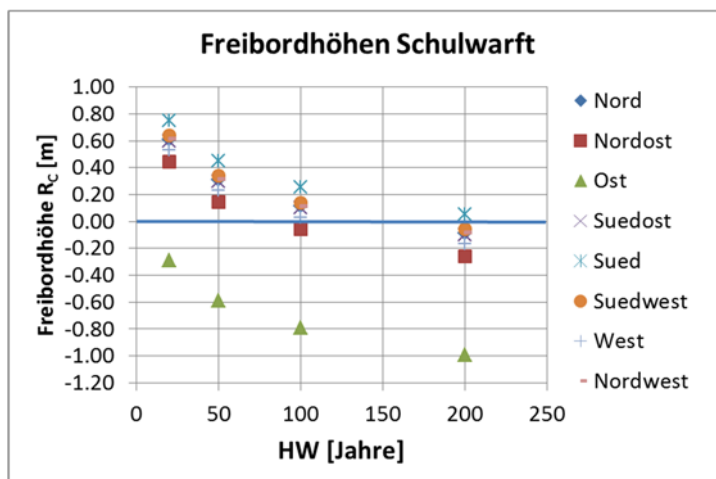


Abbildung C 2: Freibordhöhen bei den Referenzwasserständen HW_{20} , HW_{50} , HW_{100} und HW_{200} an der Schulwarf auf Gröde

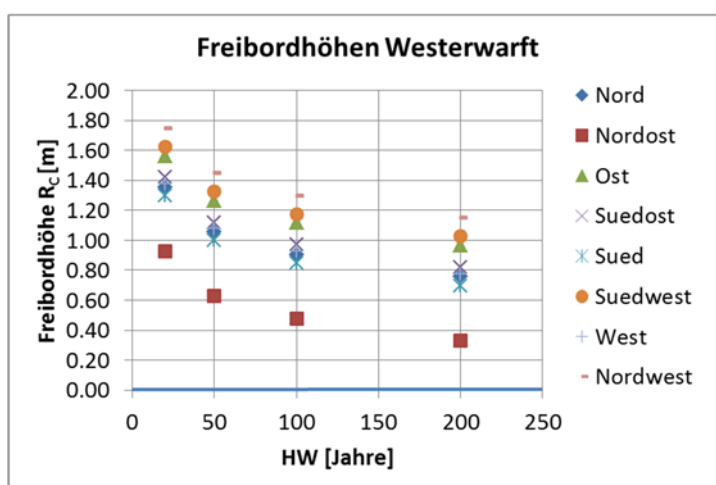


Abbildung C 3: Freibordhöhen bei den Referenzwasserständen HW_{20} , HW_{50} , HW_{100} und HW_{200} an der Westerwarf auf Hooge

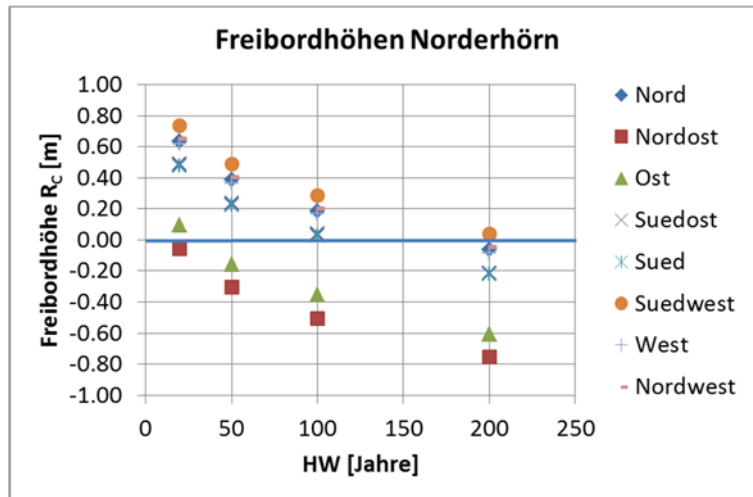


Abbildung C 4: Freibordhöhen bei den Referenzwasserständen HW_{20} , HW_{50} , HW_{100} und HW_{200} an Norderhörn auf Langeneß

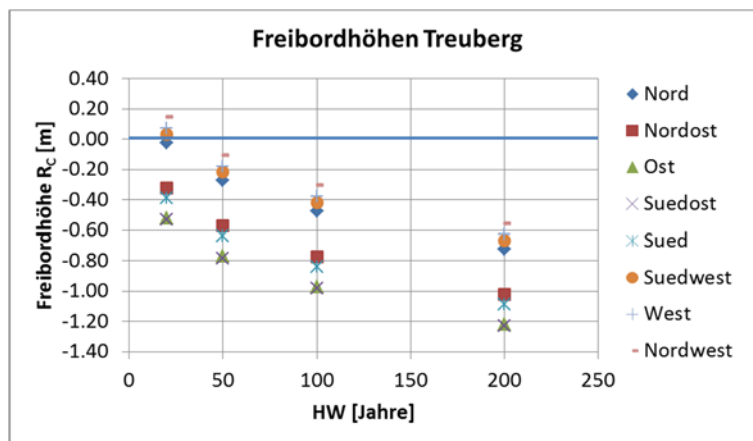


Abbildung C 5: Freibordhöhen bei den Referenzwasserständen HW_{20} , HW_{50} , HW_{100} und HW_{200} an Treuberg auf Langeneß

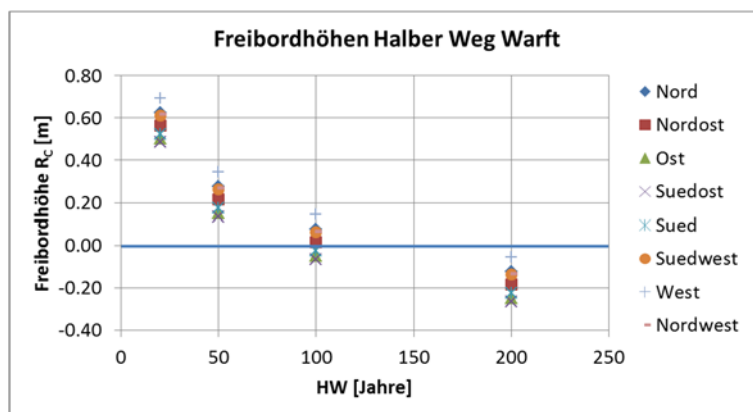


Abbildung C 6: Freibordhöhen bei den Referenzwasserständen HW_{20} , HW_{50} , HW_{100} und HW_{200} an Halber Weg Warft auf Nordstrandischmoor

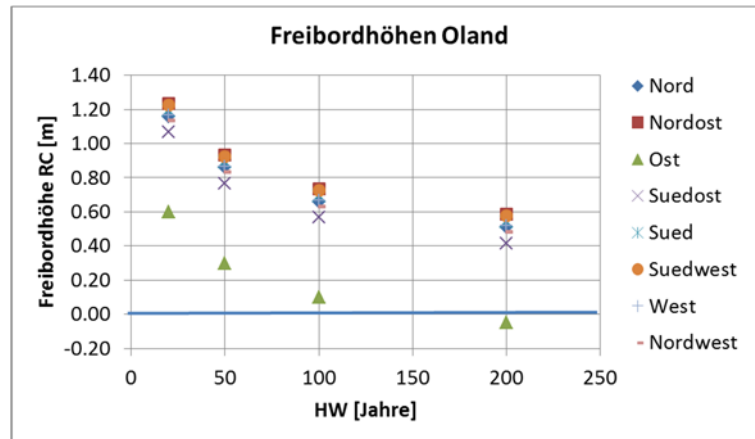


Abbildung C 7: Freibordhöhen bei den Referenzwasserständen HW_{20} , HW_{50} , HW_{100} und HW_{200} auf Oland

Anhang D - Überprüfung der Sicherheitskriterien auf den Pilotwarften

Knudtswarf & Schulwarf/Gröde

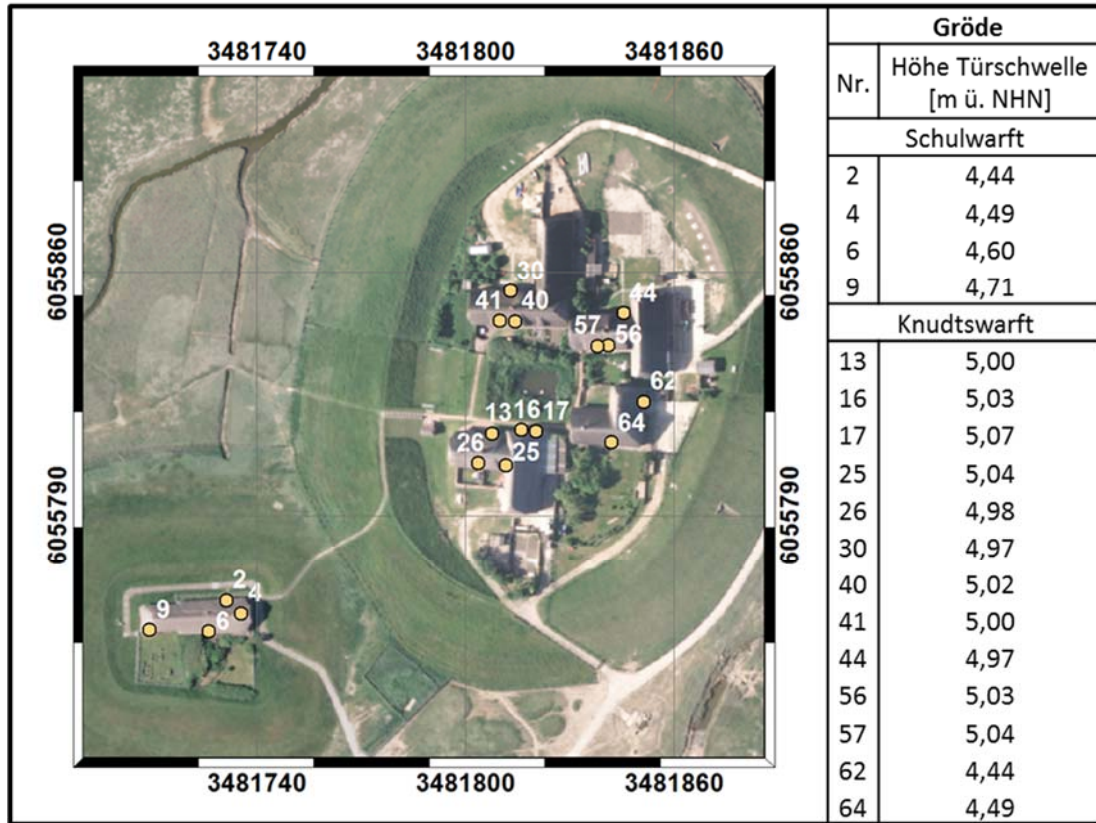


Abbildung D 1: Positionen der Türschwellen auf Gröde und ihre Höhe in Metern über NHN (Daten basieren auf terrestrischen Vermessungen des LKN.SH)

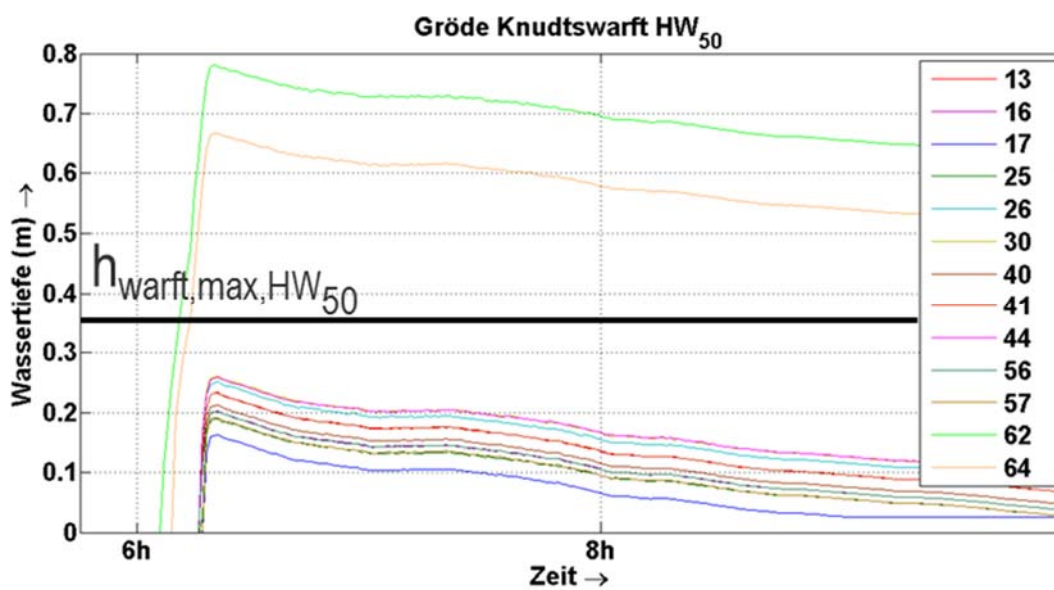


Abbildung D 2: Überprüfung des Sicherheitskriteriums $h_{\text{warf,max},HW_{50}}$ für ein HW_{50} (NHN + 4,7 m) an der Knudtswarf auf Gröde

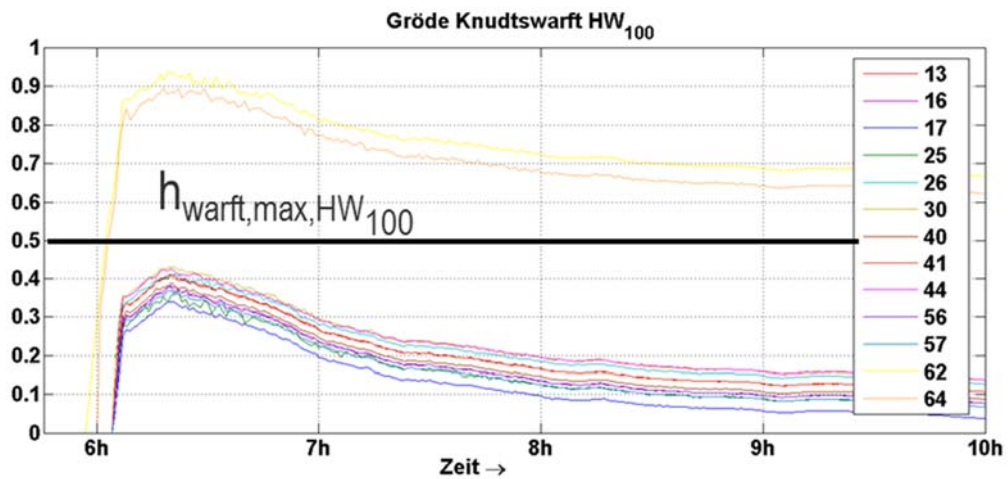


Abbildung D 3: Überprüfung des Sicherheitskriteriums $h_{\text{warf},\text{max},\text{HW}_{100}}$ für ein HW_{100} (NHN + 5,2 m) an der Knudtswarf auf Gröde

Schulwarf

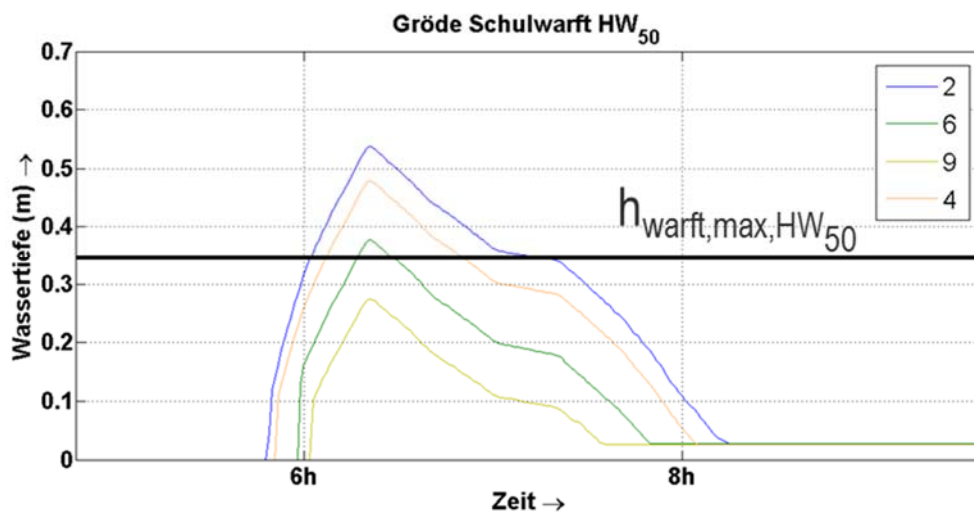


Abbildung D 4: Überprüfung des Sicherheitskriteriums $h_{\text{warf},\text{max},\text{HW}_{100}}$ für ein HW_{100} (NHN + 5,2 m) an der Schulwarf auf Gröde

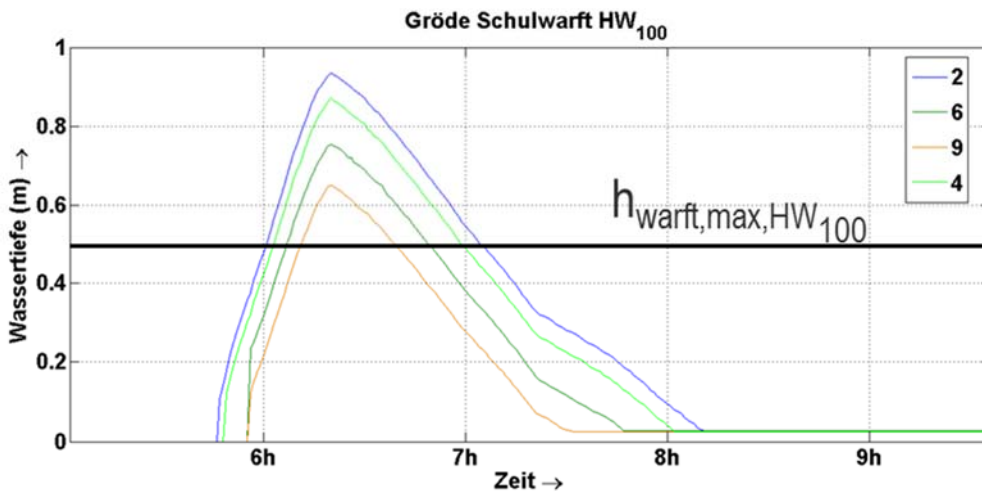


Abbildung D 5: Überprüfung des Sicherheitskriteriums $h_{\text{warf},\text{max}}$ für ein HW_{100} (NHN + 5,2 m) an der Schulwarf auf Gröde

Norderhörn/Langeneß



Abbildung D 6: Positionen der Türschwellen auf Norderhörn/Langeneß und ihre Höhen in Meter über NHN

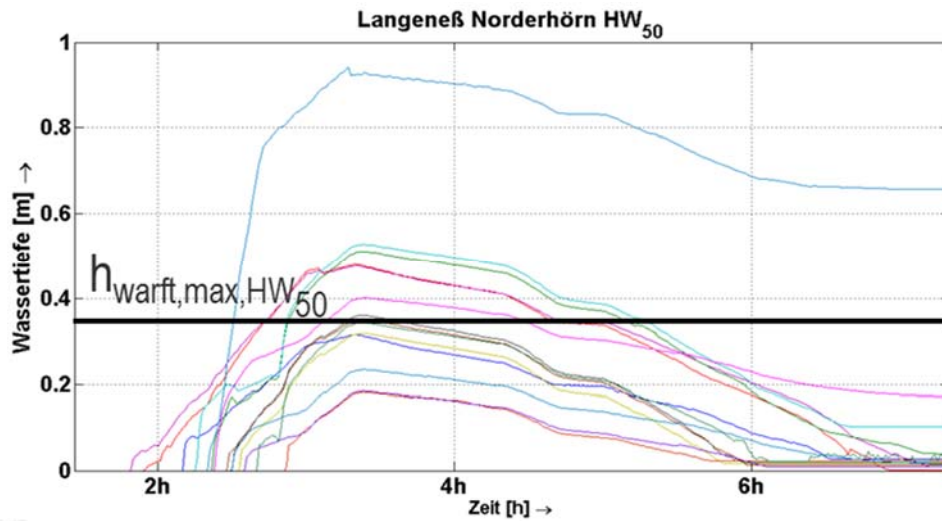


Abbildung D 7: Überprüfung des Sicherheitskriteriums $h_{\text{Warft,max}}$ für ein HW₅₀ (NHN + 4,65 m) auf Norderhörn (Langeneß)

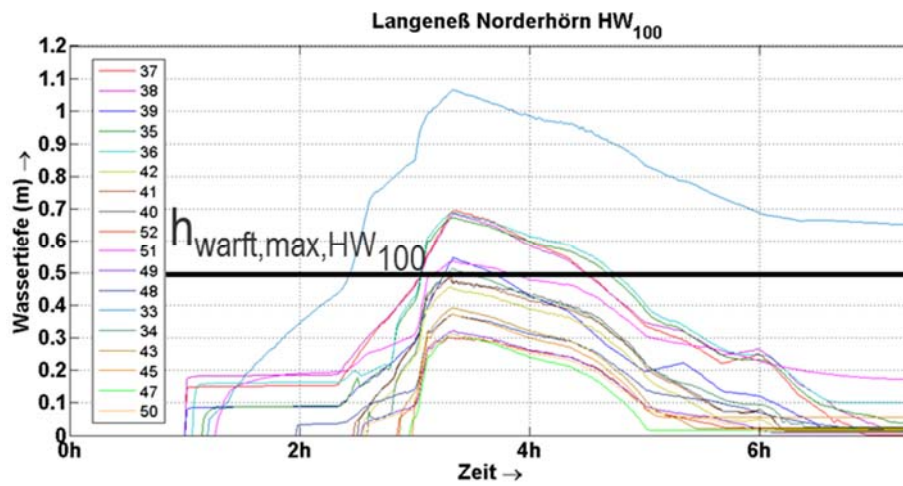


Abbildung D 8: Überprüfung des Sicherheitskriteriums $h_{\text{Warft,max}}$ für ein HW₁₀₀ (NHN + 4,85 m) auf Norderhörn (Langeneß)

Oland

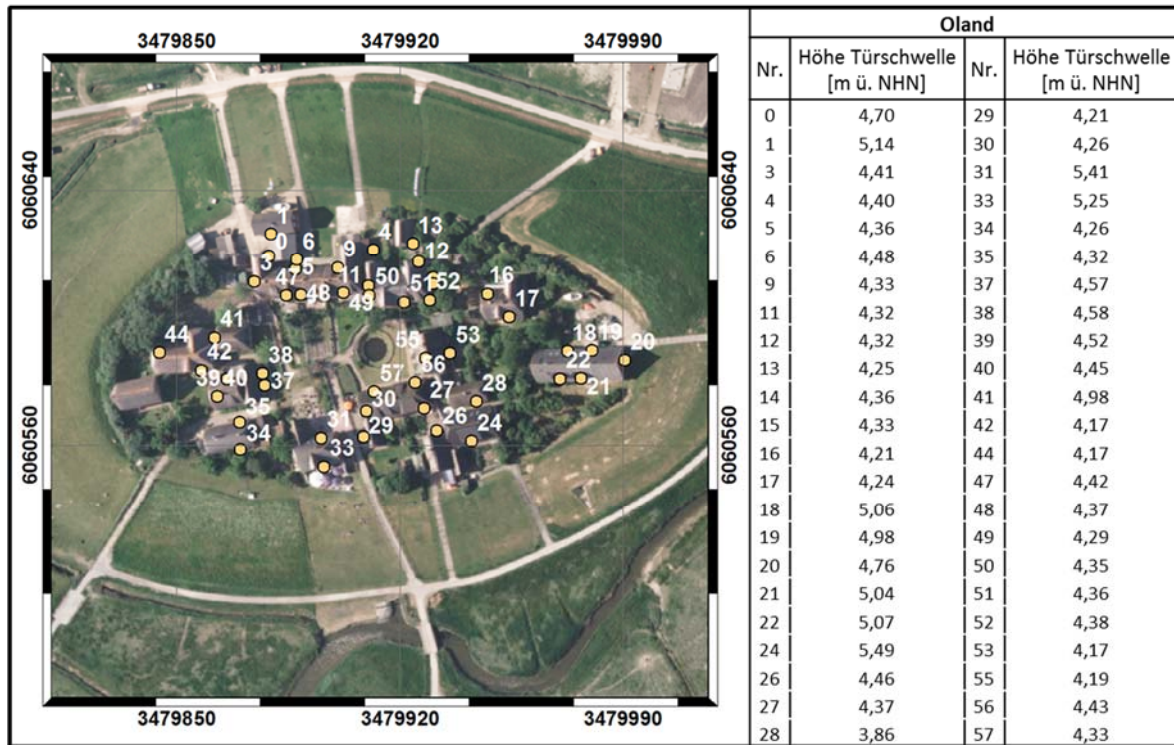


Abbildung D 9: Positionen der Türschwellen auf Oland und ihre Höhe in Metern über NHN

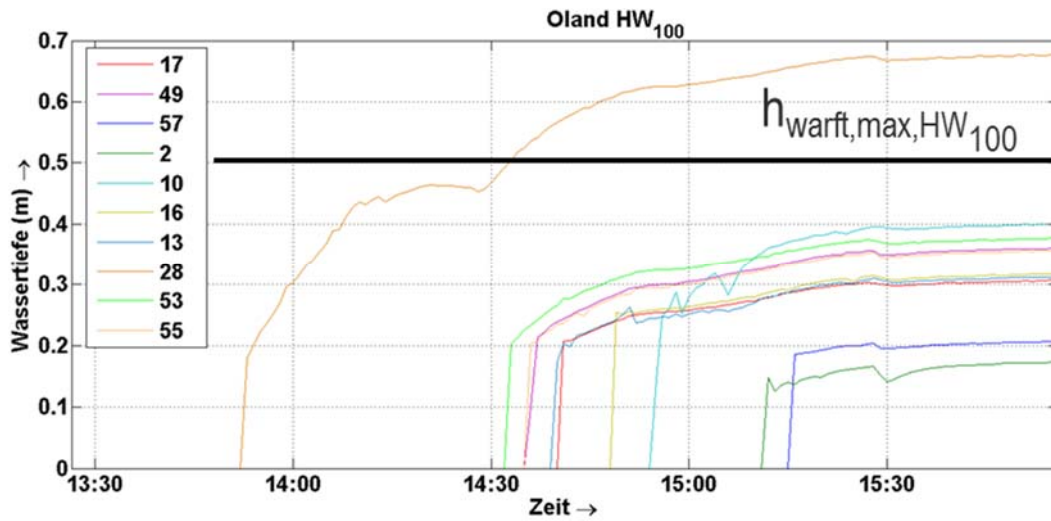


Abbildung D 10: Überprüfung des Sicherheitskriteriums $h_{\text{warft,max}}$ für ein HW₁₀₀ (NHN + 5,15 m) auf Oland

Anhang E - Vorschläge für Verstärkungsmaßnahmen an den Pilotwarften

Norderhörn

Die Bemessungsgrundlage für die an dieser Stelle vorgestellte Warftverstärkungsmaßnahme für Norderhörn ist das BHW₁₀₀ mit NHN +5,35 m beziehungsweise +3,97 m ü. MThw. Der Wasserstand des BHW₁₀₀ liegt somit 0,25 m höher als beim HW₂₀₀ (vgl. Tabelle 2.4) und eine Erhöhung an allen Seiten der Warft wird somit erforderlich (vgl. Abbildung C 4). Durch eine iterative Herangehensweise wird eine möglichst geringe Warftherhöhung ermittelt, die durch Kombinationen mit anderen Maßnahmen (z. B. Berme, Abflachung oder Rauheitselementen) weiter optimiert wird. Da gerade im Norden und Nordosten die geringsten Warfthöhen vorzufinden sind, werden in diesem Bereich die größten Erhöhungen notwendig. Der iterativ ermittelte Vorschlag für eine Warftverstärkung setzt sich folgendermaßen zusammen:

- Ringdeichhöhe an allen Seiten: NHN +5,80 m
- Warftabflachung auf 1:6 im Norden und Nordosten
- Berme im NW, W, SW, S, SO

Damit findet im westlichen Bereich eine durchschnittliche Erhöhung des Ringdeiches von 0,75 m statt und im Osten (vgl. Abbildung C 4) eine Erhöhung von bis zu 1,4 m.



Abbildung E 1: Blick auf Norderhörn auf die Nord- und Nordostseite der Warft (Foto: LKN.SH)

Zusätzlich wird eine Abflachung der Warft im Norden und Nordosten auf eine Neigung von 1:6 vorgeschlagen. Eine Berme mit dem in Abbildung 6.22 gezeigten Profil reduziert den Wellenüberlauf im Nordwesten, Westen, Südwesten, Süden und Südosten. Abbildung E 2 zeigt schematisch die drei Maßnahmen und ihre Lage.



Abbildung E 2: Schematische Darstellung der vorgeschlagenen Warftverstärkungsmaßnahmen für Norderhörn

In Abbildung E 3 sind die aufsummierten Überlaufvolumina nach Umsetzung der aufgeführten Maßnahmen bei einem BHW_{100} dargestellt.

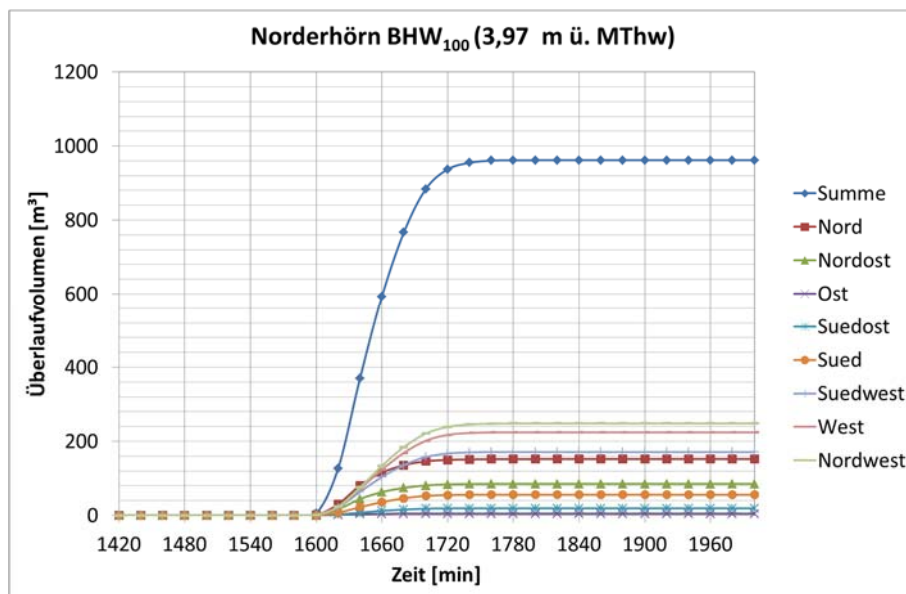


Abbildung E 3: Aufsummierte Überlaufvolumina nach Umsetzung der aufgeführten Maßnahmen bei einem BHW_{100}

Abbildung E 4 stellt die Wassertiefen auf der Warft bei einem BHW_{100} zu verschiedenen Zeitpunkten nach Beginn des ersten Wellenüberlaufs dar. Die größten Wassertiefen nach $t = 120$ min werden im Bereich des Fethings und im Süden der Warft erreicht.

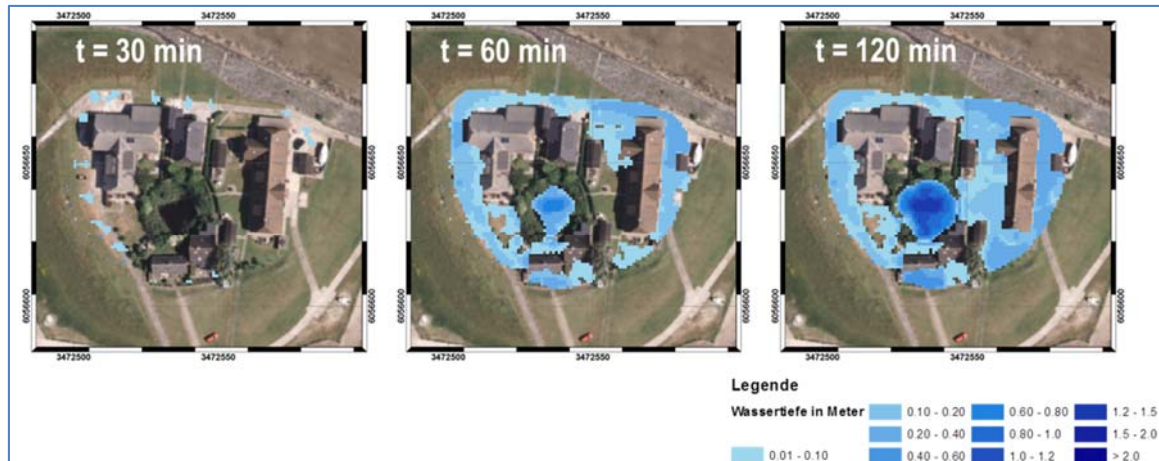


Abbildung E 4: Wassertiefen bei einem BHW_{100} zu verschiedenen Zeitpunkten nach Beginn des ersten Wellenüberlaufes

Abbildung E 5 zeigt die Zeitreihen der Wassertiefen an den Positionen der Türschwellen auf Norderhörn bei einem BHW_{100} . Die größte Wassertiefe h_{Warft} wird mit 0,42 m im Süden der Warft an der mit einer Höhe von NHN +4,20 m am niedrigsten gelegenen Türschwelle 33 erreicht (vgl. Abbildung D 6).

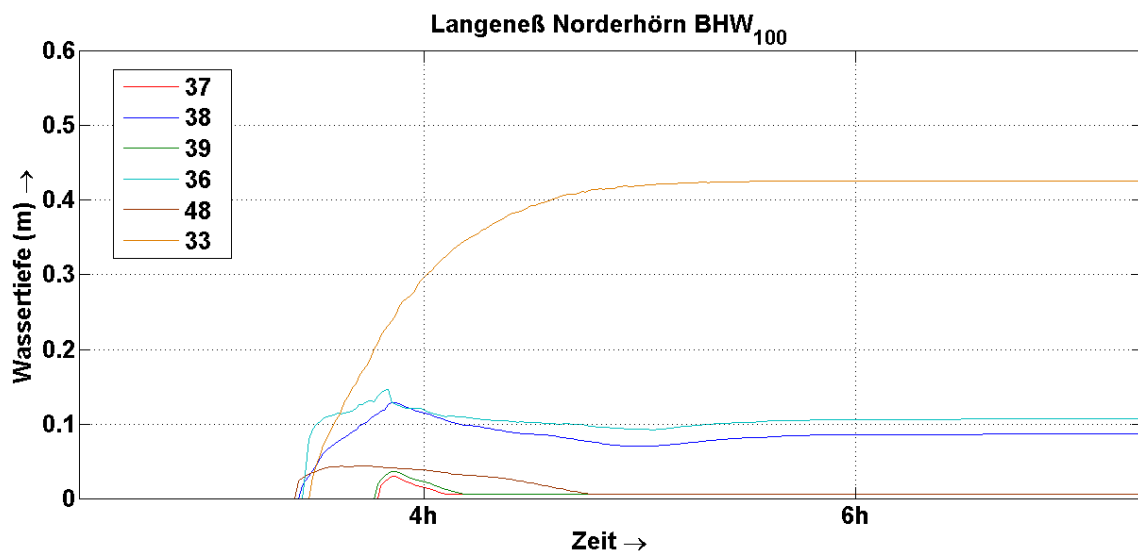


Abbildung E 5: Zeitreihen der Wassertiefen an den Positionen der Türschwellen auf Norderhörn bei einem BHW_{100}

Oland

Die Bemessungsgrundlage für die an dieser Stelle vorgestellte Warftverstärkungsmaßnahme für Oland ist das BHW_{100} mit +5,65 m ü. NHN beziehungsweise +4,15 m ü. MThw. Der Wasserstand des BHW_{100} liegt somit 0,35 m höher als beim HW_{200} (vgl. Tabelle 2.4). Eine Erhöhung des Ringdeiches ist somit vor allem im Osten der Warft notwendig (vgl. Abbildung C 7). Der iterativ ermittelte Vorschlag für eine Warftverstärkung für Oland setzt sich folgendermaßen zusammen:

- Erhöhung des Ringdeiches auf NHN + 5,95 m
- Berme im NW, W und SW

Die Verstärkung des Ringdeiches auf NHN + 5,95 m entspricht im Osten einer Erhöhung um 0,7 m und in den restlichen Bereichen einer Erhöhung von 0,02 m im Südwesten bis maximal 0,23 m im Südosten. Da eine Erhöhung um 0,02 m praktisch nicht umsetzbar ist, handelt es sich um eine rechnerische Erhöhung. Zusätzlich zu dieser Erhöhung des Ringdeiches wird der Bau einer Berme im Südwesten, Westen und Nordwesten vorgeschlagen, um in diesem Bereich die Wellenüberlaufweiten weiter zu reduzieren. Abbildung E 6 stellt eine schematische Darstellung der Lage der vorgeschlagenen Warftverstärkungsmaßnahmen für Oland dar.

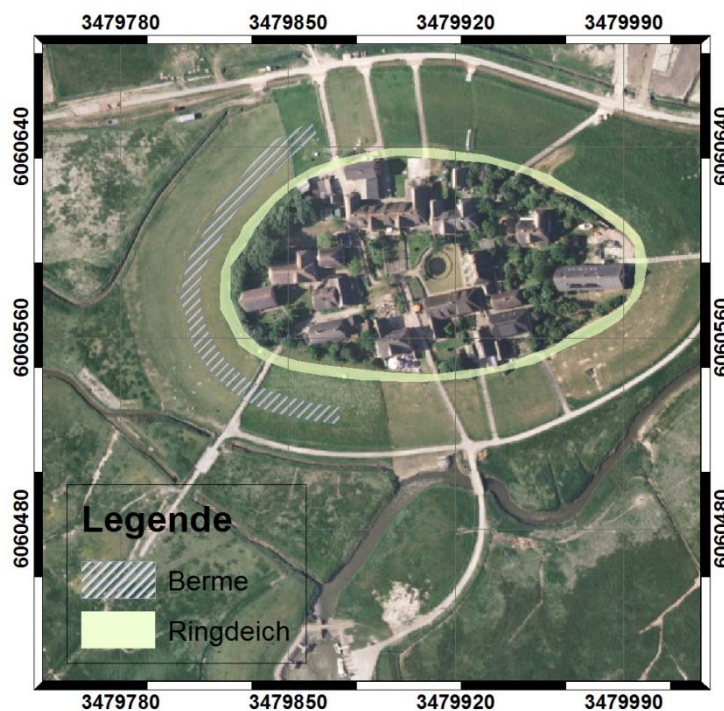


Abbildung E 6: Schematische Darstellung der vorgeschlagenen Warftverstärkungsmaßnahmen für Oland

Abbildung E 7 zeigt die aufsummierten Überlaufvolumina nach Umsetzung der aufgeführten Maßnahmen bei einem BHW_{100} . Bei diesem Szenario des BHW_{100} wird somit ein Überlaufvolumen von etwa 2500 m³ erreicht. Das Volumen bis zur vollständigen Füllung der Warft beträgt vor der Maßnahme 15131 m³. Durch die vorgeschlagene Maßnahme mit der Erhöhung des Ringdeiches hat sich dieses Volumen noch weiter erhöht.

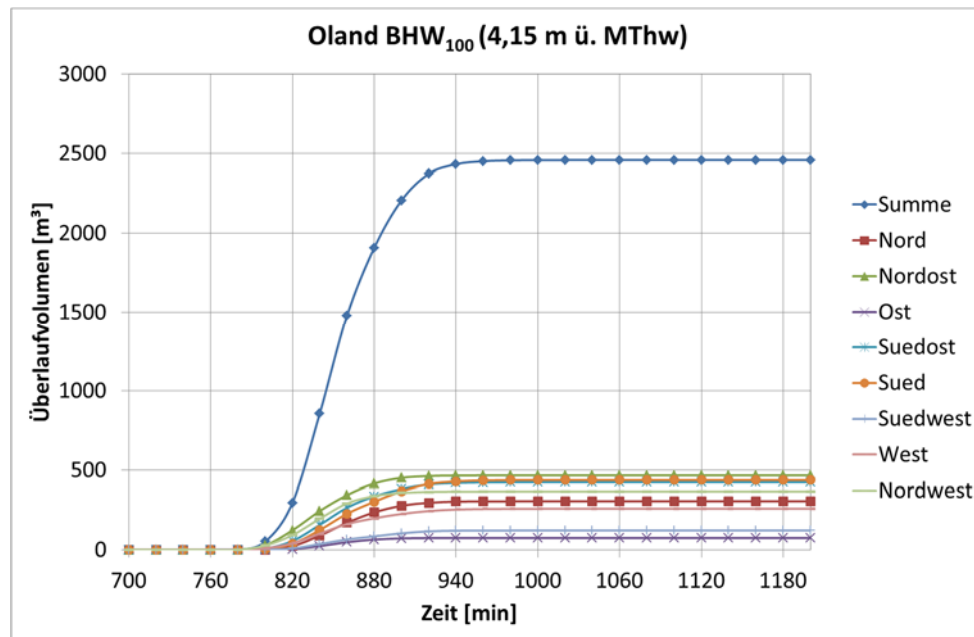


Abbildung E 7: Aufsummierte Überlaufvolumina nach Umsetzung der aufgeführten Maßnahmen bei einem BHW_{100}

In Abbildung E 8 sind die Wassertiefen nach Umsetzung der Maßnahme bei einem BHW_{100} zu verschiedenen Zeitpunkten nach Beginn des ersten Wellenüberlaufes dargestellt.

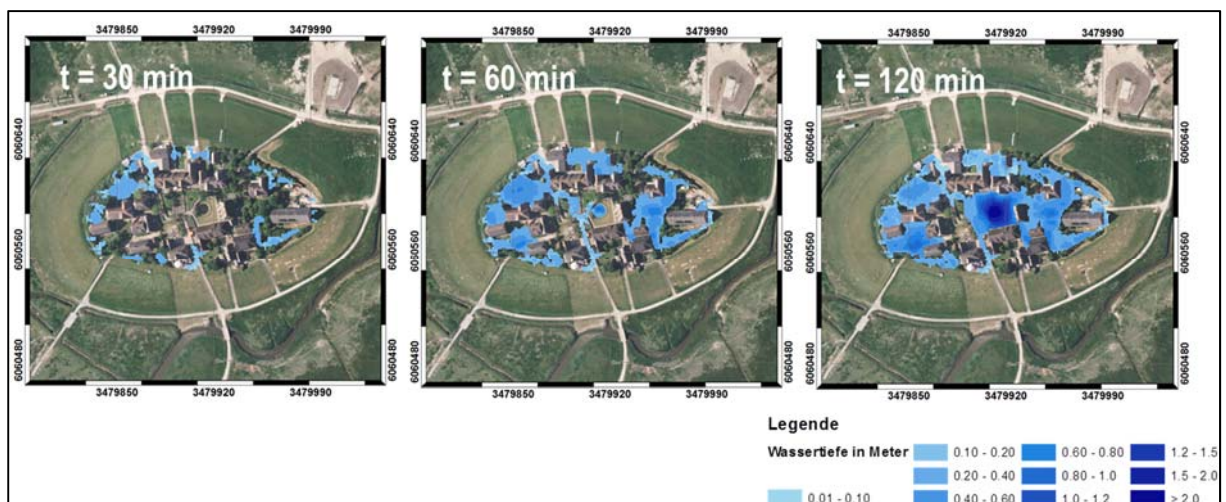


Abbildung E 8: Wassertiefen nach Umsetzung der Maßnahme bei einem BHW_{100} zu verschiedenen Zeitpunkten nach Beginn des ersten Wellenüberlaufes

In Abbildung E 9 sind die Zeitreihen der Wassertiefen an den Positionen der Türschwellen auf Norderhörn bei einem BHW_{100} nach Umsetzung der vorgestellten Maßnahmen dargestellt. An keiner Türschwelle wird demnach die Wassertiefe $h_{\text{Wartf,max},HW_{100}}$ von 0,5 m erreicht. An der Türschwelle 28 (vgl. Abbildung D 9), die mit einer Höhe von $NHN + 3,86$ m am niedrigsten gelegen ist, wird mit einer Wassertiefe von ca. 0,47 m der Grenzwert knapp eingehalten.

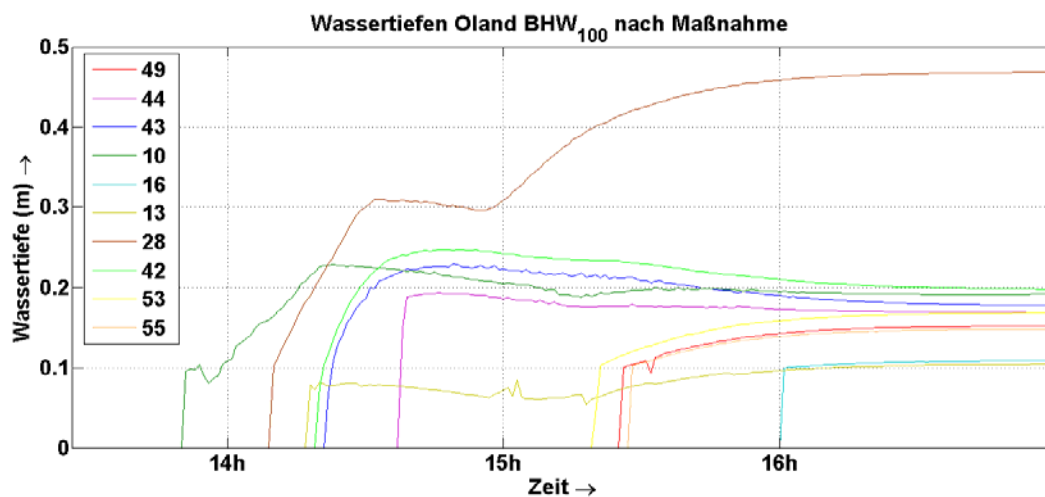


Abbildung E 9: Zeitreihen der Wassertiefen an den Positionen der Türschwellen auf Norderhörn bei einem BHW₁₀₀

Gröde

Die Bemessungsgrundlage für die vorgestellten Warftverstärkungsmaßnahmen an der Knudtswarf und Schulwarf auf Gröde ist das BHW₁₀₀ mit NHN +5,70 m beziehungsweise +4,11 m ü. MThw. Der Wasserstand des BHW₁₀₀ liegt somit 0,30 m höher als beim HW₂₀₀ (vgl. Tabelle 2.4). Bei einer mittleren Ringdeichhöhe von NHN +5,17 m auf der Schulwarf beziehungsweise NHN +5,22 m auf der Knudtswarf ist eine Erhöhung der Ringdeiche somit an allen Seiten notwendig (vgl. Abbildung 6.20). Der iterativ ermittelte Vorschlag für eine Warftverstärkung für die Knudtswarf und Schulwarf setzt sich folgendermaßen zusammen:

- Ringdeichhöhe Knudtswarf: NHN + 5,90 m
- Ringdeichhöhe Schulwarf: NHN + 6,0 m
- Berme an der Schulwarf im N, NW, W, SW und S
- Berme an der Knudtswarf im N, NW, W und SW
- Verbindung der beiden Warften im Südwesten der Knudtswarf, dann keine Berme im SW der Knudtswarf

Bei einer möglichen Verbindung der beiden Warften im Südwesten der Knudtswarf würde der Bau einer Berme in diesem Bereich entfallen. Abbildung E 10 zeigt eine schematische Darstellung der vorgeschlagenen Warftverstärkungsmaßnahmen für die Knudtswarf und Schulwarf auf Gröde.

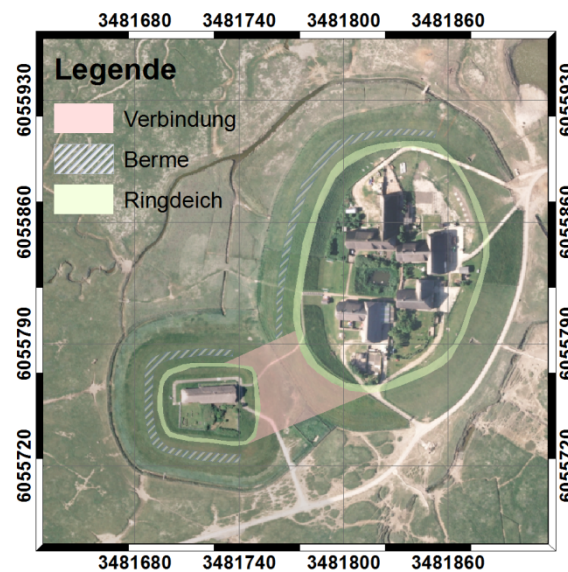


Abbildung E 10: Schematische Darstellung der vorgeschlagenen Warttverstärkungsmaßnahmen für die Knudtswarf und Schulwarf auf Gröde

Abbildung E 11 und Abbildung E 12 zeigen die aufsummierten Überlaufvolumina nach Umsetzung der aufgeführten Maßnahmen bei einem BHW_{100} . Bei diesem Szenario des BHW_{100} wird somit auf der Knudtswarf ein Überlaufvolumen von etwa 9650 m^3 erreicht. Das Warftvolumen bis zur vollständigen Füllung beträgt vor der Maßnahme 11368 m^3 . Durch die vorgeschlagene Maßnahme mit der Erhöhung des Ringdeiches hat sich dieses Volumen noch weiter erhöht.

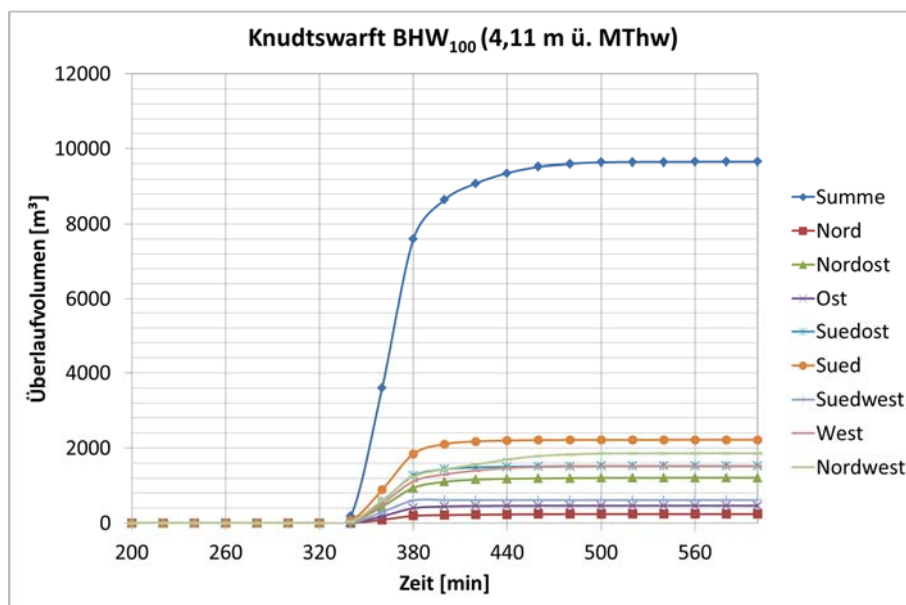


Abbildung E 11: Aufsummierte Überlaufvolumina an der Knudtswarf nach Umsetzung der aufgeführten Maßnahmen bei einem BHW_{100}

Auf der Schulwarf wird bei diesem Szenario ein Überlaufvolumen von 1152 m^3 erreicht. Das Warftvolumen bis zur vollständigen Füllung beträgt vor der Maßnahme 1029 m^3 . Durch die

vorgeschlagene Maßnahme mit der Erhöhung des Ringdeiches hat sich dieses Volumen noch weiter erhöht.

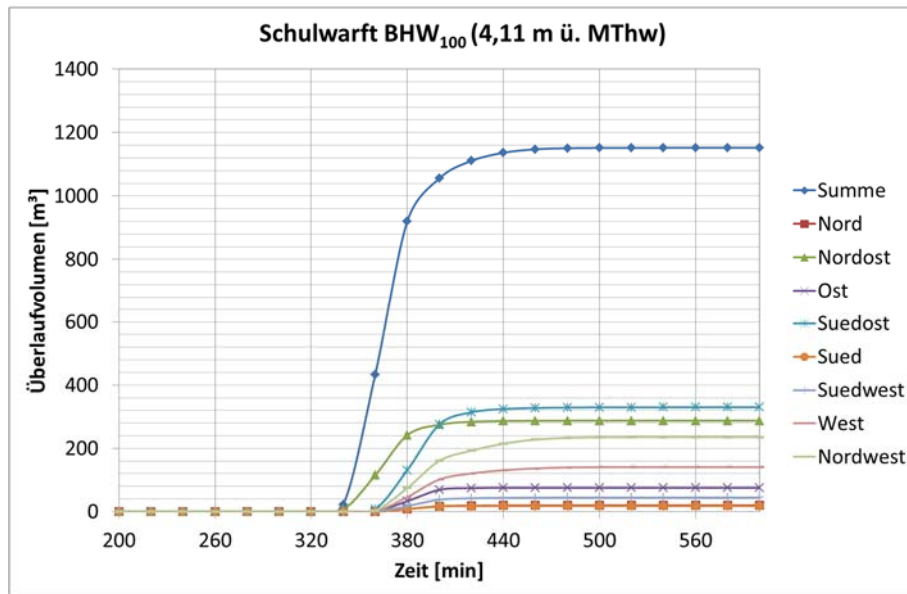


Abbildung E 12: Aufsummierte Überlaufvolumina an der Schulwarft nach Umsetzung der aufgeführten Maßnahmen bei einem BHW₁₀₀

Abbildung E 13 zeigt die Wassertiefen nach Umsetzung der Maßnahme bei einem BHW₁₀₀ zu verschiedenen Zeitpunkten nach Beginn des ersten Wellenüberlaufes.

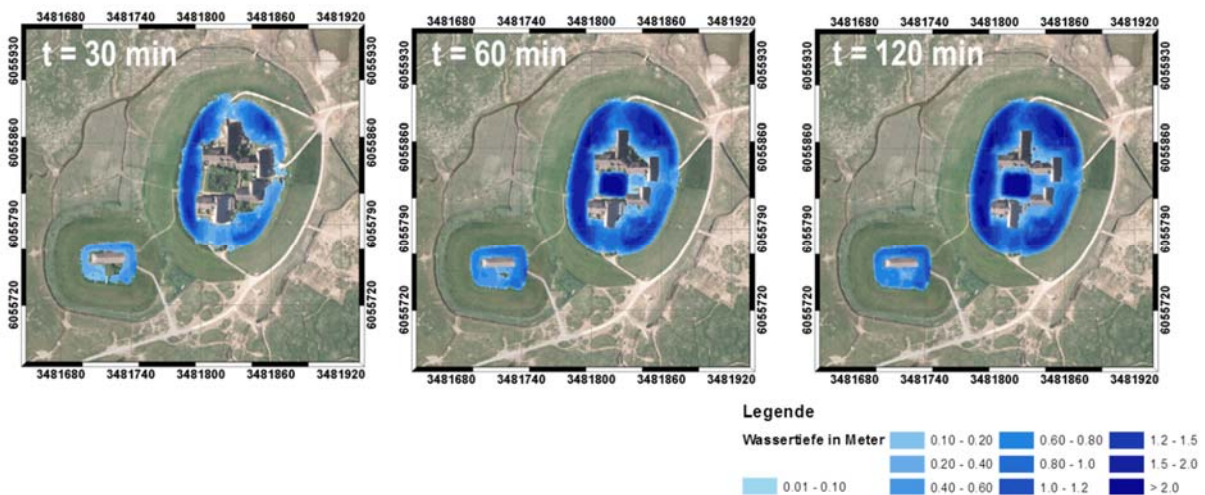


Abbildung E 13: Wassertiefen nach Umsetzung der Maßnahme bei einem BHW₁₀₀ auf Gröde zu verschiedenen Zeitpunkten nach Beginn des ersten Wellenüberlaufes

Abbildung E 14 und Abbildung E 15 zeigen die Zeitreihen der Wassertiefen an den Positionen der Türschwelen auf der Knudtswarf beziehungsweise Schulwarft bei einem BHW₁₀₀.

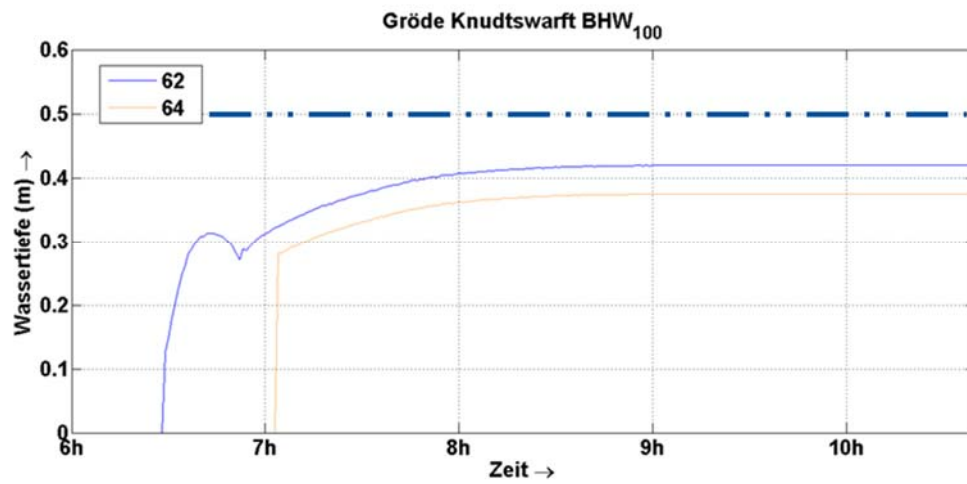


Abbildung E 14: Zeitreihen der Wassertiefen an den Positionen der Türschwellen auf der Knudtswarf bei einem BHW₁₀₀

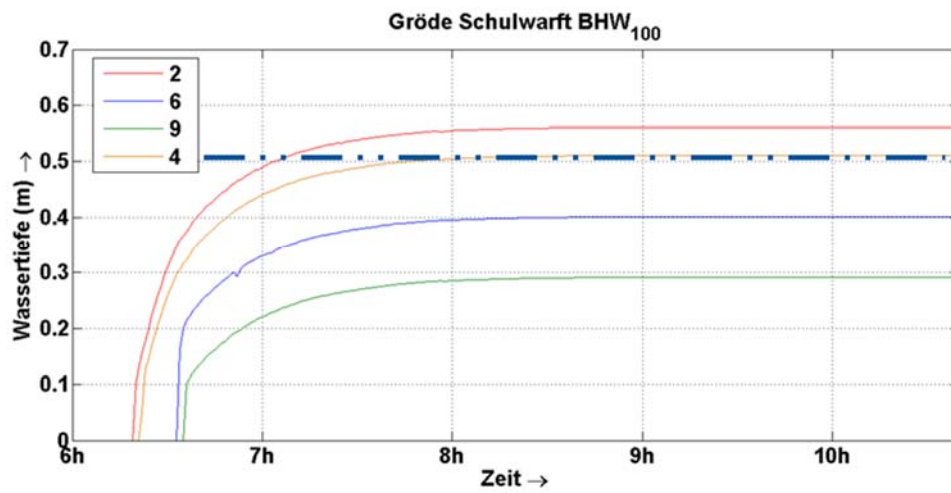


Abbildung E 15: Zeitreihen der Wassertiefen an den Positionen der Türschwellen auf der Schulwarf bei einem BHW₁₀₀

Anhang F - Winddaten

Winddaten Zukunft Hallig		Koordinaten Station Hooge: x: 3468600; y: 6049490 Geländehöhe: 4 m CLM-Knotenpunkt: x: 3448373.5 y: 6052554.6																												
Zeitraum: 01.01.1969 - 31.12.2080		Windgeschwindigkeiten der Tagesmittel in m/s																												
Windrichtung in Grad		0.5 - 3.0			3.0 - 6.0			6.0 - 9.0			9.0 - 12.0			12.0 - 15.0			15.0 - 18.0			18.0 - 21.0			>= 21.0			Total				
		Hooge	A1B	B1	Hooge	A1B	B1	Hooge	A1B	B1	Hooge	A1B	B1	Hooge	A1B	B1	Hooge	A1B	B1	Hooge	A1B	B1	Hooge	A1B	B1	Hooge	A1B	B1		
1	355 - 5	0.00	0.00	0.00	0.02	0.00	0.00	0.02	0.00	0.01	0.02	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.04	0.00	0.01
2	5 - 15	0.00	0.00	0.00	0.00	0.01	0.02	0.00	0.02	0.03	0.00	0.02	0.02	0.00	0.00	0.02	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.05	0.09
3	15 - 25	0.00	0.01	0.01	0.01	0.05	0.07	0.06	0.07	0.13	0.04	0.07	0.07	0.04	0.04	0.03	0.00	0.01	0.02	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.15	0.25	0.33	
4	25 - 35	0.02	0.01	0.02	0.05	0.14	0.19	0.22	0.14	0.25	0.10	0.13	0.11	0.02	0.05	0.03	0.00	0.01	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.39	0.47	0.61	
5	35 - 45	0.02	0.04	0.04	0.13	0.28	0.31	0.37	0.19	0.27	0.12	0.13	0.22	0.02	0.06	0.07	0.00	0.03	0.02	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.65	0.73	0.93	
6	45 - 55	0.01	0.07	0.08	0.38	0.41	0.44	0.45	0.39	0.37	0.18	0.26	0.20	0.04	0.06	0.08	0.00	0.02	0.04	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.04	1.22	1.22	
7	55 - 65	0.01	0.10	0.06	0.57	0.43	0.52	0.69	0.53	0.56	0.25	0.25	0.29	0.04	0.12	0.09	0.02	0.04	0.04	0.00	0.02	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.57	1.49	1.57	
8	65 - 75	0.04	0.17	0.09	0.67	0.55	0.55	0.77	0.51	0.64	0.38	0.30	0.43	0.07	0.14	0.19	0.03	0.05	0.06	0.00	0.01	0.02	0.00	0.00	0.00	1.95	1.72	1.97		
9	75 - 85	0.09	0.14	0.10	1.02	0.61	0.54	1.12	0.66	0.77	0.37	0.49	0.42	0.12	0.15	0.22	0.02	0.05	0.04	0.00	0.02	0.02	0.00	0.00	0.00	2.72	2.11	2.11		
10	85 - 95	0.12	0.15	0.15	1.01	0.60	0.74	1.28	0.73	0.78	0.80	0.55	0.66	0.24	0.20	0.31	0.02	0.07	0.09	0.02	0.01	0.01	0.00	0.00	0.01	3.46	2.31	2.76		
11	95 - 105	0.09	0.19	0.17	1.05	0.58	0.75	1.20	0.75	0.86	0.50	0.49	0.62	0.04	0.25	0.26	0.00	0.07	0.09	0.00	0.01	0.02	0.00	0.00	0.00	2.85	2.33	2.78		
12	105 - 115	0.05	0.16	0.12	1.20	0.74	0.68	1.17	0.75	0.78	0.44	0.50	0.59	0.09	0.29	0.25	0.01	0.09	0.05	0.00	0.00	0.01	0.00	0.00	0.00	2.94	2.53	2.48		
13	115 - 125	0.16	0.20	0.16	1.26	0.70	0.71	0.94	0.70	0.85	0.25	0.52	0.53	0.04	0.24	0.25	0.00	0.08	0.03	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	2.64	2.44	2.52		
14	125 - 135	0.24	0.19	0.17	1.36	0.78	0.76	0.93	0.83	0.85	0.20	0.51	0.54	0.00	0.16	0.22	0.00	0.06	0.04	0.00	0.01	0.00	0.00	0.00	0.00	2.73	2.54	2.58		
15	135 - 145	0.20	0.14	0.22	1.36	0.89	0.88	0.98	0.69	0.80	0.27	0.45	0.45	0.02	0.15	0.17	0.00	0.07	0.05	0.00	0.01	0.00	0.00	0.00	0.00	2.81	2.40	2.57		
16	145 - 155	0.18	0.21	0.25	1.32	0.84	0.89	0.83	0.81	0.89	0.21	0.44	0.41	0.04	0.20	0.20	0.01	0.03	0.02	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	2.57	2.51	2.66		
17	155 - 165	0.26	0.21	0.23	1.36	0.86	1.10	0.91	0.85	0.88	0.31	0.46	0.51	0.05	0.18	0.15	0.00	0.05	0.04	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	2.86	2.60	2.89		
18	165 - 175	0.23	0.19	0.21	1.26	0.91	0.90	1.15	0.93	0.96	0.29	0.69	0.58	0.12	0.29	0.19	0.00	0.08	0.05	0.00	0.02	0.01	0.00	0.00	0.00	3.03	3.10	2.89		
19	175 - 185	0.25	0.21	0.26	1.39	0.86	1.02	1.03	1.04	1.06	0.53	0.74	0.65	0.15	0.32	0.25	0.01	0.07	0.06	0.00	0.01	0.00	0.00	0.00	0.00	3.33	3.24	3.30		
20	185 - 195	0.24	0.22	0.30	1.25	1.00	1.06	1.19	1.15	1.05	0.66	0.88	0.86	0.21	0.45	0.47	0.05	0.14	0.08	0.00	0.01	0.02	0.00	0.00	0.00	3.57	3.83	3.84		
21	195 - 205	0.15	0.26	0.19	1.42	0.86	1.13	1.36	1.20	1.28	0.74	1.02	0.96	0.33	0.58	0.69	0.05	0.19	0.15	0.01	0.02	0.01	0.00	0.00	0.00	4.04	4.13	4.41		
22	205 - 215	0.20	0.25	0.21	1.63	1.10	0.90	1.46	1.42	1.32	1.20	1.24	1.10	0.36	0.75	0.71	0.12	0.22	0.26	0.02	0.04	0.04	0.00	0.01	0.00	4.94	5.04	4.55		
23	215 - 225	0.20	0.23	0.22	1.28	1.15	0.92	1.52	1.34	1.49	1.19	1.33	1.22	0.61	0.85	0.89	0.12	0.25	0.30	0.01	0.05	0.05	0.00	0.00	0.01	4.89	5.21	5.09		
24	225 - 235	0.21	0.25	0.21	1.34	1.13	1.08	1.53	1.57	1.32	1.39	1.46	1.33	0.57	0.88	0.99	0.11	0.34	0.37	0.01	0.04	0.05	0.00	0.00	0.00	5.12	5.66	5.35		
25	235 - 245	0.17	0.22	0.23	1.34	1.08	1.12	1.66	1.61	1.50	1.39	1.43	1.67	0.69	0.96	1.06	0.15	0.34	0.30	0.02	0.07	0.06	0.01	0.01	0.01	5.40	5.71	5.94		
26	245 - 255	0.16	0.25	0.24	1.18	1.18	1.03	1.74	1.57	1.49	1.34	1.44	1.46	0.53	0.96	0.95	0.17	0.35	0.36	0.02	0.07	0.08	0.01	0.01	0.01	5.10	5.81	5.62		
27	255 - 265	0.16	0.21	0.21	1.27	1.17	0.99	1.71	1.54	1.43	1.15	1.44	1.36	0.43	0.99	0.84	0.12	0.30	0.30	0.03	0.05	0.07	0.00	0.01	0.00	4.84	5.71	5.19		
28	265 - 275	0.13	0.20	0.22	1.10	1.09	1.12	1.36	1.49	1.33	1.28	1.31	1.32	0.46	0.81	0.72	0.12	0.22	0.20	0.02	0.04	0.04	0.00	0.00	0.00	4.46	5.17	4.97		
29	275 - 285	0.05	0.23	0.19	1.12	0.89	0.85	1.43	1.29	1.17	0.91	1.19	1.13	0.52	0.72	0.58	0.12	0.23	0.20	0.01	0.03	0.04	0.00	0.00	0.00	4.13	4.58	4.15		
30	285 - 295	0.08	0.22	0.17	0.91	0.92	1.02	1.31	1.18	1.24	0.92	0.95	1.02	0.34	0.53	0.44	0.15	0.16	0.10	0.02	0.02	0.03	0.00	0.00	0.00	3.70	3.98	4.02		
31	295 - 305	0.07	0.17	0.15	0.88	0.84	0.82	1.23	1.05	1.08	0.80	0.98	0.86	0.35	0.39	0.44	0.07	0.14	0.09	0.01	0.02	0.02	0.00	0.00	0.00	3.37	3.60	3.46		
32	305 - 315	0.04	0.16	0.14	0.72	0.74	0.65	1.23	0.86	0.79	0.77	0.76	0.74	0.38	0.24	0.32	0.04	0.08	0.07	0.01	0.02	0.01	0.00	0.00	0.00	3.15	2.87	2.71		
33	315 - 325	0.03	0.09	0.13	0.50	0.62	0.54	0.80	0.73	0.65	0.58	0.58	0.57	0.29	0.19	0.21	0.06	0.06	0.03	0.02	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	2.27	2.28	2.14		
34	325 - 335	0.02	0.08	0.07	0.39	0.36	0.44	0.57	0.54	0.44	0.49	0.32	0.37	0.12	0.14	0.10	0.03	0.04	0.02	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.59	1.48	1.45		
35	335 - 345	0.01	0.04	0.02	0.15	0.19	0.18	0.34	0.22	0.26	0.22	0.14	0.14	0.06	0.05	0.03	0.02	0.01	0.01	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.78	0.66	0.64		
36	345 - 355	0.01	0.02	0.00	0.08	0.06	0.05	0.10	0.05	0.05	0.04	0.03	0.03	0.03	0.01	0.01	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.26	0.16	0.15		
Sub-Total		3.84	5.49	5.23	31.75	24.58	24.96	34.39	29.39	29.58	20.18	23.48	23.44	7.36	12.39	12.45	1.59	3.92	3.58	0.20	0.62	0.61	0.01	0.05	0.07	99.32	99.92	99.93		
Windstille																											0.01	0.00	0.00	
Fehlende Daten																											0.67	0.08	0.07	
Total																											100.00	100.00	100.00	

Abbildung F 1: Relative Häufigkeiten der auf Tageswerte gemittelten Messdaten der Windmessstation Hooge für den Zeitraum vom 01.01.1969 bis 31.01.2011 und relative Häufigkeiten der modellierten Windgeschwindigkeiten und Windrichtungen in den IPCC-Szenarien A1B und B1

Anhang G - Entwässerungsgebiete

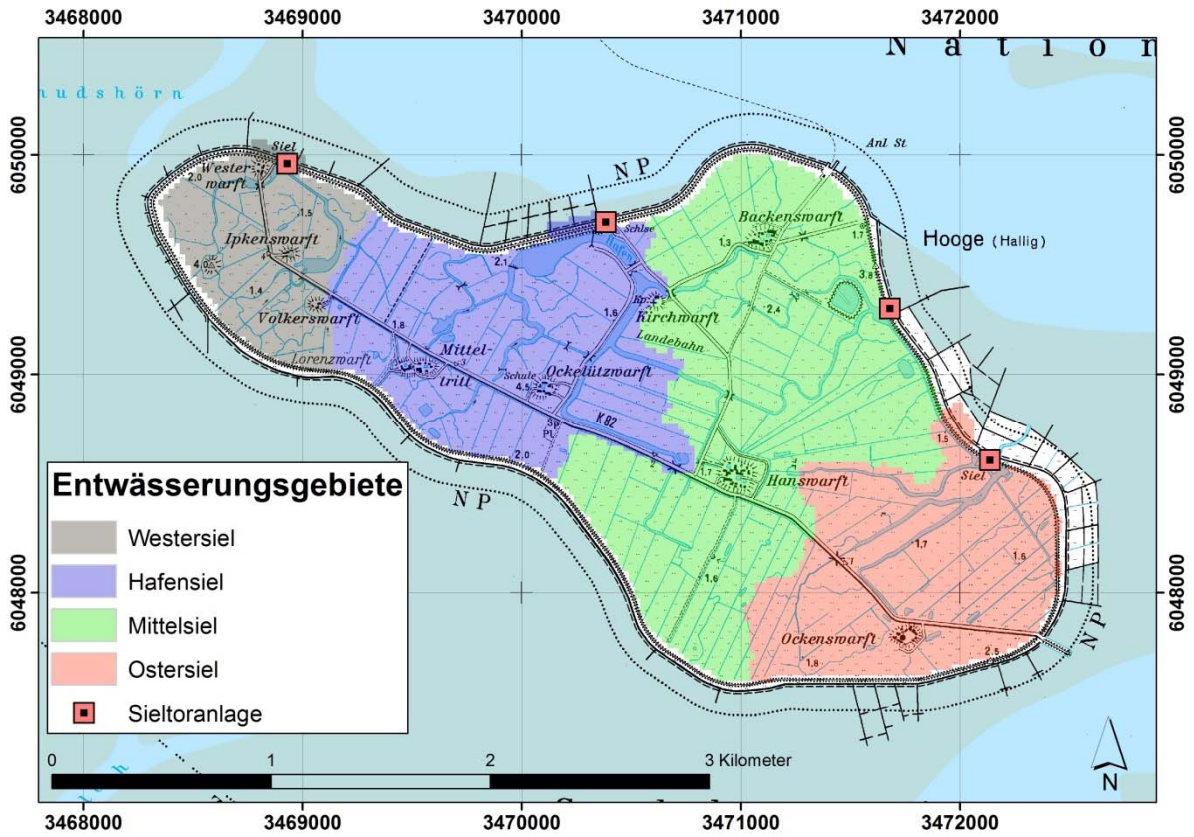


Abbildung G 1: Entwässerungsgebiete auf Hooge

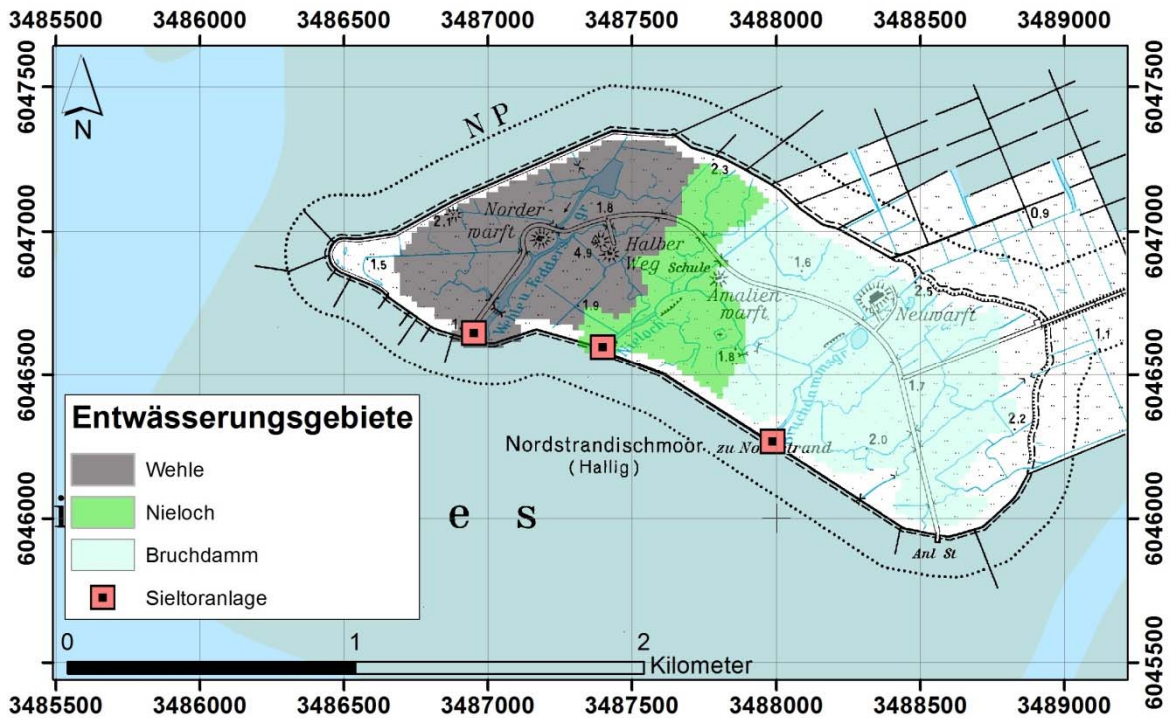


Abbildung G 2: Entwässerungsgebiete auf Nordstrandischmoor

Anhang H - Sedimentakkumulation

Tabelle H 1: Gemessene Aufwachsrate der Sedimente auf Hallig Nordstrandischmoor nach KARIUS ET AL. (2014) für das Jahr 2010/2011

Sedimentfalle	Aufwachsrate	Aufwachsrate	Überflutungsanzahl
-	mm/a	mm/Anzahl	Anzahl/a
F1	3.6	0.30	12
F2	1.4	0.12	12
F3	1.3	0.11	12
F4	0.6	0.05	12
F5	0.6	0.05	12
F6	3.0	0.25	12
F7	2.3	0.19	12
F8	1.7	0.15	12
F9	1.1	0.10	12
F10	0.6	0.05	12
F11	1.8	0.15	12
F12	1.4	0.11	12

Tabelle H 2: Gemessene Aufwachsrate der Sedimente auf Hallig Hooge nach KARIUS ET AL. (2014) für das Jahr 2010/2011

Sedimentfalle	Aufwachsrate	Aufwachsrate	Überflutungsanzahl
-	mm/a	mm/Anzahl	Anzahl/a
F1	0.58	0.29	2
F2	1.92	0.96	2
F3	2.39	1.20	2
F4	1.08	0.54	2
F5	0.80	0.40	2
F6	0.63	0.31	2
F7	0.57	0.29	2
F8	0.59	0.29	2
F9	0.83	0.42	2
F10	0.74	0.37	2
F11	0.00	-	2
F12	0.89	0.44	2
F13	2.15	1.08	2
F14	0.64	0.32	2
F15	0.42	0.21	2
F16	0.41	0.21	2
F17	0.29	0.15	2
F18	1.49	0.75	2
F19	0.68	0.34	2
F20	0.61	0.31	2
F21	0.34	0.17	2
F22	0.33	0.17	2
F23	0.29	0.15	2
F24	0.83	0.42	2
F25	1.04	0.52	2
F26	0.98	0.49	2
F27	0.75	0.37	2
F28	0.39	0.20	2
F29	0.33	0.17	2
F30	0.41	0.20	2
F31	1.21	0.61	2
F32	1.96	0.98	2
F33	0.76	0.38	2
F34	0.91	0.46	2
F35	2.16	1.08	2
F36	2.83	1.42	2

Tabelle H 3: Gemessene Aufwachsrate der Sedimente auf Hallig Langeneß nach KARIUS ET AL. (2014) für das Jahr 2010/2011

Sediment-falle	Raten	Raten	Überflutungs-anzahl	Sediment-falle	Raten	Raten	Überflutungs-anzahl
-	mm/a	mm/ Anzahl	Anzahl/a	-	mm/a	mm/ Anzahl	Anzahl/a
F1	0.46	0.12	4	F31	0.43	0.11	4
F2	0.37	0.09	4	F32	-	-	4
F3	-	-	4	F33	0.91	0.23	4
F4	0.28	0.07	4	F34	0.30	0.07	4
F5	0.30	0.07	4	F35	0.41	0.10	4
F6	0.30	0.08	4	F36	0.34	0.09	4
F7	0.43	0.11	4	F37	0.54	0.13	4
F8	0.63	0.16	4	F38	0.70	0.17	4
F9	1.20	0.30	4	F39	1.06	0.27	4
F10	0.32	0.08	4	F40	1.45	0.36	4
F11	0.30	0.08	4	F41	2.09	0.52	4
F12	0.22	0.06	4	F42	0.42	0.11	4
F13	0.29	0.07	4	F43	0.45	0.11	4
F14	0.69	0.17	4	F44	0.28	0.07	4
F15	0.49	0.12	4	F45	0.34	0.08	4
F16	1.61	0.40	4	F46	0.35	0.09	4
F17	1.14	0.29	4	F47	0.47	0.12	4
F18	1.36	0.34	4	F48	0.51	0.13	4
F19	0.45	0.11	4	F49	0.98	0.25	4
F20	0.34	0.08	4	F50	0.43	0.11	4
F21	0.33	0.08	4	F51	1.39	0.35	4
F22	0.43	0.11	4	F52	0.34	0.08	4
F23	0.43	0.11	4	F53	0.36	0.09	4
F24	0.36	0.09	4	F54	0.53	0.13	4
F25	0.38	0.09	4	F55	1.19	0.30	4
F26	0.56	0.14	4	F56	1.08	0.27	4
F27	0.90	0.22	4	F57	0.73	0.18	4
F28	3.68	0.92	4	F58	0.64	0.16	4
F29	1.42	0.36	4	F59	0.79	0.20	4
F30	1.90	0.48	4	F60	1.52	0.38	4