

Heft 78
Jahr 2011

Die Küste



Die Küste

ARCHIV FÜR FORSCHUNG UND TECHNIK
AN DER NORD- UND OSTSEE

ARCHIVE FOR RESEARCH AND TECHNOLOGY
ON THE NORTH SEA AND BALTIC COAST

Die Küste

ARCHIV FÜR FORSCHUNG UND TECHNIK
AN DER NORD- UND OSTSEE

ARCHIVE FOR RESEARCH AND TECHNOLOGY
ON THE NORTH SEA AND BALTIC COAST

Heft 78 · Jahr 2011

Herausgeber: Kuratorium für Forschung im Küsteningenieurwesen

Verlag:

Bundesanstalt für Wasserbau (BAW)
Kußmaulstraße 17, 76187 Karlsruhe
Postfach 21 02 53, 76152 Karlsruhe
Telefon: 0721 9726-0
Telefax: 0721 9726-4540
E-Mail: info@baw.de, www.baw.de
Druck: Bonifatius GmbH

ISSN 0452-7739
ISBN 978-3-939230-06-9

Anschriften der Verfasser dieses Heftes:

Ahmari, Alireza, Technische Universität Braunschweig, Leichtweiß Institut für Wasserbau, Beethovenstr. 51a, 38106 Braunschweig, Alireza.Ahmari@sgs.com; Albers, Thorsten, Technische Universität Hamburg-Harburg, Institut für Wasserbau B - 10, Denickestraße 22, 21073 Hamburg, Büsching, Fritz, Hydromech, Dießelhorststraße 1, 38116 Braunschweig, buesching@hollow-cubes.de; Frank, Torsten, Universität Siegen, Forschungsinstitut Wasser und Umwelt, Abteilung Wasserbau & Hydromechanik, Paul-Bonatz-Str. 9-11, 57076 Siegen, torsten.frank@uni-siegen.de; Jensen, Jürgen, Universität Siegen, Forschungsinstitut Wasser und Umwelt, Abteilung Wasserbau und Hydromechanik, Paul-Bonatz-Str. 9-11, 57076 Siegen, jensen@fb10.uni-siegen.de; Meier, Dirk, Nordstrander Straße 3, 25764 Wesselburen, Dr.Dirk.Meier@t-online.de; Milbradt, Peter, smileconsult GmbH, Vahrenwalder Str. 4, 30165 Hannover, milbradt@smileconsult.de; Oumeraci, Hocine, Technische Universität Braunschweig, Leichtweiß Institut für Wasserbau, Beethovenstr. 51a, 38106 Braunschweig, h.oumeraci@tu-braunschweig.de; Sudau, Astrid, Bundesanstalt für Gewässerkunde, Am Mainzer Tor 1, 56068 Koblenz, sudau@bafg.de; Wahl, Thomas, Universität Siegen, Forschungsinstitut Wasser und Umwelt, Abteilung Wasserbau und Hydromechanik, Paul-Bonatz-Str. 9-11, 57076 Siegen, thomas.wahl@uni-siegen.de; Weiß, Robert, Bundesanstalt für Gewässerkunde, Am Mainzer Tor 1, 56068 Koblenz, weiss@bafg.de.

Die Verfasser sind für den Inhalt der Aufsätze allein verantwortlich. Nachdruck aus dem Inhalt nur mit Genehmigung des Herausgebers gestattet: Kuratorium für Forschung im Küsteningenieurwesen, Geschäftsstelle, Wedeler Landstraße 157, 22559 Hamburg.
Vorsitzender des Kuratoriums: BD WILHELM KOLDEHOFE, Vorsitzender Kuratorium, Der Senator für Umwelt, Bau und Verkehr, Fachbereich Umwelt, Hanseatenhof 5, 28195 Bremen
Geschäftsführer: Dr.-Ing. RAINER LEHFELDT, Wedeler Landstraße 157, 22559 Hamburg
Redaktionsleiter „Die Küste“: Dipl.-Ing. DETLEF SCHALLER, Bismarckstraße 13, 25813 Husum

Inhaltsverzeichnis

ROBERT WEIß und ASTRID SUDAU Satellitengestützte Überwachung der Pegelnullpunkthöhe in der Deutschen Bucht	1
PETER MILBRADT Analyse morphodynamischer Veränderungen auf der Basis zeitvarianter digitaler Bathymetrien	33
JÜRGEN JENSEN, TORSTEN FRANK und THOMAS WAHL Analyse von hochaufgelösten Tidewasserständen und Ermittlung des MSL an der deutschen Nordseeküste (AMSeL)	59
AHMARI ALIREZA und HOCINE OUMERACI Measurement and Analysis of Wave-Induced Suspended Sediment Transport above Rippled and Plane Seabeds	165
FRITZ BÜSCHING Komplexe Reflexionskoeffizienten für Wasserwellen Zur Klassifizierung von Brandungseffekten an Küstenschutzbauwerken	235
DIRK MEIER Die Schäden der Weihnachtsflut von 1717 an der Nordseeküste Schleswig-Holsteins	259
Konferenzbericht	
THORSTEN ALBERS European Geosciences Union General Assembly (EGU 2011)	293

Satellitengestützte Überwachung der Pegelnullpunkthöhe in der Deutschen Bucht

Von ROBERT WEIß und ASTRID SUDAU

Z u s a m m e n f a s s u n g

Pegelbeobachtungen dienen einer Vielzahl unterschiedlichster Anwendungen. Je nach Aufgabe werden verschiedene Anforderungen an die Pegel gestellt, wobei die Hauptaufgaben im Bereich der Sicherstellung der Sicherheit und Leichtigkeit der Schifffahrt und im Bereich des Küstenschutzes zu suchen sind. In zunehmendem Maße gewinnen die Wasserstandsbeobachtungen Bedeutung für die Klimaforschung (z.B. Meeresspiegelanstieg). Für Analysen langfristiger Wasserstandsänderungen sind neben hochwertigen Wasserstandsbeobachtungen auch geodätische Informationen, insbesondere aber die Höhenlagen der Pegelnullpunkte und deren Änderungen von großem Interesse. Tektonische und anthropogene Einflüsse verursachen Vertikalbewegungen und die Pegel führen diese Bewegung mit aus. Häufig überlagern sich reale Meeresspiegelvariationen und vertikale Landbewegungen, was Fehlinterpretationen zur Folge hat. Um eine Trennung vertikaler Landbewegungen und langfristiger Wasserstandsänderungen zu ermöglichen hat die Bundesanstalt für Gewässerkunde (BfG) in 2008 damit begonnen, die wichtigsten Pegelstationen mit permanent arbeitenden satellitengestützten Messsystemen (GNSS-Systemen) auszustatten. Durch diese Stationen wird ein kontinuierliches Höhenmonitoring möglich. Damit verbunden sind Referenzierungen der Pegelnullpunkte in einem globalen Höhenreferenzsystem, was eine Voraussetzung für grenzüberschreitende Auswertungen und die Einbindung andere Satellitenbeobachtungen ist. Der folgende Aufsatz befasst sich mit den Grundlagen und der Installation der GNSS-Stationen. Darüber hinaus werden Prozessierung und erste Ergebnisse vorgestellt.

S c h l a g w ö r t e r

Pegel, Pegelnullpunkt, Pegelfestpunkte, GNSS, GNSS@tidegauge, Deutsche Bucht, Höhenmonitoring, Vertikalbewegungen, IGS, EUREF, KFKI, IKÜS, PEGASUS

S u m m a r y

Tide gauges are established and operated to measure the water level of the sea and its variations. These data serve a number of different applications and, depending on the task, the gauges have to meet different requirements. The primary task, however, is to ensure the safety and ease of navigation. During the last few years, the importance of knowledge of water levels for scientific applications has increased in the context of research on climate change (e.g. sea-level rise). Analyses of long-term water-level changes need in addition to reliable water-level observations also geodetic, especially the gauge zero-point and actual vertical land movements information. Tectonic and anthropogenic influences may cause vertical movements of the earth's surface, and the tide gauges that are fixed thereto follow these movements. Frequently, true variations of the water level and vertical land movements superimpose. In order to distinguish vertical land movements and long-term water-level changes, the BfG began in 2008 to equip the most important sea-level gauging stations with permanently working satellite-based measurement systems (GNSS) systems. These stations make continuous sea-level monitoring possible. This action is associated with the referencing of the absolute level-of-zero points in a global height-reference system. This is crucial for transboundary analyses, the integration of other satellite-based sea-level observations, and the monitoring of the sea-level rise. The following article comprises basics and the installation of GNSS sites. In addition, the processing and first results will be presented.

Keywords

Tide gauge, benchmark, gauge datum, GNSS, GNSS@tidegauge, German Bight, beight monitoring, vertical movements, IGS, EUREF, KFKI, IKUES, PEGASUS

Inhalt

Zusammenfassung.....	1
Schlagwörter	1
Summary	1
Keywords	2
Inhalt.....	2
1. Einleitung.....	2
2. GNSS und Pegel.....	3
2.1 Pegelfest- und Pegelnullpunkt.....	3
2.2 Konzept „GNSS@tidegauge“	6
3. GNSS gestützte Höhenüberwachung der Pegelfestpunkte.....	6
3.1 Stationsaufbau	6
3.2 Geometrische Beziehung zwischen GNSS-System und Pegelnullpunkten.....	9
3.3 Qualität der Beobachtungsdaten	14
3.4 Grundlagen der Referenzsysteme und Koordinaten	16
3.5 Prozessierung der GNSS-Beobachtungen	18
3.6 Koordinatenergebnisse	22
4. Danksagung.....	31
5. Schriftenverzeichnis	31

1. Einleitung

Pegel dienen der Erfassung von Wasserstandsbeobachtungen und damit einer Vielzahl verschiedenster Anwendungen. Die Hauptaufgaben liegen im Bereich der Sicherstellung der Sicherheit und Leichtigkeit der Schifffahrt und im Bereich des Küstenschutzes. Aufgrund der in der jüngsten Vergangenheit aufkommenden Klimadiskussion gewinnen Wasserstandsbeobachtungen durch Pegel an Bedeutung, da deren lange Zeitreihen eine wichtige Datengrundlage für die Untersuchungen zum Klimawandel darstellen. Eine Analyse von langfristigen Wasserstandsänderungen setzt neben einer Beurteilung geodätischer Einflüsse auch eine Analyse weiterer, den Wasserstand beeinflussender Faktoren (z.B. hydrologische Änderungen aufgrund von Ausbaumaßnahmen etc.) voraus. Im vierten Sachstandsbericht des zwischenstaatlichen Ausschusses für Klimaänderung (IPCC) wird eine Änderung des mittleren globalen Meeresspiegels zwischen 1961-2003 von 1.8 (1.3 - 2.3) mm/Jahr bzw. zwischen 1993 und 2003 ~3.1 (2.4 - 3.8) mm/Jahr angegeben (IPCC, 2007). Bisherige Untersuchungen haben ergeben, dass die vertikale Landbewegungen (WANNINGER et al., 2009) bzw. Variationen der Pegelnullpunkte (WEIB und SUDAU, 2012) Veränderungen der Höhenlage von Pegelnullpunkten in einer vergleichbaren Größenordnung zur Folge haben. Im Rahmen dieser Ausarbeitung werden

ausschließlich geodätische Fragestellungen bearbeitet. Eine Analyse aus Sicht der Hydrologie findet nicht statt. Eine geodätische Aufarbeitung beinhaltet eine Analyse der geometrischen Beziehungen zwischen den Pegelfest- und Pegelnullpunkten sowie Analysen vertikaler Landbewegungen, bzw. scheinbarer Höhenänderungen aufgrund von Systemänderungen amtlicher Höhenreferenzsysteme. Häufig überlagern sich Wasserstandsänderungen und Vertikalbewegungen (Größenordnung tlw. einige mm/Jahr). Nicht erkannte Vertikalbewegungen können als langfristige Wasserstandsänderungen interpretiert werden bzw. reale hydrologische Änderungen werden nicht erkannt (SUDAU und WEIß, 2008).

Um eine Trennung vertikaler Landbewegungen und langfristiger Wasserstandsänderungen zu ermöglichen hat die Bundesanstalt für Gewässerkunde (BfG) in 2008 damit begonnen, die wichtigsten Pegelstationen mit permanent arbeitenden satellitengestützten Messsystemen (GNSS-Systemen) auszustatten. Durch diese Stationen wird eine kontinuierliche Höhenüberwachung möglich. Damit verbunden sind absolute Referenzierungen der Pegelnullpunkte sowohl im Höhenreferenzsystem der Landesvermessung als auch in globalen Referenzsystemen. Letztere sind Voraussetzungen für Auswertungen, die neben deutschen Pegelstationen auch ausländische Stationen enthalten. Aufgrund unterschiedlicher nationaler Höhenreferenzsysteme sind entsprechende Auswertungen mit den offiziellen Angaben nur bedingt möglich. Weiterhin werden entsprechende Informationen für die Einbindung anderer Satellitenbeobachtungen und für eine großräumige Überwachung des Meeresspiegels benötigt.

2. GNSS und Pegel

2.1 Pegelfest- und Pegelnullpunkt

Durch die Pegelvorschrift werden in Deutschland Regeln und Vorgehensweisen für die Pegel bereitgestellt. Innerhalb des Stammtextes der Pegelvorschrift wird ein Pegel als eine Einrichtung zur Erfassung oberirdischer Gewässer definiert. Er besteht aus einem Lattenpegel und mindestens drei Pegelfestpunkten (Abb. 2, Pegelvorschrift – Stammtext Abschnitt 1.1 (LAWA und BMV, 2007)). Die Pegellatte dient als Referenz für ergänzende Einrichtungen und somit auch für deren Kalibrierung. Der Pegelnullpunkt ist definiert als Nullpunkt des Lattenpegels (Pegelvorschrift – Anlage C Abschnitt 1.1). Die alle ein bis zwei Jahre stattfindende Prüfung der Höhenlage überwacht nur die Beziehung zwischen Pegelfest- und Pegelnullpunkt (WEIß und SUDAU, 2012).

Die Höhendifferenzen zwischen Pegelfest- und Pegelnullpunkt (Abb. 2, i. A. als Sollhöhenunterschied bezeichnet) werden im Vorfeld unter Nutzung der Höhen der Pegelfestpunkte definiert und im Rahmen der Prüfungen der Höhenlagen überwacht. Durch verschiedene äußere Einflüsse, wie etwa mechanische Beschädigungen oder auch durch Eisgang (Abb. 1) können Veränderungen der Pegellatte und damit auch des Pegelnullpunktes auftreten. Mithilfe der Prüfungen der Höhenlage werden entsprechende Änderungen erkannt, korrigiert und ggf. weitere Maßnahmen getroffen. Da somit nur die Beziehung zwischen den Pegelfest- und den Pegelnullpunkten überwacht wird, liefern die Prüfungen der Höhenlage folglich auch nur Aussagen über die innere Geometrie des Systems Pegel.

Für die Ableitung von Aussagen zu Höhenänderungen des kompletten Systems Pegel schreibt die Pegelvorschrift Anschlussmessungen an ein übergeordnetes Referenzsystem (amtliche System der Landesvermessung) mit einem Intervall von max. 15 Jahren vor. Mithilfe entsprechender Beobachtungen kann die Höhe der Pegelfestpunkte und unter Nutzung der Sollhöhenunterschiede auch die Höhe der Pegelnullpunkte relativ zu diesem Referenzsystem dargestellt werden (Pegelvorschrift – Anlage C, 1997).



Abb. 1: Pegel Terborg bei Eisgang



Abb. 2: Pegelfestpunkt, Lattenpegel, Wasserstandssensor und Anschlussmessung an einem Pegel

Tab 1: Sollhöhenunterschiede am Pegel Borkum-Fischerbalje (1.7.1999)

Pegelfestpunkt Nr.			Sollhöhenunterschied dH [m]
W1191 18	02	1	9.550
W1191 18	02	2	9.594
W1191 18	02	59	9.228
W1191 18	02	591	9.517
W1191 18	02	304	9.741
W1191 18	02	312	9.739
W1191 18	02	2001	9.206

Der Anschluss soll dabei an das übergeordnete Nivellementsnetz 3. Ordnung bzw. bei Pegeln mit überregionaler Bedeutung an das Nivellementsnetz 2. Ordnung erfolgen. Je nach Standort des Pegels können diese Anschlussmessungen mehr oder weniger aufwendig ausfallen. Insbesondere bei Pegeln auf Inseln oder der Küste vor gelagerten Pegeln (z.B. auf Leuchttürmen) sind extrem aufwendige Anschlussmessungen nötig. In der Vergangenheit wurden dabei neben geometrischen auch hydrostatische Nivellements ausgeführt (Abb 3). Bei jedem Nivellement erfolgten die Beobachtungen zu einem bestimmten Zeitpunkt und die erfassten Höhendifferenzen zu den Anschlusspunkten sind streng genommen auch nur für diesen Zeitpunkt gültig. Hinzu kommt, dass im Rahmen der Nivellements nur Höhendifferenzen zu Anschlusspunkten des Höhenreferenzsystems der Landesvermessung ermittelt werden. Die letztendlich bestimmte Höhe ist direkt abhängig von der Höhe der Anschlusspunkte und damit auch von deren Höhenreferenzsystemen und Realisierungen. Praktisch bedeutet dies, dass auch aktuell bestimmte Höhen von Pegelfestpunkten aufgrund veralteter Anschlusspunkthöhen nicht die reale Höhenlage repräsentieren. Je nach Höhenreferenzsystem und Realisierung des Höhenreferenzsystems der Anschlusspunkte geben die ermittelten Höhen auch bei sehr guten Beobachtungen die Realität nur bedingt wieder. Wird beispielsweise im Jahr 2009 ein Anschlussnivellement zu Anschlusspunkten der Landesvermessung durchgeführt, so ist das Ergebnis auf die aktuell gültige Realisierung des Höhenreferenzsystems der Anschlusspunkte (derzeit DHHN92) bezogen. Beim DHHN92 handelt es sich um ein Höhenreferenzsystem, welches auf Beobachtungsmaterial aus den 80'er Jahren des letzten Jahrhunderts basiert und damit etwa 25-30 Jahre alt ist. Auch scheinbar aktuelle Höhen geben dem-nach über absolute reale Höhen nur bedingt Auskunft. Bei einem Nivellement handelt es sich immer um ein relatives Beobachtungsverfahren, dessen originäre Ergebnisse Höhendifferenzen zum Zeitpunkt der Beobachtung sind. Für die Ableitung realer Höhen und Höhenänderungen sind damit sehr aufwendige großräumige Beobachtungskampagnen erforderlich, die aufgrund der damit entstehenden Kosten in der Vergangenheit nur sehr selten ausgeführt wurden. Ein permanentes Monitoring und damit verbundene Aussagen über saisonale Variationen und langfristige Änderungen ist mit dem Verfahren des Nivellements nicht möglich. Hinzu kommt die Tatsache, dass hydrostatische Nivellements aufgrund der heute nicht mehr existierenden Messausrüstungen nicht mehr möglich sind. Für eine permanente Höhenüberwachung und eine Höhenübertragung über große Wasserflächen sind somit andere Techniken erforderlich.



Abb. 3: Geometrisches und hydrostatisches Nivellement

2.2 Konzept „GNSS@tidegauge“

Durch die Einführung satellitengestützter Messmethoden ist es seit einiger Zeit möglich, kontinuierlich dreidimensionale Koordinaten mithilfe von GNSS-Systemen zu ermitteln. Werden diese mit Pegeln gekoppelt, kann die Höhenlage der Pegelnullpunkte gegenüber einem globalen, zeitlich und örtlich invarianten Referenzsystem überwacht werden. Praktisch bedeutet dies, dass über sehr große Entfernungen sehr präzise Höhenbestimmungen möglich sind. Dies hat auch zur Folge, dass unter Nutzung von GNSS-Systemen eine Vergleichbarkeit von weit auseinander liegenden Pegelstellen mit sehr hoher Genauigkeit ermöglicht wird. Aufgrund fallender Kosten und gleichzeitiger Verbesserungen der GNSS-Systeme wurde ein kontinuierliches Monitoring der Pegelstellen wirtschaftlich möglich. Mithilfe entsprechender Systeme können zukünftig sehr aufwendige Anschlussnivellements zu Pegeln ersetzt werden. Vor dem Hintergrund der Forschung zu langfristigen Meeresspiegelanstiegen hat sich die BfG dazu entschlossen, die wichtigsten Pegelanlagen an der deutschen Nordseeküste mit kontinuierlich arbeitenden GNSS-Systemen auszurüsten. Alle GNSS-Systeme sind dabei direkt auf den Pegeln montiert bzw. teilen mit mindestens einem Pegelfestpunkt die gleiche physische Struktur (SUDAU und WEIB, 2009). Die geometrische Beziehung zwischen Pegelfestpunkt und GNSS-System kann daher als langfristig konstant angesehen werden. Zwar ist dabei mit zyklischen Variationen zu rechnen (z.B. temperaturbedingt), jedoch sollten diese bei der Ableitung langweiliger Trends aus längeren Zeitreihen keine Rolle spielen. Weitere hochfrequente Variationen werden entweder im Rahmen der Prozessierung modelliert (z.B. Auflastzeiten oder Festerdezeiten) oder eliminieren sich bei der Ableitung langfristiger Mittelwerte.

3. GNSS gestützte Höhenüberwachung der Pegelfestpunkte

3.1 Stationsaufbau

Derzeit sind im Bereich der Deutschen Bucht 19 Pegelstationen mit kontinuierlich arbeitenden GNSS-Systemen ausgestattet. Neben den 19 GNSS-Pegelstationen der BfG existieren an den deutschen Küsten weitere sechs GREF-Stationen des Bundesamtes für Kartographie und Geodäsie (BKG), die in unmittelbarer Nähe der Pegel montiert sind (Abb. 4). In diesen Fällen werden die Höhendifferenzen zwischen den Pegelfestpunkten und den jeweiligen GNSS-Systemen durch das jeweils zuständige Wassers- und Schifffahrtsamt bzw. der BfG überwacht. Im Bereich der Ems sind fünf Stationen mit Trimble GPS-Systemen ausgestattet, während alle übrigen Stationen mit Leica GRX1200 +GNSS Empfängern ausgestattet sind. Bei den eingesetzten Antennen handelt es sich um fünf Trimble Zephyr Antennen, 13 Leica AT504GG und eine Leica AR25.R3 Choke-Ring Antenne. Alle Antennen sind durch Schutzgehäuse (Radom) geschützt.

Frühere Untersuchungen weisen auf relativ große Höhenänderungen im Bereich der Ems hin. Aufgrund dieser Ergebnisse erfolgte eine Installation eines Sondernetzes in Form von fünf Trimble Stationen auf Pegel im tidebeeinflussten Bereich der Ems um spezielle Belange der WSV zu berücksichtigen. Diese Stationen sind für Untersuchungen zu langfristigen Meeresspiegeländerungen nicht geeignet und werden deswegen im Folgenden nicht näher beleuchtet.



Abb. 4: Pegelstationen mit kontinuierlich arbeitenden GNSS-Systemen (Stand 04/2012)

Die Administration der BfG-Stationen erfolgt durch die BfG in Koblenz. Für administrative Zwecke und für die Datenübertragung wurde ein GPRS-basierter Kommunikationsweg aufgebaut (Abb. 7 und 8). Alle Leica-Empfänger übertragen in regelmäßigen Abständen die Beobachtungsdaten nach Koblenz, wo diese aufbereitet und vorprozessiert werden. Im Rahmen der Datenaufbereitung werden die Rohdaten zu RINEX¹-Daten konvertiert, ein Resampling auf eine Beobachtungsintervall von 30s durchgeführt, die Daten zu COMPACT RINEX Daten umgewandelt, gepackt und auf dem FTP-Server der BfG bereitgestellt.

Tab. 2: Übersicht der GNSS-Pegelstationen im Bereich der Deutschen Bucht

Station	Kürzel	Inbetriebnahme	Abstand zum Pegel [m]	Betreiber	Gewässer
Borkum-Südstrand	BORJ	Jan 05	~400	BKG ²	Nordsee
Helgoland	HELG	Nov 99	~600	BKG	Nordsee
Hörnum/Sylt	HOE2	Jul 05	~200	BKG	Nordsee
Knock	TGKN	Mai 08	0	BfG	Außenems
Unterfeuer Dwarsgat	FLDW	Aug 08	0	BfG	Außenweser
Leuchtturm Alte Weser	LHAW	Dez 08	0	BfG	Außenweser
Cuxhaven - Steubenhöft	TGCU	Dez 08	0	BfG	Außenelbe
Borkum - Fischerbalje	TGBF	Mai 09	0	BfG	Nordsee
Büsum	TGBU	Mai 09	0	BfG	Nordsee
Dagebüll	TGDA	Mai 09	0	BfG	Nordsee
Mellumplate	TGME	Aug 09	0	BfG	Außenjade

¹ RINEX: Receiver Independent Exchange Format – Empfängerunabhängiges Datenformat zur Speicherung von GNSS-Beobachtungen

² BKG: Bundesamt für Kartographie und Geodäsie

Emden - Neue Seeschleuse	TGEM	Okt 09	0	BfG	Außenems
Dukegat	TGDU	Okt 09	0	BfG	Außenems
Terborg	TGTE	Okt 09	0	BfG	Ems
Papenburg	TGPA	Okt 09	0	BfG	Ems
Leerort	TGLE	Okt 09	0	BfG	Ems
Weener	TGWE	Okt 09	0	BfG	Ems
Pogum	TGPO	Okt 09	0	BfG	Ems
FINO-3	TGF3	Feb 10	0	BfG	Nordsee
Wilhelmshaven – Neue Seeschleuse	TGWH	Mrz 10	0	BfG	Jade
Bremerhaven – Alter Leuchtturm	TGBH	Mrz 10	0	BfG	Unterweser
Wittdün	TGWD	Jun 11	0	BfG	Nordsee



Abb. 5: GNSS-Stationen Unterfeuer Dwarsgat, Borkum-Fischerbalje, Dukegat und Leuchtturm Alte Weser



Abb. 6: GNSS-Stationen Pogum, Cuxhaven-Steubenhöft, FINO-3, Knock und Mellumplate

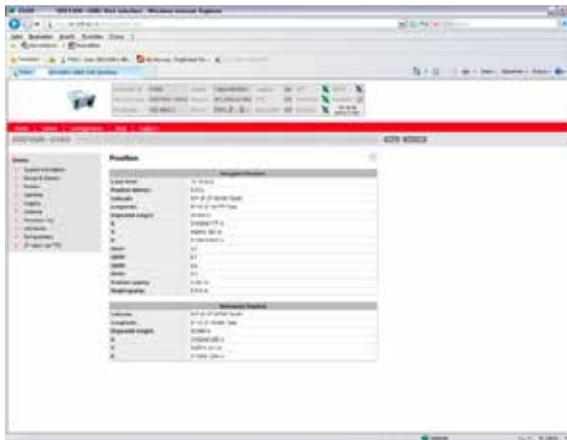


Abb. 7: Webinterface zur Fernadministration und Fernsteuerung der GNSS-Receiver

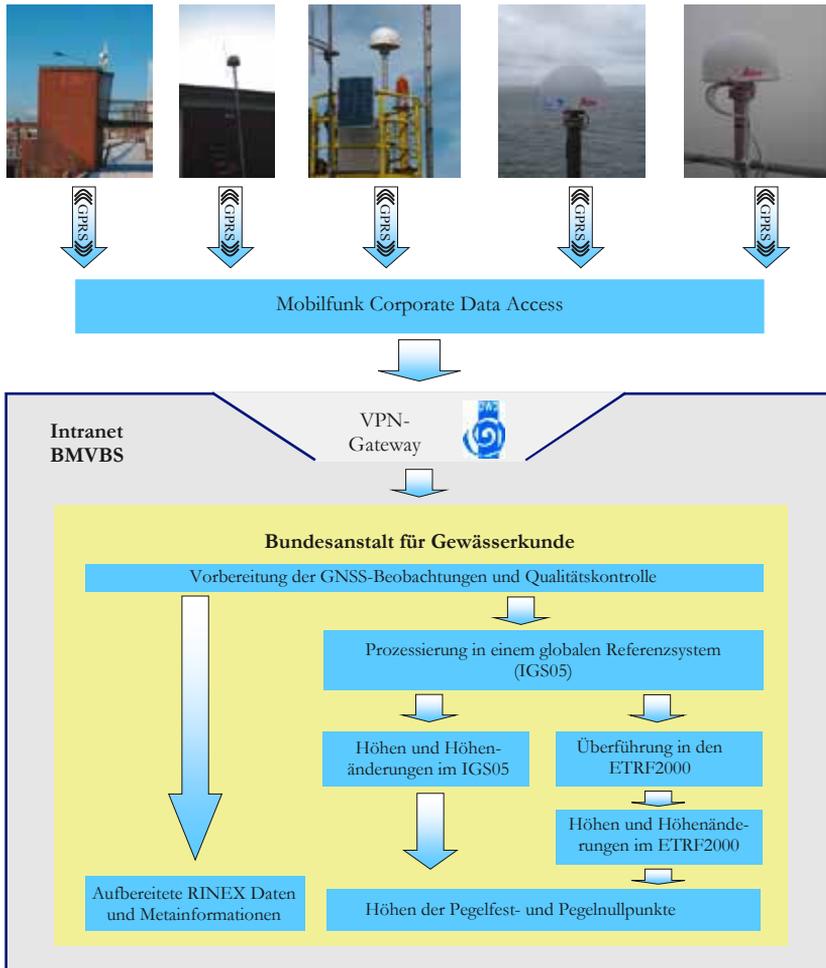
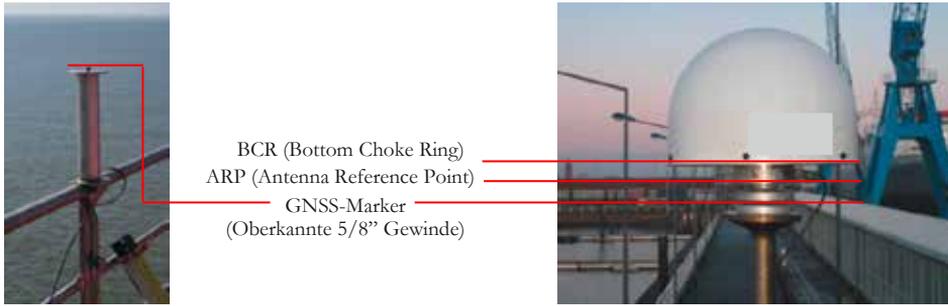


Abb. 8: Kommunikationsweg zur Fernadministration und Datenübertragung (SUDAU und WEIB 2009)

3.2 Geometrische Beziehung zwischen GNSS-System und Pegelnullpunkten

Mithilfe der GNSS-Sensoren werden ellipsoidische Höhen der Antennenreferenzpunkte (ARP) bzw. der GNSS-Marker ermittelt. Als Antennenreferenzpunkte sind die Mittelpunkte der Unterseite der GNSS-Antennen und als GNSS-Marker die Oberkanten der 5/8“ Gewinde der Antennenbefestigungen definiert. Die Höhendifferenzen zwischen Antennenreferenzpunkten und GNSS-Markern werden bei der BfG als Instrumentenhöhen (Δh_i) bezeichnet und als zeitlich konstant angesehen (Abb. 9).



BCR (Bottom Choke Ring)
 ARP (Antenna Reference Point)
 GNSS-Marker
 (Oberkannte 5/8" Gewinde)

Abb. 9: Bottom Choke Ring (BCR), ARP und GNSS-Marker

$$H_{GNSS_Marker} = H_{APR} - \Delta h_I \tag{1}$$

Für Rückschlüsse auf die Höhenlagen der Pegelnullpunkte sind neben den ellipsoidischen Höhen auch Höhendifferenzen zwischen den GNSS-Markern und den Pegelnullpunkten erforderlich. Diese Höhendifferenzen setzen sich aus Höhendifferenzen zwischen GNSS-Markern und den Pegelfestpunkten sowie den Sollhöhenunterschieden (Δh_{soll}) zusammen (Abb. 10).

$$\Delta h_{GNSS \rightarrow PNP} = \Delta h_{GNSS \rightarrow Pegelfestpunkt} + \Delta h_{Soll} \tag{2}$$

$$H_{PNP} = H_{GNSS_Marker} - \Delta h_{GNSS \rightarrow PNP} \tag{3}$$

Die Sollhöhenunterschiede werden von Seiten des zuständigen Wasser- und Schifffahrtsamtes festgestellt und im Rahmen der Kontrollen der Höhenlagen regelmäßig überacht.

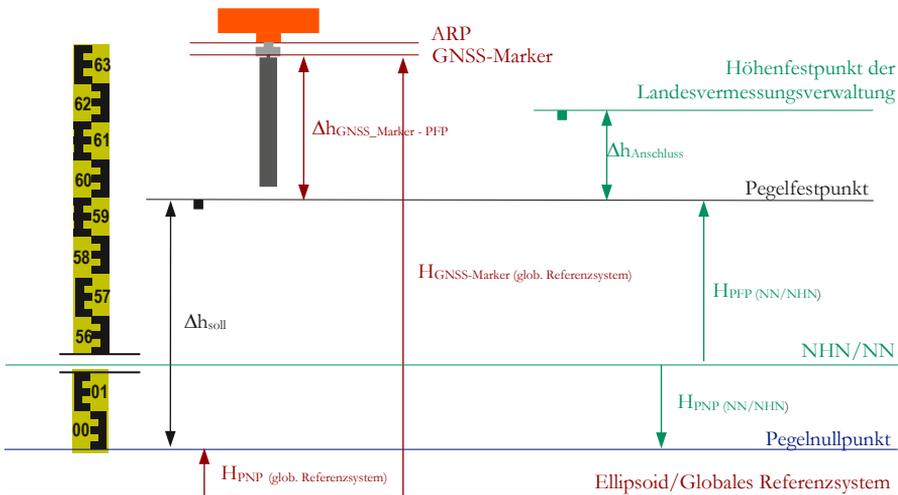


Abb. 10: Geometrische Zusammenhänge im System Pegel („innere und äußere Geometrie“)

Bei den BfG eigenen GNSS-Stationen werden die Höhendifferenzen zwischen den GNSS-Markern und den Pegelfestpunkten im Rahmen des Stationsaufbaus ermittelt. Bedingt durch das Beobachtungsprinzip müssen die GNSS-Antennen so montiert sein, dass möglichst in alle Richtung eine freie Sicht bzw. keine Abschattungen vorhanden sind. Dies hat zur Folge, dass die GNSS-Antennen in den oberen Bereichen der Pegelbauwerke montiert sind, während sich die Pegelfestpunkte im unteren Bereich befinden. Auf sehr kurzen horizontalen Distanzen sind daher große Höhenunterschiede zu erfassen. Von Seiten der BfG kommen dabei

- geometrische Nivellements
- kalibrierte Messbänder
- kalibrierte Messstäbe
- vertikal arbeitender Laserentfernungsmesser

zum Einsatz (Abb. 11). Geometrische Nivellements wurden zur Bestimmung relativ geringer Höhendifferenzen eingesetzt, was nur in wenigen Fällen möglich war. Sowohl für kalibrierte Messbänder als auch für Messstangen wurden Halterungen in der Art konstruiert, dass die Nullpunkte der Messbänder bzw. der Messstangen auf dem Niveau des ARP liegen. Im Bereich der Bodenpunkte erfolgten die Ablesungen an den Messbändern bzw. Messstangen unter Nutzung von Planplattennivellieren, wobei jeweils die vollen Zentimeterteilungen der Messbänder bzw. die kalibrierten Spitzen der Messstangen angezielt wurden. Mit beiden Verfahren werden sehr gute Übereinstimmungen erzielt (Tab. 3). Die Messstangen haben sich zwar als unhandlicher, aber auch als windunempfindlicher erwiesen. Unabhängig davon wurden als dritte Methode vertikal arbeitende Laserentfernungsmesser eingesetzt (Abb. 12). Exemplarisch sind die Ergebnisse in Tab. 4 für den Pegel Wilhelmshaven – Neuer Vorhafen dargestellt.

Tab. 3: Höhendifferenz zwischen ARP und Punkt 2306/667 am Pegel Borkum-Fischerbalje

Methode der Höhenübertragung	Δh [m]	Differenz zum Mittelwert [mm]
Nivellement	4.0346	-0.5
Stangenmessung:	4.0342	-0.1
Bandmessung:	4.0335	0.6
Mittelwert	4.0341	



Abb. 11: v.l.n.r. Messstangen am Pegel Dagebüll, Messbänder am Pegel Borkum-Fischerbalje und klassische Nivellements auf Mellumplate



Abb. 12: Messungen mit einem vertikal arbeitenden Laserentfernungsmesser (Pegel Mellumplate)

Tab. 4: Höhendifferenzen zwischen GNSS-Marker und PNP am Pegel Wilhelmshaven - Neuer Vorhafen

Pegelfestpunkt (PFP)	GNSS-Marker - PFP		Sollhöhenunterschied		dH GNSS-Marker - PNP Δh [m]
	Datum	Δh [m]	Datum	Δh [m]	
Bolzen-GNSS 2 1	18.03.2010	-4.027	06.07.1994	-10.373	-14.400
	18.03.2010	-5.333	06.07.1994	-9.067	-14.400
	18.03.2010	-5.321	06.07.1994	-9.078	-14.399
Bolzen-GNSS 2 1	14.06.2010	-5.333	06.07.1994	-9.067	-14.400
	14.06.2010	-4.027	06.07.1994	-10.373	-14.400
	14.06.2010	-5.321	06.07.1994	-9.078	-14.399

Sofern die Stationen nicht direkt auf den Pegeln montiert sind bzw. sich die GNSS-Stationen nur in der Nähe der Pegel befinden, ist durch regelmäßige Kontrollmessungen sicherzustellen, dass sich die Höhendifferenzen zwischen den GNSS-Markern bzw. den GNSS-Antennen und den Pegelfestpunkten nicht ändern bzw. diese bekannt sind. Dies betrifft insbesondere die Stationen Helgoland (HELG), Hörnum (HOE2) und Borkum-Südstrand (BORJ). Alle GNSS - Stationen verfügen über einen als „GNSS-benchmark“ oder „GNSS-Festpunkt“ bezeichneten Festpunkt, welcher an der Antennenthalterung und damit an der gleichen physischen Struktur wie die GNSS-Antenne montiert sind.

$$\Delta h_{GNSS_Marker \rightarrow PNP} = \Delta h_{GNSS_Marker \rightarrow GNSS_Festpunkt} + \Delta h_{GNSS_Festpunkt \rightarrow PFP} + \Delta h_{Soll} \quad (4)$$

Die Höhendifferenzen zwischen den GNSS-Markern und den GNSS-Festpunkten werden im Rahmen der Einrichtung von Seiten des BKG bestimmt und in regelmäßigen Abständen überprüft. Ausgehend von den GNSS-Festpunkten werden durch die zuständigen Wasser- und Schifffahrtsämter bzw. durch die BfG jährliche Nivellements zu den Pegelfestpunkten durchgeführt. In Kombination mit den Sollhöhenunterschieden ergeben sich Höhendifferenzen zwischen den GNSS-Markern und den Pegelnullpunkten (Tab. 5 für den Pegel Helgoland). Für entsprechende Arbeiten erfolgte der Abschluss eines Kooperationsvertrages zwischen den beteiligten Institutionen.

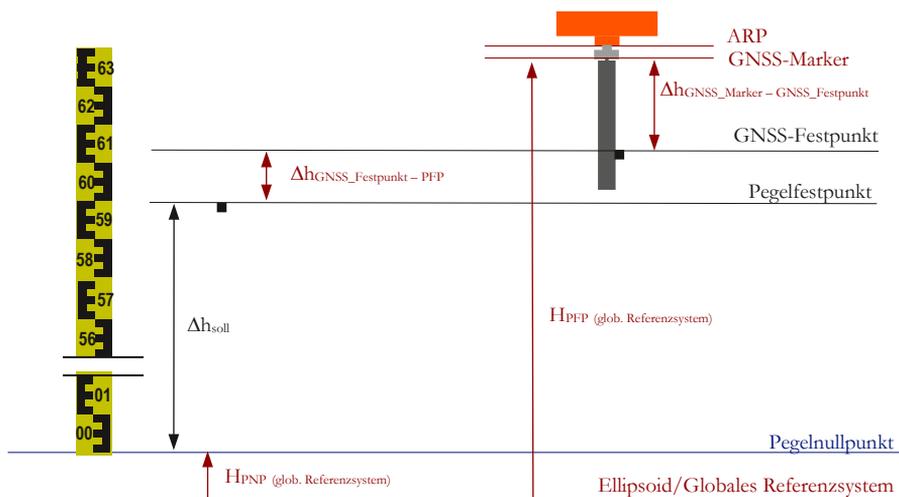


Abb. 13: Geometrischer Zusammenhang bei GNSS-Stationen in der Nähe eines Pegels

Tab. 5: Höhendifferenzen zwischen GNSS-Marker und Pegelnullpunkt am Pegel Helgoland (grün = Beobachtet durch BKG, weinrot = Beobachtet durch WSÄ/BfG)

GNSS-Marker - Festpunkt		Höhendifferenz GNSS-Festpunkt - PFP			Sollhöhendifferenz PFP - PNP			Höhendifferenz GNSS-Marker - PNP		
Datum	Δh [m]	PFP	Datum	Δh [m]	PFP	Datum	Δh [m]	PFP	Datum	Δh [m]
					21	16.04.2003	-9.449			
					20	16.04.2003	-9.057			
					22	16.04.2003	-9.056			
01.09.2005	-5.030	22	01.09.2005	-0.168				22	01.09.2005	-14.254
		20	01.09.2005	-0.167				20	01.09.2005	-14.254
		20	27.09.2006	-0.166				20	27.09.2006	-14.253
		21	27.09.2006	0.226				21	27.09.2006	-14.253
		22	27.09.2006	-0.167				22	27.09.2006	-14.253
		22	22.08.2007	-0.168				22	22.08.2007	-14.254
		20	22.08.2007	-0.167				20	22.08.2007	-14.254
		21	22.08.2007	0.225				21	22.08.2007	-14.254
		21	28.07.2008	0.225				21	28.07.2008	-14.254
		22	28.07.2008	-0.168				22	28.07.2008	-14.254
		20	28.07.2008	-0.167				20	28.07.2008	-14.254
		20	09.09.2009	-0.168				20	09.09.2009	-14.255
		21	09.09.2009	0.224				21	09.09.2009	-14.255
		22	09.09.2009	-0.169				22	09.09.2009	-14.255
		22	17.08.2010	-0.169				22	17.08.2010	-14.255
		20	17.08.2010	-0.167				20	17.08.2010	-14.254
		21	17.08.2010	0.224				21	17.08.2010	-14.254

3.3 Qualität der Beobachtungsdaten

Im Rahmen der Vorprozessierung erfolgt eine Qualitätskontrolle der GNSS-Beobachtungen. Mit Hilfe des Analyseprogramms TEQC³ werden statistische Kennzahlen abgeleitet, welche die Qualität der Beobachtungsdaten beschreiben. Von besonderem Interesse ist dabei die Anzahl der Beobachtungen und Informationen über Mehrwegeeffekte auf den einzelnen Stationen. In Abb. 14 sind die Ergebnisse einer TEQC-Qualitätskontrolle exemplarisch dargestellt. Aufgrund verschiedener Einflüsse (in der Regel Stromausfälle, Signalstörungen oder Ausfall der Kommunikationsverbindung über einen längeren Zeitabschnitt) liegen nicht für alle Tage Beobachtungsdaten vor. Der prozentuale Anteil der inaktiven Beobachtungstage seit dem Aufbau der jeweiligen Station ist in Abb. 15 dargestellt. In Abb. 16 und 17 ist die Anzahl der absoluten Beobachtungen verschiedener Stationen der BfG (Abb. 16) und des BKG (Abb. 17) dargestellt. Anhand dieser Abbildung wird ersichtlich, dass die Anzahl der Beobachtungen im Verlauf der Zeit stark gestiegen ist, was vor allem auf zusätzliche GLONASS Satelliten zurückzuführen ist. Die gegenüber den umliegenden Stationen geringere Anzahl von GNSS-Beobachtungen der Station LT Alte Weser (LHAW) ist damit zu begründen, dass aufgrund der Bauweise des Leuchtturmes starke Abschattungen vorhanden sind. Im Rahmen des Stationsaufbaus erfolgte die Installation an dem bestmöglichen Standpunkt, jedoch lassen sich Signalabschattungen aufgrund von Hindernissen nicht vermeiden. Da GNSS die derzeit einzig praktikable Methode für eine kontinuierliche Höhenüberwachung darstellt, wurden die Abschattungen in Kauf genommen. Auf der Station Mellumplate ist es im Frühling 2010 zu einer Beschädigung des Antennenkabels gekommen. Als Folge davon sind die erfassten Beobachtungen während des 2. – 4. Quartals 2010 von sehr schlechter Qualität und werden auch bei der späteren Prozessierung nicht weiter genutzt.



Abb. 14: Ergebnis eines TEQC Quality Checks

³ TEQC: Freies GNSS-Analyseprogramm von UNAVCO (Nicht gewinnorientiertes Konsortium von Einrichtung die der Forschung mithilfe der Geodäsie dienen)

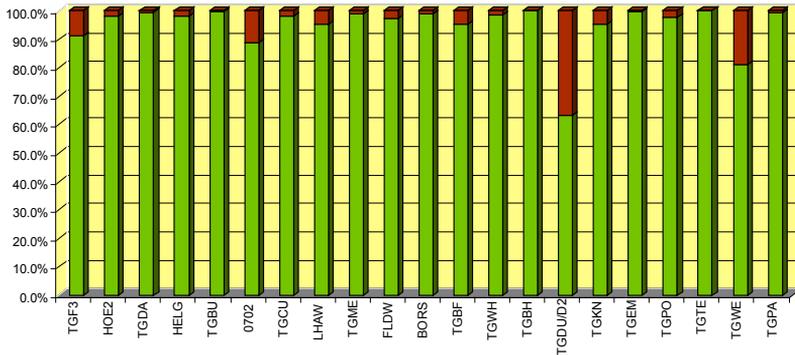


Abb. 15: Aktive und inaktive Beobachtungstage der GNSS-Stationen

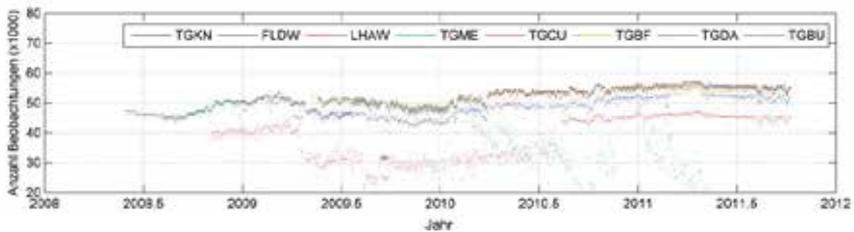


Abb. 16: Anzahl der GNSS-Beobachtungen ausgewählter BfG- Stationen

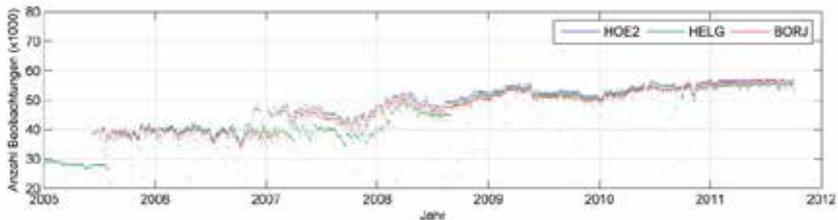


Abb. 17: Anzahl der GNSS-Beobachtungen ausgewählter BKG-Stationen

Neben der Anzahl der real erfassten Beobachtungen stellen auch die MP1 und MP2 zzgl. deren RMS-Werte eine wichtige Kenngröße zur Stationsbeschreibung dar. Die MP1 und MP2-Werte geben Aufschluss über die Mehrwegeeffekte und damit Störungen für beide Frequenzen im Umfeld der GNSS-Antenne. Entsprechende Störungen verursachen Verfälschungen der gemessenen Distanzen zu den GNSS-Satelliten, was letztendlich Abweichungen bei der Bestimmung von Koordinaten zur Folge hat. Wenn diese über einen längeren Zeitabschnitt konstant sind, kann der Einfluss der Mehrwegeeffekte statistisch minimiert werden. Aus diesem Grund sollten die MP1/MP2 Werte auch über die prozessierte Zeitspanne homogen sein bzw. nach Möglichkeit kleine Werte annehmen.

Die erhöhten Mehrwegeeffekte der Stationen Leuchtturm Alte Weser, Dukegat und FINO-3 sind auf eine Vielzahl Störungen im Umfeld der Antenne zurückzuführen. Vermutliche Ursache für

erhöhten Wert der Station Mellumplate ist die oben beschriebene Beschädigung des Antennenkabels (Abb. 18 bzw. Tab. 6).

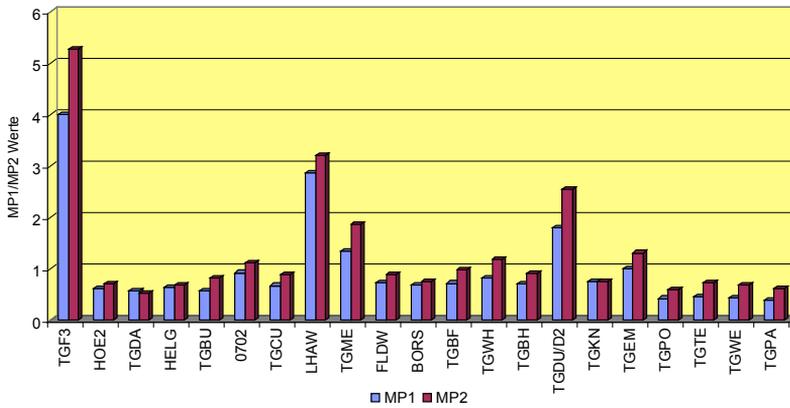


Abb. 18: Mittelwert MP1/MP2 über die Beobachtungsdauer

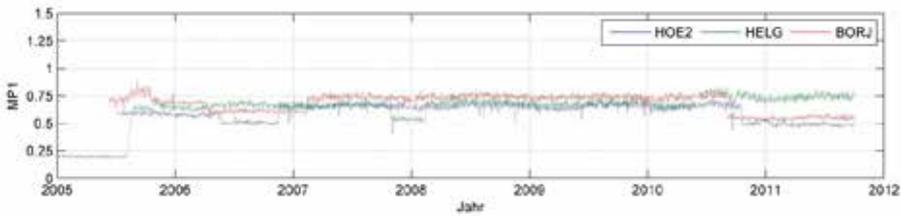


Abb. 19: – Tageswerte der von Stationen in der Nähe von Pegeln (BfG)

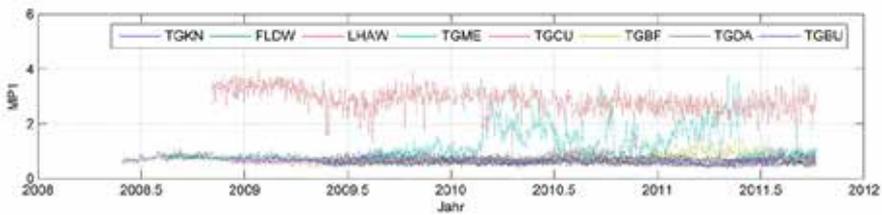


Abb. 20: MP1 – Tageswerte der von GNSS-Stationen auf Pegeln (BfG)

3.4 Grundlagen der Referenzsysteme und Koordinaten

In der Geodäsie wird streng zwischen einem Referenzsystem und dessen Realisierung unterschieden. Im Rahmen einer Systemdefinition wird die Art des Referenzsystems (z.B. globales Referenzsystem mit dem Ursprung im Massenmittelpunkt der Erde), die Ausrichtung der Koordinatenachsen, physikalische Konstanten wie etwa Lichtgeschwindigkeit, Abplattung der Erde,

Zeitsysteme usw. festgelegt. Die Systemdefinition beschreibt demnach ein Referenzsystem an sich, liefert selbst aber keine Koordinaten. Unter Nutzung der im Rahmen einer Systemdefinition definierten Parameter werden in regelmäßigen Abständen Koordinaten von Beobachtungsstationen bzw. vermarkten Punkten bestimmt. Diese Koordinatenlösungen werden als Realisierungen der Referenzsysteme bezeichnet (GÖRRES, 2010).

Von Seiten der IAG⁴ wurde Anfang der neunziger Jahre ein globales, einheitliches terrestrisches Referenzsystem (International Terrestrial Reference System ITRS) definiert, welches die Grundlage für alle weiteren Koordinatensysteme bildet. Für das ITRS werden in unregelmäßigen Abständen neue offizielle Koordinatenlösungen (Realisierungen) veröffentlicht. Diese beinhalten neben einem reinen GNSS-Anteil auch Informationen weiterer geodätischer Raumverfahren (VLBI⁵, SLR⁶ und DORIS⁷), auf die aber im Rahmen des Artikels nicht näher eingegangen wird. Letztendlich stellt das ITRS und die daraus abgeleiteten Realisierungen einen weltweit einheitlichen Koordinatenbezug dar (ANGERMANN et al., 2005). Die aktuelle Realisierung des ITRS wird als „International Terrestrial Reference Frame 2008 ITRF2008“ bezeichnet und ist seit April 2011 gültig. Zuvor wurde der ITRF2005 genutzt, welcher seit Anfang 2006 gültig war. Seit Einführung des ITRF2005 werden neben Koordinaten auch Koordinatenänderungen mit veröffentlicht. Praktisch bedeutet dies, dass die Bewegung der Punkte (z.B. aufgrund der Kontinentaldrift) mit geschätzt und somit die reale Erdoberfläche durch die ITRF Realisierungen besser approximiert wird. Die offiziellen Koordinatenlösungen für ausgewählte Lagerungsstationen sind in Tabelle 7 dargestellt, wobei die Koordinaten den Zustand am 01.01.2005 beschreiben. Für einen beliebigen Zeitpunkt vor oder nach dem 01.01.2005 müssen die Koordinatenänderungen mit berücksichtigt werden. Eine ITRF2005 Koordinate für eine bestimmte Epoche 20xx ergibt sich demnach wie folgt:

$$XIITRF2005, 20xx.x = XIITRF2005 + (20xx.x - 2005.0) \cdot dXIITRF2005 \quad (5)$$

Alle Stationen weisen eine Zunahme des Rechts- bzw. Hochwertes auf. Praktisch bedeutet dies, dass sich die Stationen sowohl in Richtung Osten, wie auch in Richtung Norden bewegen. Als Mittelwert für die in Tab. 7 dargestellten Stationen ergibt sich eine Bewegung von etwa 24mm/Jahr in Richtung Nord-Ost. Die Höhenkomponente weist ebenfalls eine Änderung auf. Aus der ITRF2005 Lösung ergeben sich für alle angegebenen Stationen eine leichte Hebungen.

⁴ IAG: International Association of Geodesy

⁵ VLBI: Very Large Base Interferometry

⁶ SLR: Satellite Laser Ranging

⁷ DORIS: Doppler Orbitography and Radiopositioning Integrated by Satellite

Tab. 6: Stationskoordinaten und Koordinatenänderungen von einzelnen ITRF-Stationen im ITRF2005⁸

Station	ITRF2005, Epoche 2005.0 (X, Y, Z, dX, dY, dZ aus offiziellen ITRF - Veröffentlichung)								
	X (2005.0) [m]	Y (2005.0) [m]	Z (2005.0) [m]	dX [mm/a]	dY [mm/a]	dZ [mm/a]	dR [mm/a]	dN [mm/a]	dH [mm/a]
ONSA	3370658.620	711877.070	5349786.907	-13.5	14.4	10.9	16.2	15.2	3.7
BOR1	3738358.544	1148173.630	5021815.730	-16.7	15.6	9.5	19.4	15.4	0.5
BRUS	4027893.810	307045.740	4919475.067	-12.6	16	11.1	16.6	16.1	1.4
KOSG	3899225.200	396731.860	5015078.382	-13.7	16.3	11.4	17	17.1	1.7
WSRT	3828735.941	443304.878	5064884.664	-14.5	15.9	10.3	18	15.6	0.6
ZIMM	4331297.140	567555.787	4633133.882	-12.6	18.1	12.7	19.9	15.7	2.3
POTS	3800689.717	882077.308	5028791.272	-15.8	15.7	9.4	19.3	14.6	0.2
WTZR	4075580.633	931853.714	4801568.083	-15.1	17.3	11.4	20.7	15.1	1.5
PTBB	3844060.039	709661.235	5023129.507	-14.6	16.6	10.7	18.7	15.9	1.5

Da das ITRS und dessen Realisierungen auch die Kontinentaldrift beinhalten und sich deren Koordinaten damit laufend ändern, wurde von Seiten der Subkommission EUREF⁹ das Referenzsystem „European Terrestrial Reference System ETRS“ definiert, welches zu Beginn des Jahres 1989 mit dem globalen „International Terrestrial Reference System ITRS“ identisch war. Im Unterschied zum ITRS sind das ETRS und dessen Realisierungen so definiert bzw. realisiert, dass die Bewegungen der eurasischen Platte im Mittel null ergeben. Analog zu den verschiedenen ITRF Realisierungen existieren auch für das ETRS89 unterschiedliche Realisierungen, wie etwa der ETRF89 oder ETRF00.

Das aktuelle Referenzsystem der Landesvermessungsverwaltungen in Deutschland basiert auf einer Realisierung des ETRS89, dem ETRF89. Im Rahmen einer Messkampagne erfolgte 1991 die Bestimmung von etwas über 100 GNSS-Stationen in Deutschland. Die Kampagne und die daraus abgeleitete Realisierung wird als DREF91 bezeichnet. Im Jahr 2002 erfolgte eine Neubestimmung des zwischenzeitlich aufgebauten SAPOS-Referenznetzwerkes (Satellitenpositionierungsdienst SAPOS[®]) der Landesvermessungsverwaltungen. Für den Zeitraum einer Woche erfolgte die Prozessierung aller GNSS-Beobachtungen der Referenzstationen. Die resultierenden Koordinaten wurden auf der Realisierung DREF91 gelagert. Ergebnis der Neubestimmung waren z.T. geänderte Koordinaten der SAPOS Referenzstationen, welche von den zuständigen Landesvermessungsdienststellen nach 2002 eingeführt wurden (BECKERS et al., 2005). Die oft genutzte Koordinatenbezeichnung „ETRS89“ Koordinaten ist insofern nicht eindeutig, als dass diese zwar das Referenzsystem, nicht aber dessen Realisierung beschreibt. Die eindeutige Bezeichnung lautet daher „ETRS89/DREF91, Epoche 2002.79“.

3.5 Prozessierung der GNSS-Beobachtungen

GNSS ist wie nahezu jedes geodätische Verfahren ein relatives Verfahren. Primäre Beobachtungsgrößen sind so genannte Code- und Phasenmessungen von verschiedenen GNSS-Satelliten zu den GNSS-Stationen. Üblicherweise werden diese Beobachtungen im Intervall von 30

⁸ IERS: http://itrf.ensg.ign.fr/ITRF_solutions/2005/doc/ITRF2005_GPS.SSC.txt

⁹ EUREF: IAG Sub-commission for Europe

Sekunden registriert, wodurch alle 30s Code- und Phasenmessungen zu 7-15 Satelliten auf zwei Frequenzen erfasst werden.

Die eigentliche Prozessierung ermittelt so genannte Basislinien zwischen zeitgleich registrierenden GNSS-Stationen. Stark vereinfacht dargestellt, lassen sich aus den GNSS-Beobachtungen zweier Stationen in einem bestimmten Intervall (hier 30s) Strecken zwischen den GNSS-Stationen und den GNSS-Satelliten ableiten. Unter Nutzung dieser Streckendifferenz ist es letztendlich möglich, Koordinatendifferenzen in einem dreidimensionalen geozentrischen Referenzsystem abzuleiten (Abb. 21).

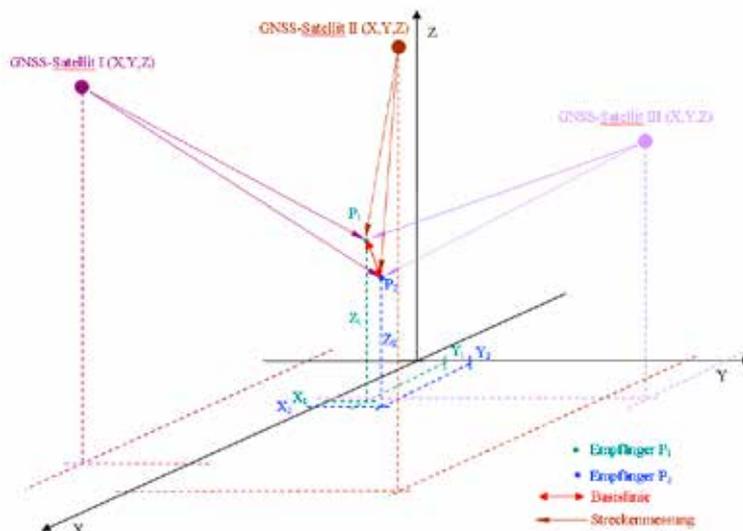


Abb. 21 Bestimmung von Basislinien mithilfe von GNSS-Systemen

Bei kleineren GNSS-Netzwerken erfolgen simultane Beobachtungen zu identischen Satelliten, da die diese vom Standpunkt des Empfängers aus gesehen die gleiche Position am Horizont aufweisen. Dieser Sachverhalt ist bei größeren Netzen (ab ca. 100km) nicht mehr gegeben. Vielmehr werden auch Beobachtungen zu unterschiedlichen GNSS-Satelliten erfasst. Für präzise Auswertungen langer Basislinien bzw. großer GNSS-Netzwerke sind daher präzise Bahndaten (im Genauigkeitsbereich weniger cm) erforderlich.

Die Basislinien beschreiben nur die Koordinatendifferenzen zwischen verschiedenen GNSS-Stationen. Für die Ableitung von Koordinaten einer bestimmten Realisierung ist es daher nötig, Koordinaten an einem Ende der Basislinie relativ zu einer bestimmten Realisierung zu kennen bzw. ein Netzwerk von Basislinien die Koordinaten bestimmter GNSS-Stationen mit in die Prozessierung einzuführen. Die Koordinaten der unbekannt GNSS-Stationen ergeben sich dann relativ zu den bekannten GNSS-Stationen bzw. diese werden in der Realisierung der bekannten Stationen ermittelt. Im Folgenden werden bekannte Stationen als „Lagerungsstationen“ oder „Referenzstationen“ bezeichnet. Neben den Lagerungsstationen werden einzelne Stationen als unbekannt Stationen behandelt, wobei für diese aber bekannte Koordinaten vorliegen. Durch einen Vergleich der prozessierten Koordinaten mit den Sollkoordinaten lassen sich Rückschlüsse auf die Qualität der

Prozessierung ziehen. Die im Rahmen der BfG Prozessierung genutzten Lagerungs- und Kontrollstationen sind in Tab. 8 bzw. Abb. 22 dargestellt.

Tab 7: Prozessierte Kontroll- und Lagerungsstationen

Station	4ch	Domes Nr.	Breite	Länge	Höhe
Borowiec	BOR1	12205M002	52.2770	17.0735	124.37
Borkum	BORJ	14268M002	53.5789	6.6664	53.04
Brüssel	BRUS	13101M004	50.7978	4.3592	149.69
Kopenhagen	BUDP	10101M003	55.7390	12.5000	94.04
Delft	DELF	13502M004	51.9861	4.3876	74.38
Dentergem	DENT	13112M001	50.9337	3.3997	63.89
Delft	DLFT	13502M006	51.9860	4.3876	74.25
Graz	GRAZ	11001M002	47.0671	15.4935	538.29
Helgoland	HELG	14264M001	54.1745	7.8931	48.41
Herstmonceux	HERS	13212M007	50.8673	0.3363	76.48
Hohenbünsdorf	HOBU	14202M003	53.0506	10.4763	152.24
Hörnum	HOE2	14284M002	54.7588	8.2934	62.73
Inverness	INVR	13221M001	57.4863	-4.2193	66.23
Kootwijk	KOSG	13504M003	52.1784	5.8096	96.86
Onsala	ONSA	10402M004	57.3953	11.9255	45.60
Oslo	OSLS	10307M001	59.7366	10.3678	221.56
Potsdam	POTS	14106M003	52.3793	13.0661	144.43
Braunschweig	PTBB	14234M001	52.2962	10.4597	130.25
Redzikowo	REDZ	12227M001	54.4724	17.1175	108.27
Sassnitz	SASS	14281M001	54.5136	13.6433	68.23
Smidstrup	SMID	10114M001	55.6406	9.5593	122.84
Stavanger	STAS	10330M001	59.0177	5.5986	104.93
Suldrup	SULD	10113M001	56.8418	9.7422	120.74
Terschelling	TERS	13534M001	53.3627	5.2194	56.12
Trondheim	TRDS	10331M001	63.3714	10.3192	317.77
Tromsø	TRO1	10302M006	69.6627	18.9396	138.11
Warnemünde	WARN	14277M002	54.1698	12.1014	50.75
Westerboork	WSRT	13506M005	52.9146	6.6045	82.29
Wetzell	WTZR	14201M010	49.1442	12.8789	666.03
Zimmerwald	ZIMM	14001M004	46.8771	7.4653	956.35

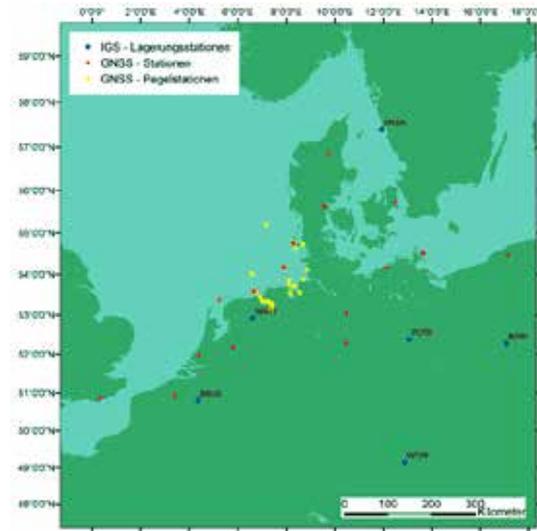


Abb. 22: Prozessiertes GNSS-Netzwerk

Aufgrund des räumlich ausgedehnten Netzwerkes sind für die Prozessierung weitere externe Daten nötig. Im Wesentlichen handelt es sich dabei um:

- Präzise Bahndaten
- Erdorientierungsparameter
- Bahnstörungen der Satelliten
- Satellitenuhrenfehler
- Ionosphärenparameter
- Antennenmodelle.

Die entsprechenden Daten werden vom International GNSS-Service (IGS) bereitgestellt. Die präzisen Bahndaten beschreiben den exakten Orbit der GNSS-Satelliten mit einer Genauigkeit von wenigen Zentimetern, während die Erdorientierungsparameter für die exakte Ausrichtung der Koordinatenachsen benötigt werden.

Beim IGS handelt es sich um einen Zusammenschluss verschiedenster administrativer und wissenschaftlicher Institutionen. Eines der Ziele des IGS ist die Bereitstellung weltweit homogener und präziser Ausgangsdaten für die Prozessierung großräumiger GNSS-Netzwerke. Die Mitglieder des IGS werten ein Netzwerk von über 100 global verteilten GNSS-Referenzstationen aus, wobei neben wöchentlichen Koordinatenlösungen und Erdorientierungsparametern auch tägliche Bahndaten, Satellitenuhrenfehler und Ionosphärenparameter geschätzt werden (IGS, 2012). Praktisch bedeutet die Homogenität der IGS-Produkte, dass die Koordinatenlösung einer Epoche zu den Bahndaten, den Ionosphärenparametern, Satellitenuhrenfehlern und Erdorientierungsparametern passen bzw. eine Einheit bilden. Eine GPS-Woche wird im Folgenden als eine Epoche bezeichnet.

Das GNSS-Netzwerk der BfG kann als eine regionale Verdichtung des IGS-Netzwerkes aufgefasst werden. Im Rahmen der Prozessierung werden IGS-Stationen als Lagerungs- und Kontrollstationen mit prozessiert und für die Prozessierung die Produkte des IGS mit Ausnahme der Antennenmodelle genutzt. Antennenmodelle beschreiben das Empfangsverhalten der Antenne und damit auch systematische Verfälschungen der GNSS-Beobachtungen innerhalb der Antenne. Von Seiten des IGS

werden nur Typmittelwerte zur Verfügung gestellt, welche die individuellen Empfangseigenschaften der Antennen nicht so genau beschreiben, wie dies bei individuell kalibrierten Antennen der Fall ist. Für alle mit einem Leica System ausgestatteten GNSS-Pegelstationen der BfG liegen individuell kalibrierte absolute Antennenparameter (Roboterkalibrierung der Firma Geo++) vor. Im Rahmen der Kalibrierung wurde das komplette GNSS-Antennensystem (Antenne, Radom und Dreifuß) kalibriert und in identischer Form später auf den Pegeln installiert. Für die fünf Trimble Stationen liegen keine individuellen Kalibrierwerte einer Roboterkalibrierung vor. Die Antennen wurden von der Technischen Universität Dresden mit einem anderen Verfahren kalibriert, wobei während der Kalibrierung keine Radome installiert waren. Die Installation auf den Pegeln erfolgte mit Radomen, welche die Empfangseigenschaften der Antenne signifikant ändern und die ursprünglich bestimmten Antennenmodelle nicht mehr genutzt werden können. Die Kalibrierung der TU-Dresden hat gezeigt, dass das Empfangsverhalten der Antennen kaum Variationen gegenüber einem Mittelwert aufweist. Im Rahmen der Prozessierung wurden daher Typmittelwerte (für diesen Antennentyp mit Radom) der Roboterkalibrierung genutzt.

Die eigentliche Prozessierung beinhaltet eine Vorprozessierung, in der die präzisen Bahndaten aufbereitet, die Satelliten- und Empfängeruhren auf Codebasis synchronisiert und die Beobachtungsdaten einem Datenscreening unterzogen werden. Eventuelle Phasensprünge und Ausreißer werden markiert bzw. eliminiert. Dem schließt sich die Lösung der so genannten Mehrdeutigkeiten (QIF¹⁰-Strategie) und eine abschließende Parameterschätzung an. Je Tag erfolgt eine Schätzung der Basislinien (=Koordinatendifferenzen) und weiterer Parameter. Für höchste Genauigkeitsansprüche werden von geodätischen GNSS-Empfängern nicht nur die so genannten Code- oder Laufzeitmessungen, sondern auch die Phasenreststücke des eigentlichen Signals erfasst. Jede beobachtete Strecke zwischen Satellit und GNSS-Empfänger besteht demnach aus n vollständigen Schwingungen (Wellenlänge etwa 0,25m) und einem ausgemessenen Phasenreststück. Die Ermittlung der Anzahl vollständiger Schwingungen wird als Lösung der Mehrdeutigkeit bezeichnet.

Ergebnis sind tägliche Normalgleichungen, die zu einzelnen Koordinatenlösungen kombiniert werden (DACH et al., 2007). Für so kombinierte Wochenlösungen erfolgt eine freie Netzausgleichung oder eine Lagerung auf Referenzstationen. Die freie Netzausgleichung dient in erster Linie Kontrollzwecken. Bei einer Lagerung auf Referenzstationen werden je nach Referenzstationen und deren Koordinaten relativ zu einem definierten Referenzsystem bzw. einer Realisierung Koordinaten für die GNSS-Pegelstationen relativ zur Realisierung der Referenzstationen ermittelt.

3.6 K o o r d i n a t e n e r g e b n i s s e

Wie an früherer Stelle erwähnt, stellt der IGS wöchentliche Koordinatenlösungen der IGS-Referenzstationen zur Verfügung. Die wöchentlichen Koordinatenlösungen stellen eine reine GNSS Lösung dar und werden als IGS05 bzw. IGS08 bezeichnet. Exemplarisch sind die offiziellen Koordinatenlösungen der IGS-Stationen Westerboork (WSRT), Potsdam (POTS) und Onsala (ONSA) in den Abb. 24 - 26 dargestellt (abgeleitet aus den wöchentlichen SINEX-Files des IGS). Die Höhenangaben beschreiben die absolute ellipsoidische Höhe unter Nutzung des GRS80 Ellipsoids. Für eine

¹⁰ QIF: Quasi Ionosphere Free Algorithmus

bessere Darstellung der Lageänderungen erfolgte eine Umrechnung der Länge- und Breiteangaben in UTM-Koordinaten mit anschließender Mittelwertzentrierung. Die dargestellten Lageänderungen werden in erster Linie durch die Kontinentaldrift verursacht.

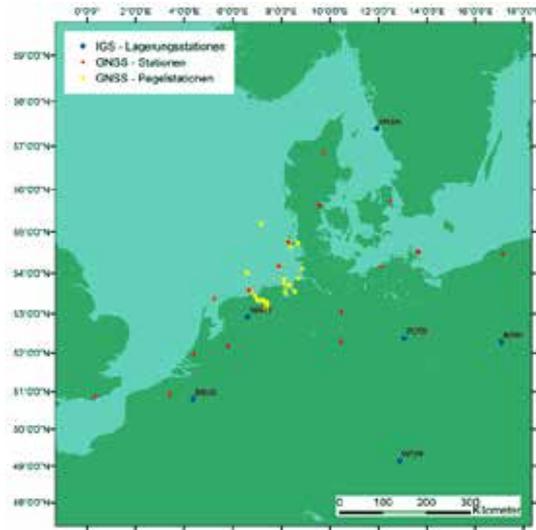


Abb. 23: Lagerungsstationen des IGS im Untersuchungsgebiet

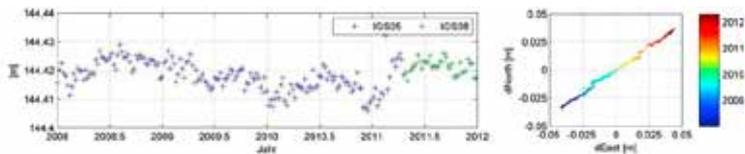


Abb. 24: IGS-Koordinatenlösung für die Station Potsdam (POTS)

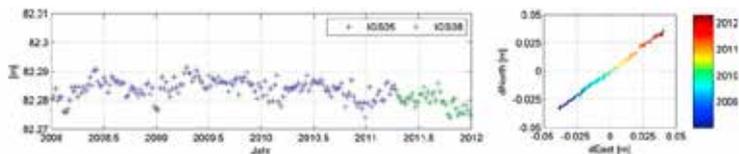


Abb. 25: IGS-Koordinatenlösung für die Station Westerbork (WSRT)

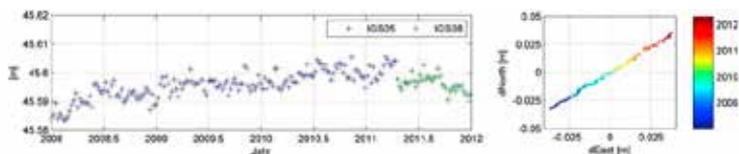


Abb. 26: IGS-Koordinatenlösung für die Station Onsala (ONSA)

Im Rahmen der BfG- Prozessierung dienen IGS - Referenzstationen und deren Koordinatenlösungen zur Lagerung des BfG-Netzes. Die IGS-Station der Physikalisch-Technischen Bundesanstalt in Braunschweig (PTB) dient nicht der Lagerung, sondern wird als Kontrollstation mitprozessiert. Es erfolgte eine Koordinatenberechnung im BfG-Netzwerk und ein anschließender Vergleich der Koordinatenlösung mit der offiziellen IGS-Lösung (Abb. 27). Aus dieser Abbildung geht hervor, dass die absolute Abweichung der Höhenkomponente in nahezu allen Fällen <5mm ist. Für die Lagekomponente ergeben sich in nahezu allen Fällen Abweichungen <2mm.

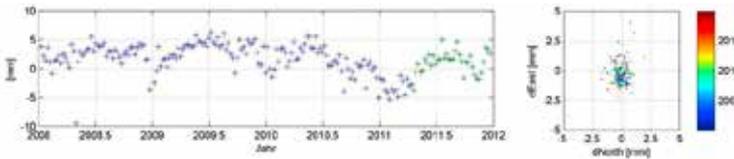


Abb. 27: IGS-Koordinatenlösung für die Station ONSA (ONSA)

Tab. 8: Mittlere Abweichung zwischen der BfG- und IGS-Koordinatenlösung der Station Braunschweig (PTBB)

	East		North		Höhe	
	Mittelwert [mm]	Standardabw. [mm]	Mittelwert [mm]	Standardabw. [mm]	Mittelwert [mm]	Standardabw. [mm]
2008	0.0	0.5	0.0	1.5	2.0	3.0
2009	0.1	0.7	0.0	1.7	3.3	1.8
2010	-0.2	0.5	-0.3	0.7	1.4	2.4
2011	0.0	0.5	-0.3	0.8	-0.1	2.7

Von Seiten der IAG-Subkommission EUREF bzw. durch deren Referenznetzwerk EPN wird ein verdichtetes Netzwerk von Referenzstationen und zugehörigen Koordinatenlösungen und damit ein für Europa verdichteter Raumbezug bereitgestellt. Die EUREF-Realisierung entspricht einer Verdichtung des IGS-Netzwerkes und liefert ebenfalls Koordinaten im IGS05 bzw. IGS08 (EUREF, 2012). Deutschland wird durch das BKG in EUREF vertreten und stellt als Rechenstelle auch Ergebnisse des EPN bereit. Die EPN Lösung ist mit der BfG- Lösung insofern vergleichbar, als dass beide Netzwerke als Verdichtungsnetzwerke des IGS angesehen werden können. Einzelne Referenz- und Kontrollstationen sind in beiden Netzen vorhanden. Aufgrund der abweichender Netzkonfiguration und Referenzstationen sind beide Lösungen nicht direkt miteinander vergleichbar. Für einen indirekten Vergleich wird epochenweise eine 7-Parameter Helmerttransformation zwischen beiden Lösungen ausgeführt. Eine Eigenschaft der 7-Parametertransformation besteht darin, dass die innere Geometrie der Netzlösung nicht verändert wird. Die Differenzen zwischen transformierten und originär bestimmten Koordinaten werden als Restklaffen bezeichnet und die mittleren Restklaffen der Referenz- und Kontrollstationen sind in Tab. 9 dargestellt. Exemplarisch für einzelne Stationen sind die Zeitreihen der Restklaffen in Abb. 28 dargestellt.

Tab. 9: Restklaffen zwischen der EUREF-Lösung und der BfG Koordinatenlösung

	East		North		Höhe		Bemerkung
	Mittelwert	St.Abw.	Mittelwert	St.Abw.	Mittelwert	St.Abw.	
	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	
BORI	0.1	0.7	0.2	0.5	0.9	1.0	Passpunkt
BRUS	-0.1	0.5	0.2	0.5	0.0	0.7	Passpunkt
ONSA	-0.4	0.4	-0.2	0.6	-0.4	0.9	Passpunkt
POTS	0.3	0.7	0.4	1.3	0.5	1.3	Passpunkt
WTZR	-0.9	0.9	-0.8	0.6	-1.7	1.7	Passpunkt
WSRT	0.5	0.4	0.3	0.5	0.0	0.9	Passpunkt
ZIMM	0.5	0.6	-0.1	0.5	0.6	1.2	
BORJ	0.7	0.5	-1.9	1.4	-4.1	2.6	
BUDP	-0.1	0.6	-0.2	0.9	0.3	1.4	
DELF	0.3	0.5	-0.3	0.5	2.0	1.5	
HERS	0.1	0.8	-0.4	0.8	-2.4	1.9	
HELG	1.6	1.6	-0.9	1.0	-2.0	2.2	
HOBU	1.6	1.1	-0.2	0.8	-0.4	2.5	
HOE2	0.5	1.3	-2.7	1.6	-5.2	2.1	
KOSG	1.5	0.6	0.9	0.8	2.2	1.8	
OSLS	0.2	0.6	-0.2	1.0	0.0	2.1	
PTBB	-0.4	1.3	-1.4	1.0	3.4	2.1	
SMID	0.3	0.7	0.2	1.2	-0.6	1.1	
STAS	-0.7	0.8	-0.6	0.9	-1.9	2.0	
SULD	0.1	0.5	0.0	0.6	-1.0	1.4	
TERS	0.3	0.5	-0.5	0.7	2.2	1.8	
TRDS	-0.1	1.0	-0.1	1.6	1.6	3.1	

Aus Tab. 9 wird ersichtlich, dass die Restklaffen der Kontrollpunkte im Mittel Beträge von bis zu max. 5.2 mm in der Höhenkomponente annehmen. Praktisch bedeutet dies, dass die inneren Koordinatendifferenzen zwischen der EUREF und der BfG-Lösung bis auf wenige Millimeter übereinstimmen.

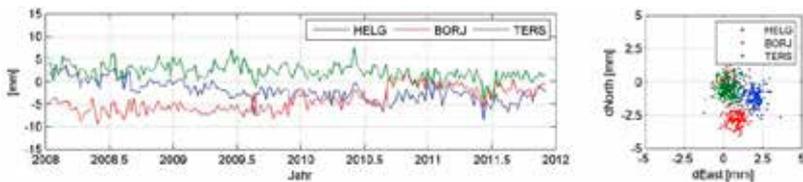


Abb. 28: Restklaffen ausgewählter EPN-Stationen

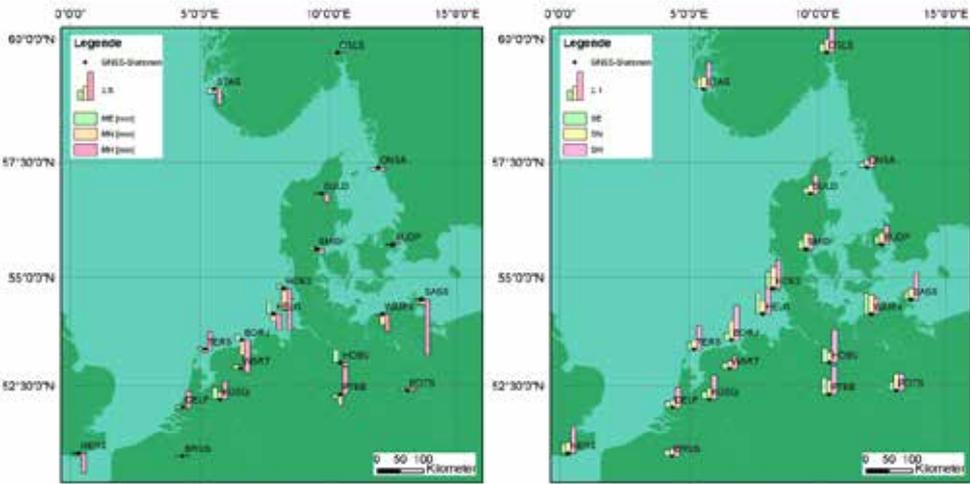


Abb. 29: Mittlere Restklaffen (links) und deren Standardabweichungen (rechts) der Lagerungs- und Kontrollpunkte

Für die Koordinatenlösungen der GNSS-Pegelstationen ergeben sich je nach Installationszeitpunkt mehr oder weniger lange Zeitreihen. Die Mehrzahl der Stationen wurde ab 2009 installiert, wodurch bis Ende 2011 nur etwa 3 Jahre Beobachtungsmaterial vorliegen. Weiterhin ist bei der Analyse der Daten zu beachten, dass im April 2011 mit dem ITRF2008 bzw. dem IGS08 eine neue Realisierung des ITRS eingeführt wurde und sich dadurch Höhensprünge im Bereich weniger Millimeter ergeben. Aus diesem Grund werden im Folgenden nur die Ergebnisse im IGS05 (bis April 2011) näher betrachtet.

Exemplarisch sind die wöchentlichen Koordinatenzeitreihen der Stationen Unterfeuer Dwarsgat, LT Alte Weser und Hörnum in den Abb. 30-32 dargestellt. Es wird deutlich, dass die Höhenlösungen z.T. starken zyklischen Schwankungen unterworfen sind. Besonders ausgeprägt sind entsprechende Effekte bei höheren (Stahl-) Bauwerken, wie etwa Leuchttürmen oder Leuchtfeuern. Bei den betroffenen Bauwerken handelt es sich jeweils um Stahl- bzw. Stahlbetonbauwerke, wobei aufgrund der Temperaturdifferenzen mit Ausdehnungseffekten zu rechnen ist. Zur Abschätzung der Auswirkung ist folgende Übersichtsrechnung nötig. Stahlbeton hat einen mittleren Ausdehnungskoeffizienten von 1×10^{-5} . Ein Bauteil mit einer Länge von 40m ändert sich bei einer Temperaturänderung von 1K um 40×10^{-5} m oder 0.4mm bzw. bei 10K im 4mm. Aufgrund der zyklischen Variationen wird deutlich, dass eine präzise Überwachung der Höhenlage nur unter Nutzung kontinuierlich arbeitender Sensoren möglich ist. Eine Ableitung von Änderungsraten aus einzelnen Kampagnenlösungen ist nur beschränkt möglich, da die Phasenlage der zyklischen Variationen nicht bekannt ist.

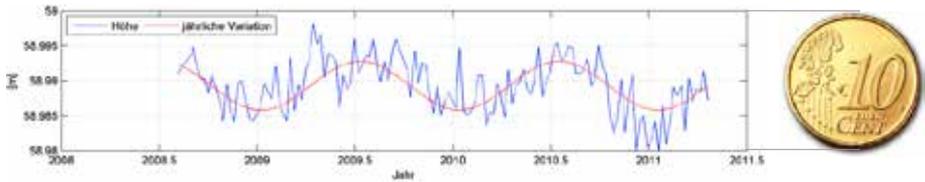


Abb. 30: Höhenkomponente und jährliche Variation der Koordinatenlösung der Station Unterfeuer Dwarsgat (FLDW)

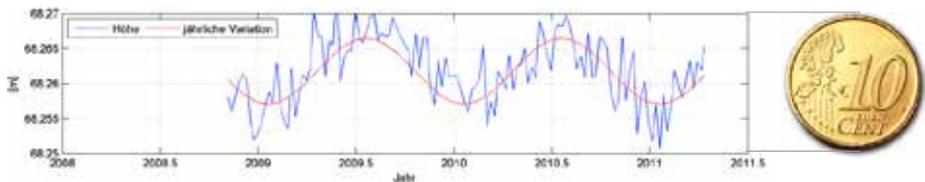


Abb. 31: Höhenkomponente und jährliche Variation der Koordinatenlösung der Station LT Alte Weser (LHAW)

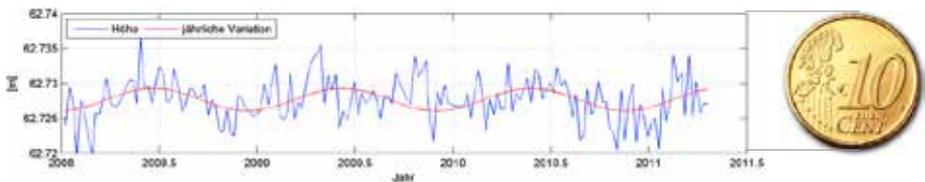


Abb. 32: Höhenkomponente und jährliche Variation der Koordinatenlösung der Station Hörnum (HOE2)

Hochfrequente Variationen aufgrund von Ebbe und Flut werden im Rahmen der Prozessierung durch die Modellierung von Auflast- und Festerdezeiten bereits berücksichtigt. Zusätzlich sind die verbleibenden saisonalen zyklischen Anteile zu eliminieren. Die Schätzung zyklischer Variationen kann durch unterschiedliche Methoden erfolgen. Im Rahmen dieser Ausarbeitungen erfolgt eine Schätzung auf Basis ausgleichender Sinus-Funktionen und Fourier-Analysen. Bei einer Fourieranalyse erfolgt eine Transformation der Höhen in den Spektralbereich bzw. die Darstellung der Zeitreihe als eine Überlagerung definierter Frequenzen. Die Darstellung der zu den jeweiligen Frequenzen gehörenden Amplituden wird als Amplitudenspektrum bezeichnet und ist exemplarisch in Abb. 33 für die Station Unterfeuer Dwarsgat dargestellt. Aus dem Amplitudenspektrum wird ersichtlich, dass eine ausgeprägte Amplitude für eine einjährige Frequenz vorhanden ist. Entsprechende Analysen sind nur bei längeren Zeitreihen möglich. Aus diesem Grund erfolgten entsprechende Analysen nur bei den Pegeln, deren GNSS-Systeme vor Mai 2009 installiert wurden.

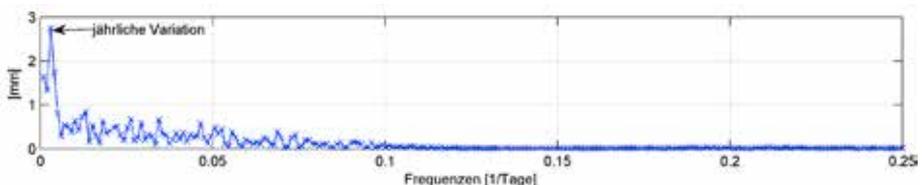


Abb. 33: Amplitudenspektrum der Höhenkomponente der Station Unterfeuer Dwarsgat (FLDW)

Unter Nutzung einer fourierbasierten Filterung ergeben sich die in Abb. 34-36 dargestellten Zeitreihen. Für Trendaussagen sind möglichst lange Zeitreihen nötig. Bei gleichbleibenden Variationen und Änderungssignal steigt die statistische Zuverlässigkeit der abgeleiteten Trends mit der Länge der Zeitreihe an. Dem entsprechend werden nur für Stationen Aussagen getroffen, die vor März 2009 installiert wurden. Die abgeleiteten Änderungsraten bzw. Höhenänderungen zwischen 2008 und 2010 sind für diesen Zeitabschnitt im Allgemeinen geringer als die Standardabweichung der Zeitreihe. Mit zunehmender Beobachtungslänge ist aber davon auszugehen, dass die Standardabweichungen sinken, während das Änderungssignal bzw. die Höhenänderung zunimmt. Eine Ableitung signifikanter Trends ist mit dem derzeit verfügbaren Beobachtungsmaterial noch nicht möglich. In naher Zukunft werden von Seiten des IGS dessen Produkte komplett im IGS08 reprozessiert. Dies hätte zur Folge, dass auch die BfG Lösung komplett im IGS08 berechnet werden könnten und somit längere Zeitreihen für eine Trendanalyse zur Verfügung stehen würden.

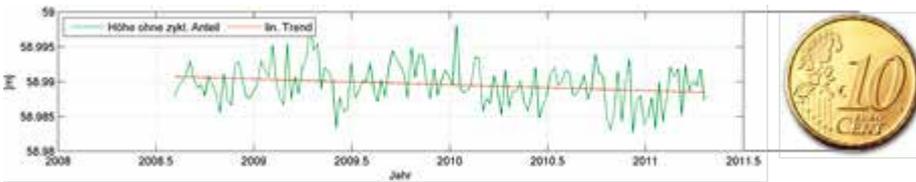


Abb. 34: Höhen und linearer Trend ohne zyklischen Anteil der Station FLDW

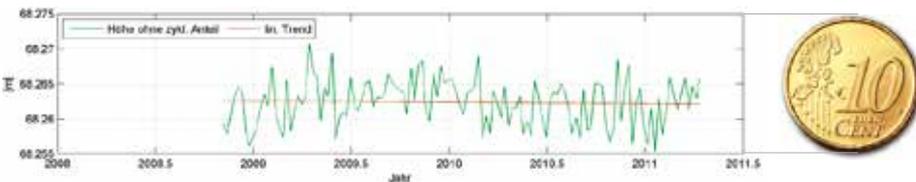


Abb. 35: Höhen und linearer Trend ohne zyklischen Anteil der Station LHAW

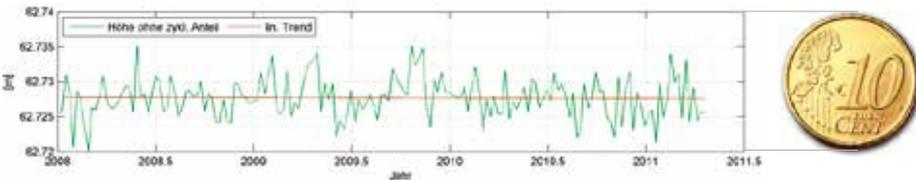


Abb. 36: Höhen und linearer Trend ohne zyklischen Anteil der Station HOE2

Tab. 10: Höhen, zyklische Schwankungen und lineare Trends von GNSS-Pegelstationen (bis April 2011)

Ergebnisse im IGS05						
Station	Epochen	Höhe 2008-2010		zyklische Schwankung (Fourier) [mm]	lin. Trend ohne zykl. Anteil [mm]/[Jahr]	Standardabw. ohne zykl., und lin. Anteil [mm]
		Mittelwert [mm]	Standard- abweichung [mm]			
HOE2	170	62.728	2.8	n.n.	-0.1	3.1
HELG	170	48.406	3.5	n.n.	0.2	3.7
BORJ	170	53.040	2.8	n.n.	0.8	2.9
TGKN	128	53.419	2.8	2.1	-1.4	3.0
FLDW	140	58.990	2.9	2.7	-0.7	3.3
LHAW	128	68.262	3.3	3.5	-0.4	4.0
TGCU	122	48.796	3.1	n.n.	0.7	3.3
TGBF	102	48.765	2.5	n.n.	-1.4	2.7
TGBU	100	51.209	2.5	2.6	-1.0	2.4
TGDA	100	50.321	3.0	2.5	0.2	3.1
TGME	80	73.289	2.3			
TGEM	80	51.073	2.5			
TGPA	80	47.872	2.9			
TGPO	78	48.317	3.1			
TGTE	72	52.648	2.8			
TGWE	78	49.746	2.3			
TGF3	60	70.207	4.5			
TGBH	58	50.852	3.0			
TGWH	58	49.303	2.5			

Tab. 11 Höhenlösungen der GNSS-Pegelstationen relativ zu IGS05 und abgeleitete Kenngrößen

Ergebnisse im IGS05					
Station	Epochen	Höhe 2008-2010		Höhendifferenz zum Pegel- nullpunkt [m]	Höhe Pegelnul im IGS05 [m]
		Mittelwert [m]	Standard- abweichung [mm]		
HOE2	170	62.728	2.8	-27.579	35.149
HELG	170	48.406	3.5	-14.254	34.152
BORJ	170	53.040	2.8	-17.860	35.18
TGKN	128	53.419	2.8	-17.970	35.449
FLDW	140	58.990	2.9	-24.312	34.678
LHAW	128	68.262	3.3	-33.700	34.562
TGCU	122	48.796	3.1	-14.445	34.351
TGBF	102	48.765	2.5	-13.585	35.18
TGBU	100	51.209	2.5	-15.446	35.763
TGDA	100	50.321	3	-15.304	35.017
TGME	80	73.289	2.3	-38.638	34.651
TGEM	80	51.073	2.5	-15.601	35.472
TGPA	80	47.872	2.9	-11.988	35.884
TGPO	78	48.317	3.1	-12.873	35.444
TGTE	72	52.648	2.8	-17.169	35.479
TGWE	78	49.746	2.3	-14.147	35.599

TGF3	60	70.207	4,5	-8.656	61.551
TGBH	58	50.852	3	-16.166	34.686
TGWH	58	49.303	2,5	-14.400	34.903

In Tab. 10 sind die resultierenden mittleren Höhen, die Standardabweichungen der Zeitreihen, die zyklischen Variationen, langfristigen Trends und Residuen der Zeitreihen dargestellt. Eine Eliminierung der saisonalen zyklischen Variationen erfolgt nur dann, wenn die geschätzte Amplitude größer 1.5mm ist. Eine entsprechende Amplitude entspricht einer Variation von jeweils 1.5mm nach oben und unten. Insgesamt ergeben sich somit 3mm, was in etwa den Standardabweichungen der Zeitreihen der Höhenlösungen entspricht. Die Zeitreihen, welche keine erkennbaren saisonalen zyklischen Variationen aufweisen sind in Tabelle 10 mit n.n. (nicht nachweisbar) gekennzeichnet. Eine Trendanalyse erfolgt nur bis zur Station TGDA (Dagebüll), da alle weiteren Stationen nach März 2009 installiert wurden. Folglich sind die Zeitreihen bis April 2011 (Wechsel von IGS05 auf IGS08 und einem damit verbundenen Bruch in der Zeitreihe) für die Ableitung jährlicher Trends und Variationen zu kurz (<2 Jahre).

In Tab. 11 sind die resultierenden Höhen der Pegelnullpunkte enthalten. Es handelt sich dabei um rein ellipsoidische Höhenangaben, bezogen auf das GRS-80 Ellipsoidmodell. Für eine Überführung in physikalische Höhen sind diese noch mit einem Schwerefeldmodell zu kombinieren (z.B: EGG2008). Eine Kombination der Ergebnisse aus Tab. 11 mit den an den Pegel erfassten Wasserständen erlaubt eine Ableitung derselbigen in Bezug auf die Realisierung IGS05. Dies erlaubt einerseits grenzüberschreitende hydrologische Auswertungen und andererseits die Kombination mit anderen satellitengestützten Beobachtungsverfahren, wie etwa der Satellitenaltimetrie.

Die in Tab. 10 dargestellten Trends sind statistisch als nicht signifikant einzustufen. Ursache hierfür sind die relativ kurzen Zeitreihen. Die Residuen der Zeitreihe von 2008 – 2010 sind größer als die abgeleiteten Änderungssignale. Bei einer Betrachtung der Trends bleibt festzustellen, dass diese die Ergebnisse frühere Arbeiten (z.B. KFKI - Projekt „Aufbau eines integrierten Höhenüberwachungssystems in Küstenregionen durch Kombination höhenrelevanter Sensorik“ IKÜS) zu bestätigen scheinen. Für Borkum wird im IKÜS - Abschlussbericht eine Änderungsrate von $\sim -1.5\text{mm}/\text{Jahr}$ auf Basis der GNSS-Beobachtungen angegeben. Diese basiert im Wesentlichen auf der früheren Station BORK, welche in unmittelbarer Nähe des Pegels Borkum-Fischerbalje installiert war. Sowohl TGBF wie auch BORK befinden sich auf aufgespültem Land, dass sich hinsichtlich der Vertikalbewegungen eine vollkommen andere Bewegungscharakteristik gegenüber gewachsenem Land aufweist. Dies erklärt die Unterschiede zur Station BORJ (Borkum-Südstrand), die auf der ursprünglichen Insel installiert ist. Für den Bereich der Außenweser (Stationen FLDW und LHAW) scheinen sich die Ergebnisse aus IKÜS zu bestätigen. Werden im Abschlussbericht Änderungsraten von $\sim -0.5 - -1.0\text{mm}/\text{Jahr}$ genannt, so können diese durch die Ergebnisse der Prozessierung bestätigt werden. Eine Ausnahme ist die Station Cuxhaven-Steubenhöft, bei welcher sich die Ergebnisse aus IKÜS nicht bestätigen lassen. Ist im IKÜS- Abschlussbericht noch von einer Bewegung von ca. $-1.6\text{mm}/\text{Jahr}$ die Rede, ergeben die Prozessierungen zwischen 2008 und 2011 eine leichte Hebung. In diesem Fall ist zu beachten, dass die IKÜS Ergebnisse auf der SAPOS-Station Cuxhaven basieren, während die hier prozessierte Station direkt auf dem Pegel installiert ist.

Prinzipiell ist zu sagen, dass im Gegensatz zu IKÜS mit Ausnahme der Stationen HELG, HOE2 und BORJ die GNSS-Beobachtungen direkt auf den Pegel durchgeführt wurden. Folglich beschrei-

ben die Ergebnisse nur das Verhalten des Pegels und lassen keine weiteren Rückschlüsse auf das umliegende Gebiet zu, es sei denn das Pegelbauwerk kann als repräsentativ für die nähere Umgebung angesehen werden. Die GNSS-Ergebnisse aus IKÜS basieren auf den SAPOS-Stationen, welche im Allgemeinen auf Gebäuden installiert waren. Somit gelten die im IKÜS- Abschlussbericht genannten, aus GNSS-Beobachtungen abgeleiteten Vertikalbewegungen auch nur für die Gebäude. Inwieweit dies eine mögliche Ursache für das Verhalten der Station Cuxhaven ist, kann an dieser Stelle nicht näher beurteilt werden.

Die Ursachen für Vertikalbewegungen können ganz unterschiedlicher Natur sein. Häufig haben anthropogene Effekte, wie etwa Bodenschatz- oder Grundwasserentnahmen, Setzungen oder die unterirdische Speicherung von Rohstoffen (z.B. Erdgas oder Erdöl im Bereich der Ems bzw. im Bereich Wilhelmshaven) einen weitaus stärkeren Einfluss, als dies bei natürlichen tektonischen Einflüssen der Fall ist. Da diese Einflüsse lokal sehr begrenzt sind, können einerseits die Ergebnisse sehr stark variieren und andererseits ohne weitere Informationen (z.B. aus Nivellements) keine flächenhaften Informationen abgeleitet werden. Das originäre Ziel dieser Anstrengungen sind exakte Höheninformationen (Höhen + deren Änderungen) der Pegel. Das Verfahren „GNSS@tidegauge“ erlaubt die Ableitung entsprechender Informationen. Alle installierten Stationen werden von der BfG bzw. dem BKG weiterbetrieben. Folglich liegen auch derzeit bis 2012 GNSS-Beobachtungen vor. Zur Zeit werden von Seiten des IGS die nötigen IGS-Produkte im IGS08 neu prozessiert, so dass nach deren Veröffentlichung eine Ableitung von längeren Zeitreihen (vier und mehr Jahre) möglich ist. Die daraus abgeleiteten Trends werden im Gegensatz zu den jetzt vorliegenden Ergebnissen statistisch weitaus sicherer sein.

4. D a n k s a g u n g

Die hier vorgestellten Ergebnisse basieren auf den Ergebnissen des KFKI (Kuratorium für Forschung im Küsteningenieurwesen) Projektes PEGAUS – Fördernummer (03KIS077) und dem Projekt 2.02 „Rezente Krustenbewegungen und Validierung von Klimaprojektionen zu Wasserstandsänderungen an den Küsten“ aus dem vom BMVBS initiierten Ressortforschungsprogramm KLIWAS. Weiterhin sei den Wasser- und Schifffahrtsämtern Emden, Wilhelmshaven, Bremerhaven, Cuxhaven und Tönning für die Zusammenarbeit, Hinweise und die Unterstützung gedankt.

5. S c h r i f t e n v e r z e i c h n i s

- ANGERMANN, D.; DREWES, H.; GERSTL, M.; KELM, R.; KRÜGEL, M. and MEISEL, B.: ITRF Combination – Status and Recommendations for the Future, http://www.iag-aig.org/attach/89239e4fcab8a1098cedfc494a7eb67b/G01-Angermann_itrf.pdf, 2005.
- BECKERS, H.; BEHNKE, K.; DERENBACH, H.; FAULHABER, U.; IHDE, J.; IRSEN, W.; LOTZE, J. und STRERATH, M.: Diagnoseausgleichung SAPOS - Homogenisierung des Raumbezuges im System ETRS89 in Deutschland. Zeitschrift für Geodäsie, Geoinformation und Landmanagement 4/2005, 2005.
- DACH, R.; HUGENTOBLER, U.; FRIDEZ, P. and MEINDL, M.: Bernese GPS-Software Version 5.0. Astronomical Institute, University of Bern, 2007.
- EUREF PERMANENT NETWORK: http://www.epncb.oma.be/_organisation/relation_to_igs.php, 2012.

- GÖRRES, B.: Vom globalen Bezugssystem bis zur Umsetzung für die Praxis. DVW – Schriftenreihe Bd. 63 – Seite 39-57 – Wißner-Verlag Augsburg – 2010
- INTERNATIONAL GNSS SERVICE: Internet <http://www.igs.org/>
- IPCC: Zusammenfassung für politische Entscheidungsträger. In: Klimaänderung 2007: Wissenschaftliche Grundlagen. Beitrag der Arbeitsgruppe I zum Vierten Sachstandsbericht des Zwischenstaatlichen Ausschusses für Klimaänderung (IPCC), Solomon, S., D. Qin, M. Manning, Z. Chen, M. Marquis, K. B. Averyt, M. Tignor und H. L. Miller, Eds., Cambridge University Press, Cambridge, United Kingdom und New York, NY, USA. Deutsche Übersetzung durch ProClim-, österreichisches Umweltbundesamt, deutsche IPCC-Koordinationsstelle, Bern/Wien/Berlin, 2007.
- LÄNDERARBEITSGEMEINSCHAFT Wasser (LAWA) UND BUNDESMINISTERIUM FÜR VERKEHR (BMV): Pegelvorschrift - Anlage C - Anweisung für das Festlegen und Erhalten der Pegel in ihrer Höhenlage. Kulturbuchverlag Berlin GmbH, 2007.
- SUDAU, A. and WEIß, R.: Elevation levels of gauge reference datums, recent vertical crustal movements, and water level variations of long periodicity on the German North Sea coast. KFKI Aktuell, 16-20, 2008.
- SUDAU, A. und WEIß, R.: Entwicklung eines operationellen automatisierten Höhenüberwachungssystems für Pegel im Bereich der Deutschen Bucht (PEGASUS – Deutsche Bucht). Abschlussbericht KFKI Projekt 03KIS077, 2009.
- WANNINGER, L. et al.: Bestimmung von Höhenveränderungen im Küstenbereich durch Kombination geodätischer Messtechniken. Die Küste, 76, 2009.
- WANNINGER, L.; NIEMEYER, W.; JAHN, C. H. und SUDAU, A: Aufbau eines integrierten Höhenüberwachungssystems in Küstenregionen durch Kombination höhenrelevanter Sensorik IKÜS. Abschlussbericht KFKI Projekt 03KIS055-058.
- WEIß, R. und SUDAU, A: Geodätische Aspekte von Höhen und Höhenänderungen der Pegel und Pegelfestpunkte im Küstenbereich. Hydrologie und Wasserwirtschaft, 2012.

Analyse morphodynamischer Veränderungen auf der Basis zeitvarianter digitaler Bathymetrien

Von PETER MILBRADT

Z u s a m m e n f a s s u n g

Regelmäßig durchgeführte Seevermessungen bilden die Datengrundlage für großräumige Untersuchungen der Tiefenverteilung und der morphologischen Veränderungen entlang der deutschen Nord- und Ostseeküste. Trotz großer Fortschritte im Bereich der Messtechnik und hohem technischen und personellen Aufwand ist es im Allgemeinen nicht möglich, alle Küstengebiete in kurzen Zeitabständen flächendeckend zu vermessen. Das Ergebnis der durchgeführten Vermessungen sind häufig eher kleinräumige Datenaufnahmen zu unterschiedlichen Zeitpunkten. Für aktuelle Fragestellungen im Zusammenhang mit der wirtschaftlichen Nutzung der Küstenregionen, einem möglichen Meeresspiegelanstieg infolge Klimaänderung und der Stabilität des Festlandssockels ist die Verfügbarkeit flächendeckender digitaler bathymetrischer Modelle Voraussetzung für eine fundierte Analyse und nachhaltige Planung.

Mit der Neudefinition des Begriffs des Digitalen Geländemodells in Raum und Zeit eröffnen sich neue Möglichkeiten, aus den erhobenen Vermessungsdaten vertiefte Erkenntnisse zu den morphologischen Veränderungen in den Küstennahbereichen abzuleiten und bessere Planungsgrundlagen zu liefern.

Im vorliegenden Beitrag werden die Grundlagen der Interpolation in Raum und Zeit dargestellt und auf der Basis von Bathymetriesimulationen erweiterte morphodynamische Analysen vorgestellt.

S c h l a g w ö r t e r

Digitale Geländemodelle, morphologische Geschwindigkeit, morphologischer Raum

S u m m a r y

Regularly performed hydrographic surveys form the data basis for large-scale investigations of the depth distribution and morphological changes along the German North Sea and Baltic coasts. Despite significant advances in the field of measurement technology and high technical and personal effort, it is generally not possible to measure all the coastal areas at short time intervals. The results of the performed surveys are more often small-scale data recordings at different times. For current issues related to the economic development of coastal regions, the possible rise in sea level due to climate change and the stability of the continental shelf, the availability of comprehensive digital bathymetric models is a prerequisite for detailed analysis and sustainable management and planning.

With the new definition of digital terrain models in space and time, new possibilities arise to derive an in depth understanding of the morphological changes in the coastal region from the collected survey data and to provide a better basis for planning.

This article describes the basics of interpolation in space and time, and presents advanced morphodynamic analysis on the basis of bathymetric simulations.

This article describes the basics of interpolation are described in space and time, and on the basis of advanced bathymetric simulations presented morphodynamic analysis.

Keywords

Digital terrain model, morphological velocities, morphological space

Inhalt

1. Einleitung.....	34
2. Zur Situation	35
3. Digitale Bathymetrie in Raum und Zeit.....	35
3.1 Datenbasis bathymetrischer Modelle.....	37
3.1.1 Vermessungsdaten.....	37
3.1.2 Historische Karten	37
3.1.3 Modelle anthropogener Eingriffe	38
3.2 Metadaten.....	39
3.2.1 Bestimmung des Aussagebereiches	39
3.2.2 Analysen auf den Metadaten	40
3.3 Räumliche Interpolations- und Approximationsverfahren	42
3.3.1 Isolinieninterpolation.....	43
3.3.2 Profilinterpolation	45
4. Bathymetriesimulation.....	46
5. Vertrauenswürdigkeit der abgeleiteten digitalen Bathymetrien	47
6. Analysen auf den bathymetrischen Daten.....	48
6.1 Morphologischer Raum	48
6.2 Erosion und Sedimentation	49
6.3 Morphologische Aktivität.....	51
6.4 Morphologischer Drive.....	51
6.5 Volumetrische Analysen	52
6.6 Morphologische Geschwindigkeit.....	52
6.7 Resultierender Transport.....	54
7. Ausblick	55
8. Danksagung.....	56
9. Schriftenverzeichnis	56

1. Einleitung

Die Morphologie der deutschen Nord- und Ostseeküste verfügt über einen ausgeprägten Formenreichtum. Die ständige Wirkung von Meteorologie, Seegang und Tide führt in vielen Bereichen zu einer hohen Dynamik der Veränderungen des Gewässerbodens und der Wasserwechselzone. Die Beurteilung dieser langfristigen morphologischen Veränderungen und zugehörigen Gestaltungsvorgänge ist eine wesentliche Voraussetzung für die Planung und Realisierung nachhaltiger Küstenschutz- und Entwicklungskonzepte. Neben den klassischen Aufgaben, wie der Gewährleistung der Sicherheit und Leichtigkeit der Schifffahrt, der Standsicherheit von Hafeninfrastrukturen und

-anlagen sowie dem Küstenschutz, ergeben sich in Zukunft neue Herausforderungen. Hier kann beispielsweise das Spannungsfeld von ökonomischen Interessen im Rahmen der Energieversorgung und dem Umweltschutz genannt werden. Insbesondere die landseitige Anbindung von Offshore-Windenergie-Anlagen, die Trassierung von Pipelines und Kabelsträngen sowie die Nutzung maritimer Ressourcen erfordern ein vertieftes Verständnis der morphologischen Gegebenheiten und Entwicklungstendenzen in unterschiedlichsten Detaillierungsgraden.

Mit der Neudefinition des Begriffs des Digitalen Geländemodells, als Menge von Basisdatensätzen und zugehörigen Interpretationsvorschriften in Raum und Zeit, eröffnen sich hierfür neue Möglichkeiten, aus den erhobenen Vermessungsdaten vertiefte Erkenntnisse zu den morphologischen und topographischen Veränderungen in den Küstennahbereichen abzuleiten.

2. Zur Situation

Über Jahrhunderte bildeten Beobachtungen und eher vereinzelte Messungen der Wassertiefe die einzige Möglichkeit, Veränderungen des Gewässerbodens und der Küsten zu beurteilen. Auf der Basis von Küstenkartenwerken konnten vergleichende Betrachtungen durchgeführt und Veränderungen der Küstenlinien, der Lage von Rinnen sowie von Isobathen analysiert werden (BETTAC, 1984). Mit der stetigen Verbesserung der bathymetrischen Vermessungsverfahren und der damit einhergehenden Erhöhung der Datendichte verbessern sich ganz wesentlich die Möglichkeiten der Dokumentation und Analyse morphologischer Veränderungen (HÜTTEMEYER, 1999). Ausgehend von regelmäßig durchgeführten Vermessungen der unterschiedlichen Behörden und Ämter können momentan Analysen über mehrere Jahrzehnte durchgeführt werden, um beispielsweise Aussagen zur morphologischen Stabilität von Küstenabschnitten abzuleiten (HUNKE, 2009).

Für alle diese Untersuchungen werden in der Regel quasi-konsistente Tiefenverteilungen eines Jahres benötigt. Die teilweise hohe Dynamik der Gewässerbettentwicklung in ihren unterschiedlichen Skalen kann hier schnell zu Inkonsistenzen führen. Die Berücksichtigung des Aufnahmedatums bei der Generierung digitaler Bathymetriemessungen kann eine Verbesserung der Ergebnisse zur Folge haben.

3. Digitale Bathymetrie in Raum und Zeit

Ausgehend von der klassischen Begriffsdefinition des digitalen Geländemodells als Datenbestand zur höhenmäßigen Beschreibung des Geländes (ADV, 2005) wird eine Erweiterung um eine zeitliche Komponente vorgenommen. Unter einem zeitvarianten digitalen Geländemodell wird im Folgenden eine Menge von Basisdatensätzen und zugehörigen Interpretationsvorschriften in Raum und Zeit zur höhenmäßigen Beschreibung des Geländes sowie dessen zeitliche Veränderung verstanden. Wird der Meeresboden betrachtet, so wird auch von der Bathymetrie gesprochen.

Unter einem Basisdatensatz wird in der Regel eine Menge von Vermessungsdaten verstanden, die unter gleichen Bedingungen aufgenommen wurden und somit gemeinsam zur Ermittlung einer Geländehöhe zum Aufnahmezeitpunkt/-raum herangezogen werden können. Ergänzt werden diese Datensätze durch digitalisierte historische Karteninformationen und Modelle anthropogener Eingriffe oder Veränderungen, wie beispielsweise Deich- oder Hafengeometrien. Die für die Interpretation der einzelnen Basisdatensätze notwendigen Informationen sind in den zugehörigen Metadaten zusammengefasst. Neben den administrativen Metadaten, wie Datenerheber, Messverfahren und Pro-

zessierungsinformationen, sind für den Aufbau zeitvarianter digitaler Bathymetrien vor allem folgende Informationen notwendig:

- räumlicher Aussagebereich der Vermessung; für welche Fläche sind die Vermessungsdaten repräsentativ?
- Aufnahmezeitpunkt oder -zeitraum (Aussagebereich in der Zeit); für welchen Zeitraum sind die Vermessungsdaten repräsentativ?
- Höhen- und Lagesystem
- Messunsicherheiten in der Höhe sowie in der Lage
- räumliche Interpretationsvorschrift, um von den punktuellen Tiefeninformationen auf eine flächenhafte Beschreibung des Gewässerbodens zum Aufnahmezeitpunkt/-raum zu kommen
- Grund der Vermessung, z. B. für die Verkehrssicherung

Unter der Interpretationsvorschrift werden alle Informationen und Algorithmen zusammengefasst, die zur Ableitung einer Geländehöhe an einem nicht gemessenen Ort innerhalb des Aussagebereiches eines Basisdatensatzes nötig sind. In der Regel werden auf die Struktur der Basisdaten und dem Aufnahmeverfahren angepasste, Interpolations- und Approximationsverfahren gewählt. Als Interpretationsvorschrift können aber auch nichtklassische Verfahren, wie Künstliche Neuronale Netze (siehe z. B. BERTHOLD, 2010) oder Ausgleichsverfahren, herangezogen und deren Nutzung in den Metadaten festgelegt werden.

Für die Ableitung quasi-synoptischer bathymetrischer Geländemodelle zu beliebigen Zeitpunkten müssen zusätzlich Interpolations- bzw. Approximationsverfahren in der Zeit hinzugezogen und auch zeitliche Aussagebereiche festgelegt werden. Ein quasi-synoptisches digitales Geländemodell (Bathymetrie) zu einem Zeitpunkt kann dann als horizontaler Schnitt im örtlichen und zeitlichen Aussagebereich aufgefasst werden.

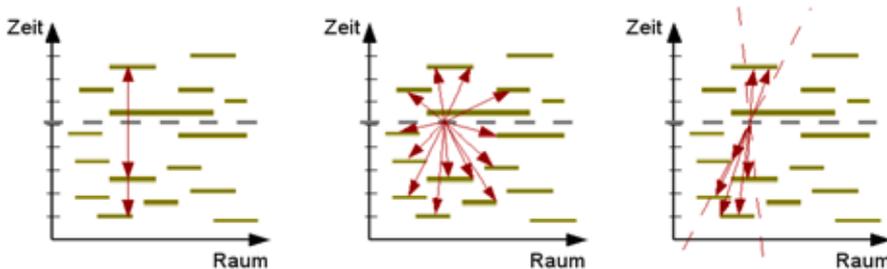


Abb. 1: Schematische Darstellung verschiedener Interpretationsverfahren in der Zeit

Auf der Basis dieser Modellvorstellung eines kontinuierlichen Modells der Entwicklung der Geländeoberfläche in der Zeit können die klassischen Analyseverfahren an Schnitten und in der Ebene ergänzt werden durch Zeitreihenanalysen an einzelnen Punkten, zeitliche Entwicklung von Tiefen an Schnitten sowie durch die Analyse der Veränderungen von Erosions- und Sedimentationsflächen.

3.1 D a t e n b a s i s b a t h y m e t r i s c h e r M o d e l l e

Die Basis für den Aufbau digitaler bathymetrischer Modelle in Raum und Zeit bilden Vermessungsdaten unterschiedlicher Qualität und Quantität, digitalisierte historische Karten, abgeleitete Informationen aus georeferenzierten Orthofotos sowie digitale Vermessungs- und Planungsdaten anthropogener Eingriffe/Bauwerke, die mit entsprechenden Metainformationen versehen sind.

3.1.1 V e r m e s s u n g s d a t e n

Seevermessungen zur Aufnahme des Meeresbodens und der Wattflächen werden in Deutschland von mehreren Institutionen und Ingenieurbüros mit unterschiedlichen Zielsetzungen durchgeführt. Je nach Verfügbarkeit der Ressourcen und Anforderungen an die Genauigkeit der Vermessung kommen unterschiedliche Messverfahren zum Einsatz.

Für Vermessungen bei ausreichender Wassertiefe werden vor allem Echolotungen vom Schiff aus verwendet und in Ufernähe bzw. auf dem Strand werden in der Regel terrestrische Profilmessungen durchgeführt. Für trockene oder trockenfallende Bereiche gewinnen Laserscanbefliegungen immer mehr an Bedeutung. Ergänzt werden diese Daten durch die Digitale Bundeswasserstaßenkarte (DBWK2) auf der Basis georeferenzierter Orthofotos verschiedener Quellen.

3.1.2 H i s t o r i s c h e K a r t e n

Diese in der Regel digital verfügbaren bathymetrischen und topographischen Vermessungsdaten können durch digitalisierte historische Karten ergänzt werden. In der Vergangenheit wurde beispielsweise im Rahmen des KFKI-Forschungsvorhabens „Morphologische Gestaltungsvorgänge im Küstenvorfeld der Deutschen Bucht“ (03KIS308) ein umfangreiches historisches Kartenmaterial digitalisiert. Aber auch andere Institutionen haben in der Vergangenheit historische Wattgrundkarten zusammengetragen und digitalisiert, wie beispielsweise der Landesbetrieb für Küstenschutz, Nationalpark und Meeresschutz Schleswig-Holstein (LKN-SH) mit Sitz in Husum.



Abb. 2: Typische Verteilung der Punkte einer digitalisierten Wattgrundkarte [LKN-SH Husum]

3.1.3 Modelle anthropogener Eingriffe

Der Lebensraum Küste wird seit Jahrhunderten durch den Menschen geprägt. Hierbei geht es zum einen um den Schutz von Ansiedlungen, Landflächen und Bauwerken vor den Kräften des Meeres und zum anderen um die Gewährleistung der Sicherheit und Leichtigkeit der Schifffahrt. Nicht zuletzt führt die wirtschaftliche Nutzung der küstennahen Bereiche zu nachhaltigen Veränderungen in der Bathymetrie.

Solche anthropogenen Eingriffe lassen sich unterteilen in starre und weiche Eingriffe. Zu den starren Eingriffen gehören beispielsweise der Bau von Deichen, Buhnen, Leit- und Deckwerken. Bei der Berücksichtigung im Rahmen zeitvarianter digitaler bathymetrischer Geländemodelle stellen solche starren Bauwerke häufig Zwangshorizonte im Ort und quasi Brüche in der Zeit dar. Zu den weichen Eingriffen werden vor allem Sandvor- bzw. -aufspülungen sowie Fahrrinnenunterhaltungsmaßnahmen und -anpassungen gezählt, die in der Regel nur Brüche bzw. Sprünge in der Zeit darstellen.

Für starre anthropogene Eingriffe wie Buhnen und Deiche können aus den Konstruktionsunterlagen oder digitalen Orthophotos Ersatz- bzw. Teilgeländemodelle erstellt und mit einem Zeitstempel versehen wie digitale Vermessungen behandelt werden. Solche starren Eingriffe stellen einen nicht erodierbaren Horizont dar und können als ein solcher bei der Interpolation berücksichtigt werden.

Die Berücksichtigung von weichen anthropogenen Eingriffen ist bei Sandvorspülungen ähnlich zu realisieren, wie dies für starre Bauwerke der Fall ist mit der Ausnahme, dass diese in der Regel umgelagert werden können.

Die Berücksichtigung von Baggermaßnahmen und Verklappungen ist wesentlich komplexer. Zum einen liegen die Bagger- und Verklappungsinformationen häufig nur in Tabellenform vor und zum anderen ist die örtliche Ausdehnung und Form der entstehenden Geländeformen nicht genau bekannt. Liegen Kontrollvermessungen mit zugehörigen Metadaten vor, wie diese vornehmlich für große Baggerstellen, Baggerstrecken und sporadisch auch für Umlagerungsfelder erhoben werden, können diese wie normale Vermessungen behandelt oder als Ersatzmodelle berücksichtigt werden.



Abb. 3: Digitale Vermessungen mit Ersatzmodell der Eindeichung der Meldorfer Bucht

3.2 Metadaten

Die die (Vermessungs-)Daten beschreibenden Metadaten spielen eine zentrale Rolle sowohl beim Aufbau der Interpolation und Approximation als auch bei den Analysen im orts- und zeitvarianten bathymetrischen Modell. Die Metadaten beinhalten neben den klassischen Angaben zu den Datenerhebern, Höhen- und Koordinatensystemen sowie eingesetzten Messverfahren vor allem den örtlichen und zeitlichen Aussagebereich. In letzter Zeit werden diese Informationen durch die Datenerheber auch schon mit Informationen zur Messunschärfe (-genauigkeit) in der Höhe ergänzt. Angaben zur Lageunschärfe fehlen leider noch. Die Lageunschärfe hat insbesondere im Bereich steiler Gradienten, z. B. an Rinnenkanten, einen relevanten Einfluss auf abgeleitete Analysen.

3.2.1 Bestimmung des Aussagebereiches

Vermessungsdaten beinhalten in der Regel punktuelle Informationen über die Tiefe an einem Ort zum Vermessungszeitpunkt. Vermessungen werden mit dem Ziel durchgeführt, flächenhafte Informationen über den Meeresgrund zu erhalten. Die Übertragung dieser punktförmigen Informationen in ein flächenhaftes Modell des Bodens erfolgt mittels Interpolations- und Approximationsverfahren. Solche Verfahren erlauben es in der Regel, nur in der Umgebung von gemessenen Punkten auf die Geländeoberfläche zu schließen. Die Festlegung dieser Umgebung, für welche die gemessenen Datenpunkte repräsentativ sind, wird als räumlicher Aussagebereich bezeichnet. Werden nicht nur Vermessungsdaten, die zu einem Zeitpunkt aufgenommen wurden, betrachtet, sondern Vermessungen zu unterschiedlichen Zeitpunkten, so muss der Begriff des Aussagebereichs auf die Zeit ausgedehnt werden.

Der **räumliche Aussagebereich** ist vor allem abhängig von den örtlichen Gegebenheiten und auch von der verwendeten Interpretationsvorschrift. Algorithmisch lassen sich Gültigkeitsbereiche für endliche Mengen von Vermessungsdaten durch deren Hüllen beschreiben. Solche Hüllen lassen sich in konvexe und nicht konvexe Hüllen unterscheiden und können nur als Ersatz für einen, durch Fach- und Ortskenntnis festgelegten Gültigkeitsbereich herangezogen werden.

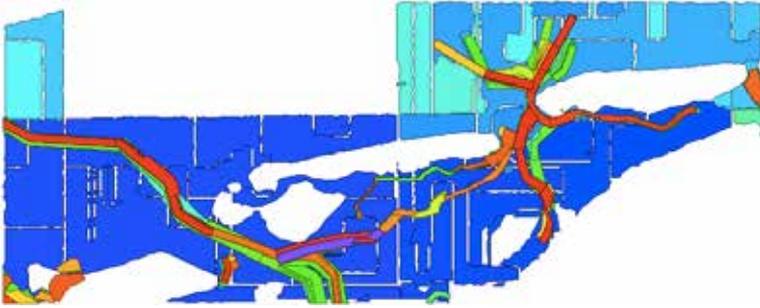


Abb. 4: Räumliche Aussagebereiche für Vermessungsdaten des BSH und des WSA Emden

Die konvexe Hülle einer Punktmenge ist die kleinste konvexe Menge, die alle Vermessungspunkte enthält. Die konvexe Hülle einer Menge wird unter Beachtung aller Nachbarschaften der Punkte gebildet. Die Verteilung der Vermessungspunkte kann aber unter Umständen sehr unterschiedlich sein. Die Berücksichtigung dieser lokalen Abstände führt zur Definition nicht konvexer Hüllen. Zur Konstruktion nicht konvexer Hüllen haben sich Alpha-Formen (EDELSBRUNNER, 1983 und ABRAMOWSKI, 1991) als geeignet herausgestellt.

Der **zeitliche Aussagebereich** beschreibt den Zeitraum, für den die Vermessungsdaten als repräsentativ angesehen werden. Insbesondere bei Vermessungen im Küstenvorfeld, aber auch bei zusammengestellten historischen Daten (Jahrestopographien) ist eine tagesgenaue Beschreibung von Vermessungsdaten nicht immer sinnvoll. Der zeitliche Aussagebereich der Vermessungsdaten wird durch ein Zeitintervall beschrieben. Diese Anfangs- und Endzeitpunkte des Gültigkeitszeitraumes werden bei der zeitlichen Interpolation/Approximation berücksichtigt.

3.2.2 Analysen auf den Metadaten

Auf Grund der engen Verbindung der Metadaten mit den eigentlichen Vermessungsdaten lassen sich erste Analysen allein auf den Metadaten durchführen. Solche Analysen auf den Metadaten können beispielsweise Aufschluss über die Häufigkeit und Ausdehnung von Vermessungen an einem Ort, in einer Region oder von einem Datenlieferanten geben.

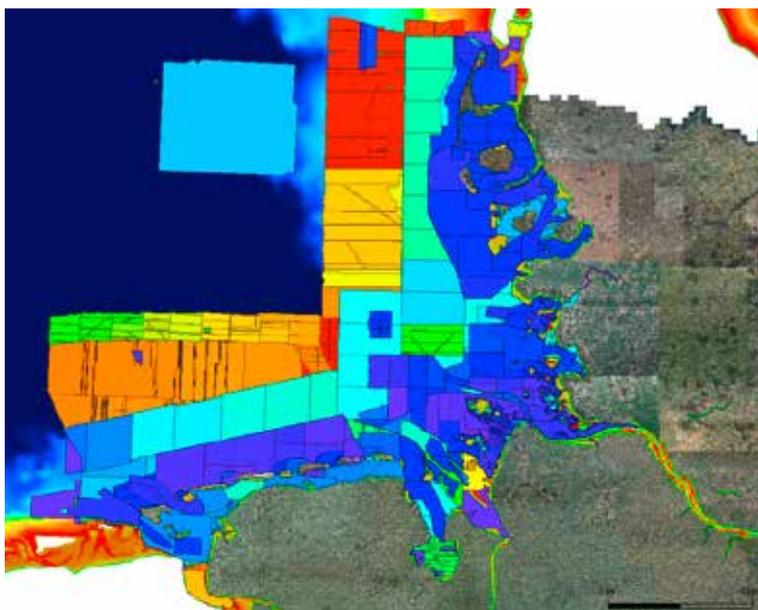


Abb. 5: Übersicht über die Vermessungsdaten des BSH aus dem Zeitraum von 1980-2010

Einen ersten Indikator für die Vertrauenswürdigkeit der ermittelten Tiefen liefert die Anzahl der Vermessungen, die an einem Ort für einen betrachteten Zeitraum zur Verfügung stehen. In der Abb. 6 sind exemplarisch die Anzahl der Vermessungen für den Elbmündungstrichter für den Zeitraum von 1995 bis 2011 dargestellt. Für diesen Ausschnitt wurden beispielsweise 4.321 Vermessungen mit insgesamt 593.416.632 Vermessungspunkten zusammengetragen. Die maximale Überdeckung an einem Ort betrug 627 und die minimale Überdeckung 6 Vermessungen in 6 Jahren. An der Verteilung der Vermessungen ist gut erkennbar, dass ein Großteil der Vermessungen für die Verkehrssicherung aufgenommen wurde.

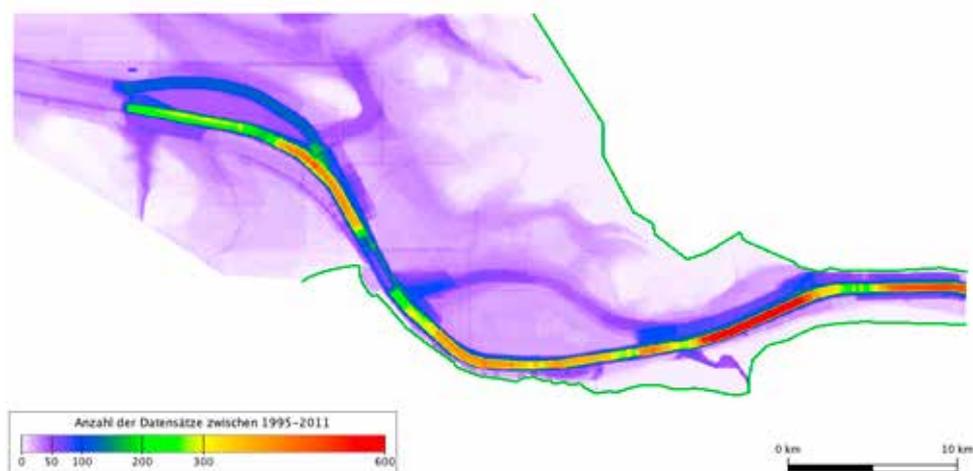


Abb. 6: Anzahl der Vermessungen für den Zeitraum 1995-2011

Weitere Parameter, die auf den Metadaten analysiert werden können, sind die Entwicklung der mittleren räumlichen Dichte der Vermessungen, die Entwicklung der Messintervalle an einem Ort und der Überblick über das Aufnahmedatum der letzten Vermessung in einem Gebiet.

3.3 Räumliche Interpolations- und Approximationsverfahren

Bathymetrische und topographische Vermessungen werden in der Regel in einem bestimmten Zeitraum mit unterschiedlichen Zielsetzungen durchgeführt, um für ein Gebiet eine Approximation der Lage des Meeresbodens bzw. des Geländes zu erhalten. Je nach Verfügbarkeit der Ressourcen und Anforderungen an die Genauigkeit der Vermessung kommen unterschiedliche Messverfahren zum Einsatz, die unterschiedlich strukturierte Mengen von Vermessungspunkten liefern. Für die Übertragung der Tiefeninformationen in die Ebene sind Interpolations- und Approximationsverfahren zu wählen, die der Struktur der Daten und deren Unsicherheiten entsprechen. Leider gehen diese Strukturinformationen häufig bei der Archivierung der Vermessungsdaten verloren und müssen später aufwendig rekonstruiert werden.

Inter-/Extrapolation: Bei der Inter-/Extrapolation werden Werte an Positionen bestimmt, an denen keine diskreten Werte vorliegen. Der Unterschied zwischen der Interpolation und der Extrapolation ist, dass die Ergebnisse der Interpolation in der Regel nicht über die Hülle der Ursprungsmenge hinausgehen, während bei der Extrapolation auch über die Grenzen der Ursprungsmengen hinaus Werte errechnet werden können. Beiden Verfahren ist zu eigen, dass sie die Werte der Ursprungsmenge immer genau wiedergeben. Zu den klassischen Verfahren (siehe auch MILBRADT, 2001) gehören:

- lineare Interpolation auf Dreieckszerlegungen,
- bilineare Interpolation auf Rastern,
- Sibson-Extrapolation auf der Basis von Voronoi-Zerlegungen,
- netzfreie Shepard-Extrapolation.

Approximation: Bei der Approximation handelt es sich um ein Näherungsverfahren, bei dem die vorgegebenen Stützstellen für die Definition einer Funktion, die das Gelände beschreiben soll, verwendet werden. Im Gegensatz zur Interpolation muss die so definierte Funktion nicht durch die gemessenen Werte gehen. Die zulässigen Abweichungen der Approximation von den Stützstellen werden in der Regel an die Messunschärfe der Vermessungsdaten angepasst. Typische Vertreter sind:

- Spline und B-spline-Approximation,
- Rasterapproximation,
- geostatistische Approximationsverfahren (z. B. Krigging).

All diesen Interpretationsverfahren ist gemein, dass sie sich durch die Werte an den Stützstellen und durch Basisfunktionen wie folgt:

$$z(x) = \sum_i \varphi_i(x) \cdot z^i \quad (1)$$

darstellen lassen. Die Basisfunktionen liefern Werte zwischen 0 und 1. Die Werte der Basisfunktionen können im Weiteren für die Bestimmung von relativen Vertrauenswürdigkeiten der Interpolation/Approximation herangezogen werden.

Linienhaft strukturierte Vermessungsdaten stellen erhöhte Anforderungen an die entwickelten Interpolationsverfahren und die formulierten Basisfunktionen. Für digitalisierte Isolinien wurde eine Isolinieninterpolation und für Strandprofile eine Profilverinterpolation entwickelt.

3.3.1 Isolinieninterpolation

Bei der Digitalisierung historischer Karten werden in der Regel die Isolinien abgefahren, so dass eine Menge von Linien gleicher Höhe entsteht, deren Dichte wesentlich von den topographischen Gegebenheiten bestimmt wird.



Abb. 7: Datenpunkte einer digitalisierten Wattgrundkarte [LKN-SH Husum]
Der rote Bereich markiert den Darstellungsbereich der folgenden Abbildungen.

Werden so strukturierte Punktmengen nur nach Delaunay trianguliert und die Oberfläche dann linear auf den Dreiecken interpoliert, kommt es in der Regel zu unrealistischen Geländebeschreibungen. Auch die Berücksichtigung der Isolinien als Zwangskanten bei der Triangulation führt in der Regel zu keinen befriedigenden Ergebnissen.

Bei der Isolinieninterpolation werden zur Bestimmung des Tiefenwertes an einer Stelle die nächstgelegenen Isolinienabschnitte (Kanten) gesucht und zwischen diesen Kanten, wie in Abb. 8 dargestellt, interpoliert.

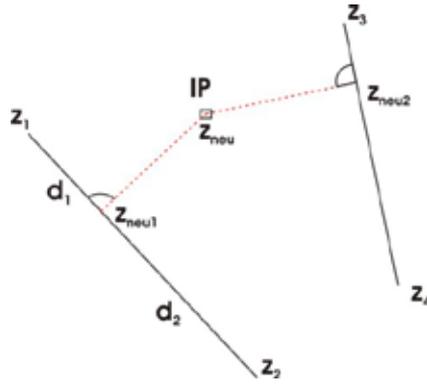


Abb. 8: Lineare Interpolation zwischen zwei Kanten

Im Ergebnis dieser Isolinieninterpolation ergibt sich eine wesentlich gleichmäßigere Oberfläche.

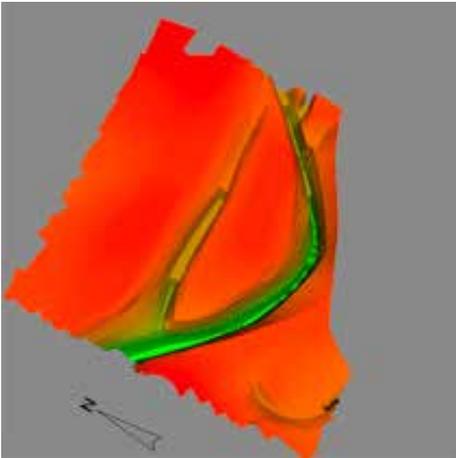


Abb. 9: Triangulierte Isolinien

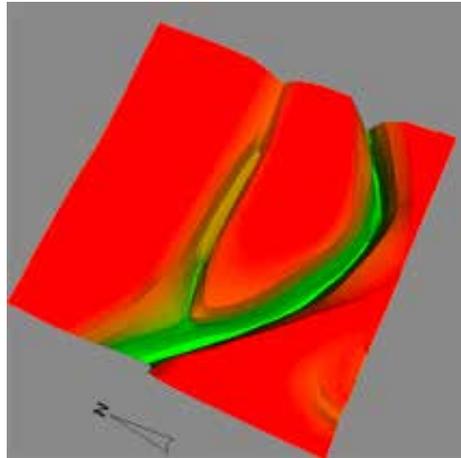


Abb. 10: Isolinieninterpolierte Oberfläche

3.3.2 Profilinterpolation

Ähnliche Problemstellungen ergeben sich bei der Interpolation auf der Basis von Strandprofilen oder auch Querprofilen an Fließgewässern. In Anlehnung an die Kanteninterpolation wurde eine entsprechende Profilinterpolation entwickelt.

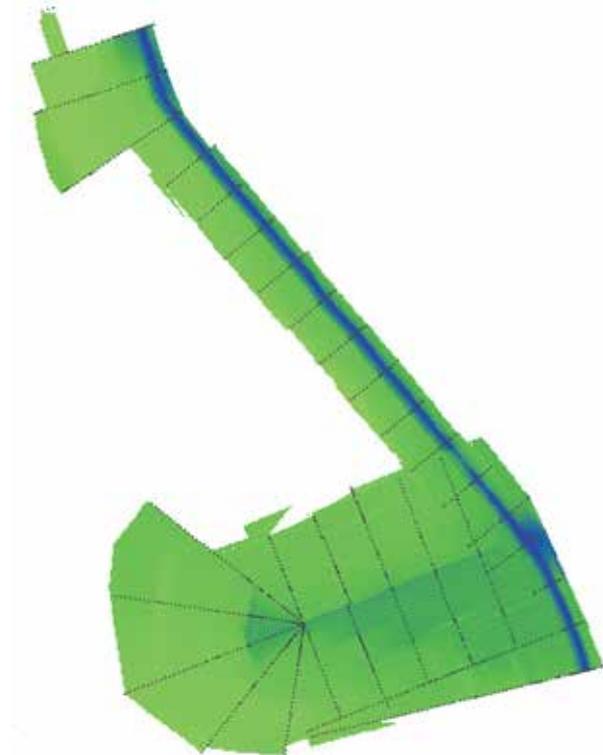


Abb. 11: Profilinterpolation innerhalb des nichtkonvexen Aussagebereiches

4. Bathymetriesimulation

Die entwickelten räumlich-zeitlichen Interpolationsverfahren lassen sich auf der Grundlage ihrer Konstruktion in zwei Kategorien unterteilen. Es werden Interpolationsverfahren betrachtet, bei denen zunächst getrennte Interpolationen in Raum und Zeit vorgenommen werden, und solche, bei denen Raum und Zeit in der Interpolation direkt miteinander verknüpft sind.

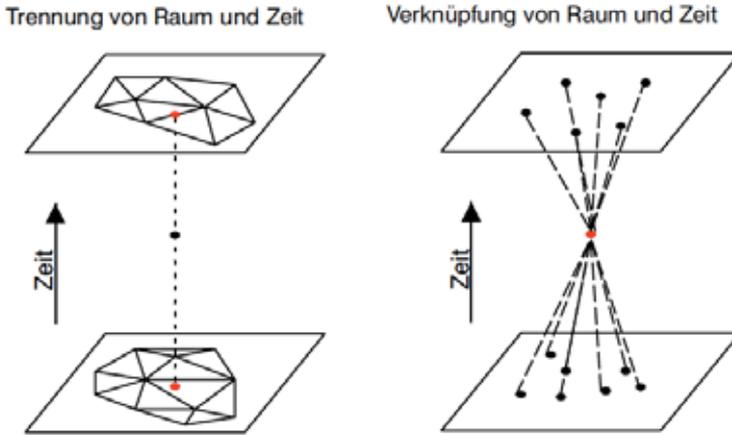


Abb. 12: Klassen von Orts-Zeit-Interpolationen

Das allgemeine Vorgehen bei den räumlich und zeitlich getrennten Verfahren sieht zunächst örtliche Interpolationen in den einzelnen Zeitebenen vor, wonach dann diese Tiefenwerte als Stützstellen der zeitlichen Interpolation verwendet werden. Für die Interpolation/Approximation in der Zeit können im Wesentlichen alle bekannten Verfahren verwendet werden. Im Ergebnis einer solchen Bathymetriesimulation werden zu festgelegten Zeitpunkten quasi-konsistente Tiefenverteilungen generiert oder auch ganze Ergebnissätze mit vorgegebenen Zeitintervallen bestimmt. In der Abb. 13 ist die generierte Tiefenverteilung im Elbmündungstrichter für den 1. Juli 1995 und 2011 dargestellt.

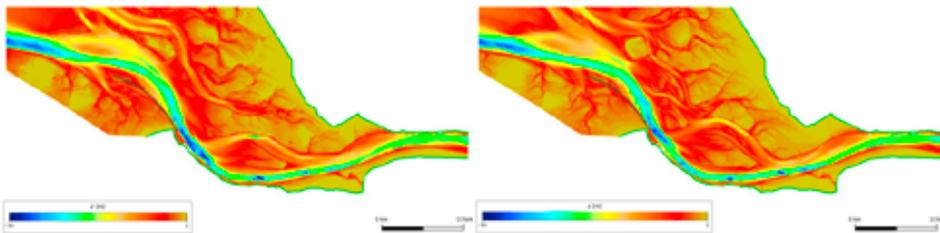


Abb. 13: Tiefenverteilung im Elbmündungstrichter zum 01.07.1995 und 01.07.2011

Bei den gekoppelten Verfahren wird in einem Schritt eine räumlich-zeitliche Interpolation durchgeführt. Hierfür werden in der Regel netzfreie Verfahren, wie die Shepard-Interpolation oder die Frank-Little-Approximation herangezogen. Die gekoppelte Interpolation erfordert eine Verknüpfung zwischen zeitlichen und örtlichen Entfernungen und birgt das Potential, weitergehende physikalische Prozesseigenschaften zu berücksichtigen.

5. Vertrauenswürdigkeit der abgeleiteten digitalen Bathymetrien

Für die Bewertung abgeleiteter Analysen auf der Basis der simulierten digitalen Bathymetrien stellt sich die Frage nach dem Vertrauen in das Ergebnis. Bei der Bewertung der Vertrauenswürdigkeit muss zwischen der Genauigkeit/Unschärfe der herangezogenen Vermessungsdaten und der durch die Interpolation/Approximation induzierten Unsicherheit unterschieden werden. Für die Beurteilung der durch die Interpolation/Approximation induzierten Unsicherheit wird die Kenngröße „lokale Vertrauenswürdigkeit (Konfidenz)“ eingeführt.

Der Großteil der örtlichen und zeitlichen Interpolationsverfahren lässt sich in folgender einfacher Form beschreiben:

$$z(x) = \sum_i \varphi_i(x) \cdot z^i \quad (2)$$

wobei die Basisfunktionen Werte von 0 bis 1 annehmen können. Der Wert 1 wird von der Basisfunktion i angenommen, wenn die interpolierende Lage x genau auf der Stützstelle i liegt. Somit ist der größte Wert, der durch eine Basisfunktion angenommen wird, ein guter Indikator für die relative Vertrauenswürdigkeit (die durch die Interpretationsvorschrift induzierte Unsicherheit). Die relative örtliche Vertrauenswürdigkeit kann in jeder Vermessung bestimmt werden und zu dem Zeitpunkt der Interpolation zeitlich interpoliert werden. Diese interpolierte örtliche Vertrauenswürdigkeit wird dann mit der zeitlichen relativen Vertrauenswürdigkeit (der zeitlichen Interpolation) multipliziert, wodurch die örtlich-zeitliche relative Vertrauenswürdigkeit entsteht. Diese Kenngröße beschreibt die Unsicherheit bei der Bestimmung der Tiefen, die ausschließlich durch die Interpretationsvorschrift verursacht wird. An gemessenen Orten zum Messzeitpunkt ist die relative Vertrauenswürdigkeit bei der Interpolation immer 1.

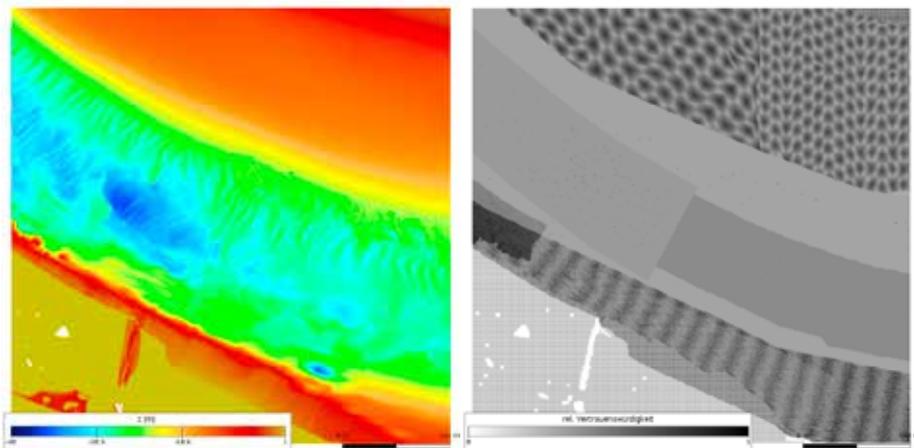


Abb. 14: Interpolierte Tiefenverteilung vor Cuxhaven zum 01.07.2010 und zugehörige relative Vertrauenswürdigkeit

In der Abb. 14 sind ganz typische Strukturen in der relativen Vertrauenswürdigkeit zu erkennen, die aus Dreieckszerlegungen, Profilvermessungen und Rasterdaten resultieren.

Zur Beschreibung der absoluten Vertrauenswürdigkeit der abgeleiteten digitalen Bathymetrie müssen diese relativen Vertrauenswürdigkeiten mit den Unsicherheiten der Vermessungen verknüpft werden. Alternativ hierzu können alle Vermessungsdaten als Fuzzy-Größen beschrieben werden. Die Vertrauenswürdigkeit wäre dann integraler Bestandteil der quasi-konsistenten Fuzzy-Bathymetrie (MILBRADT, 2009) und würde auch bei den abgeleiteten Analysen mehr Informationen liefern.

6. A n a l y s e n a u f d e n b a t h y m e t r i s c h e n D a t e n

Mit den zeitvarianten bathymetrischen Modellen lassen sich an jedem Ort Zeitreihen der Entwicklung des Gewässerbodens betrachten. Diese Zeitreihen lassen sich nun funktional-analytisch und statistisch auswerten. Zu den einfachsten Analysen gehören:

- Bestimmung der in einem Zeitraum beobachteten kleinsten und größten Tiefe (z_{\min} / z_{\max}),
- minimale/maximale Differenz zwischen zwei zeitlich benachbarten Vermessungen,
- minimaler/maximaler zeitlicher Abstand zwischen zwei Messkampagnen,
- minimale/maximale/mittlere Steigung zwischen zwei benachbarten Messwerten,
- Identifikation von (systematischen) Ausreißern,
- Datum, an dem die minimale bzw. maximale Tiefe angenommen wird,
- Anzahl der berücksichtigten Vermessungen,
- mittlere Messhäufigkeit,
- Datum der neusten und ältesten Vermessung / des Datensatzes.

Die Übertragung dieser Informationen auf die Fläche ermöglicht sowohl flächenhafte als auch volumetrische Analysen.

6.1 M o r p h o l o g i s c h e r R a u m

Die Differenz zwischen der größten und kleinsten beobachteten Tiefe an einem Ort über einen vorgegebenen Zeitraum wird **morphologischer Raum** genannt ($z_{\max} - z_{\min}$).

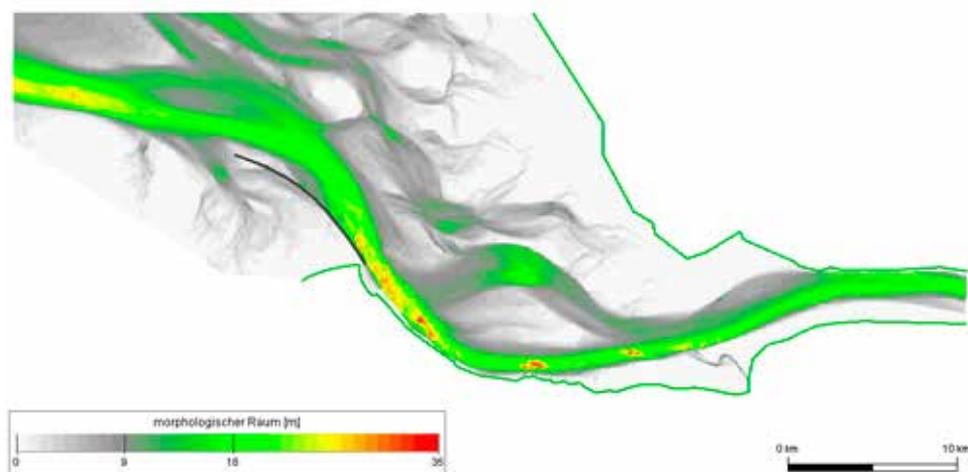


Abb. 15: Morphologischer Raum für den Zeitraum 1995-2011

6.2 Erosion und Sedimentation

Die Festlegung eines bestimmten Auswertzeitraumes (beispielsweise von 5 oder 10 Jahren) ermöglicht die Bestimmung der Veränderungen des Meeresbodens durch die Ableitung von Differenztopographien. Der Differenzwert aus neuer und alter Bathymetrie wird auch als **Bilanzhöhe** bezeichnet und deren Absolutbetrag als **Umsatzhöhe**. Analog lassen sich resultierende Erosions- und Sedimentationskarten (jeweils die roten bzw. blauen Flächen in Abb. 16) ableiten. Solche Auswertungen hängen stark vom gewählten Auswertzeitraum ab.

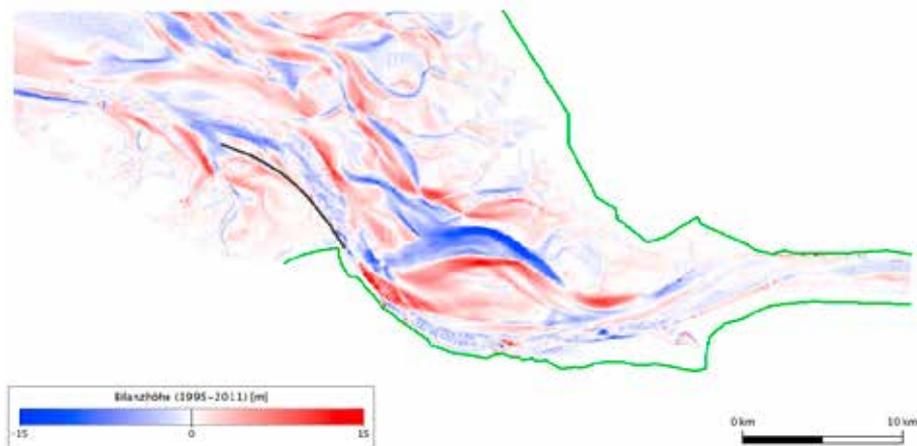


Abb. 16: Differenztopographie 2011-1995

Werden die Veränderungen über einen Zeitraum von genau einem Jahr betrachtet, so wird von der **jährlichen Sedimentations- und Erosionsrate** bzw. Bilanzhöhe gesprochen.

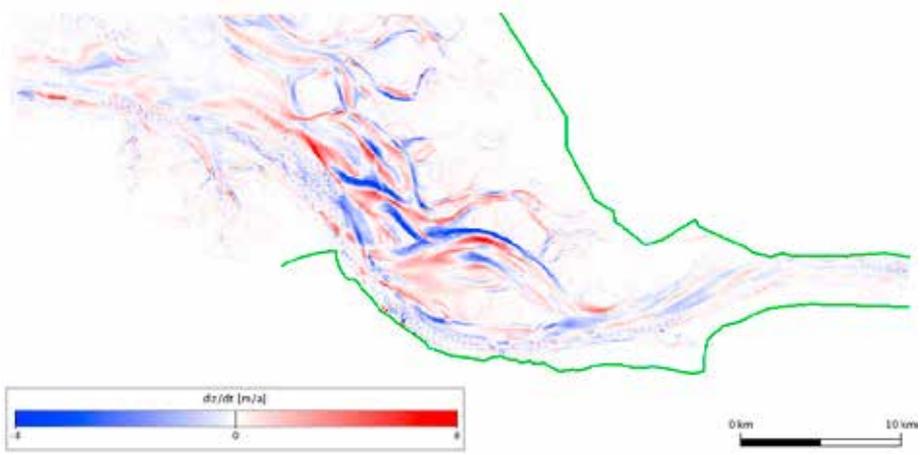


Abb. 17: Erosions- und Sedimentationsrate 2010

Auf der Grundlage dieser Klassifikation der Ebene, lässt sich in einem weiteren Schritt die zeitliche Entwicklung der Flächen, die von Erosion und Sedimentation betroffen sind, ableiten. In der Regel werden für solche Untersuchungen nur alle Tiefenänderungen herangezogen, die größer als die Messunsicherheit (z. B. 0,5 m) sind. In der Abb. 18 ist die zeitliche Entwicklung der Flächen im Elbmündungstrichter dargestellt, die durch Erosion belastet sind oder durch Sedimentation wachsen.



Abb. 18: Flächen, die von Erosion bzw. Sedimentation betroffen sind (Schwellwert 0,5 m)

6.3 Morphologische Aktivität

Ein weiterer guter Indikator für morphologisch signifikante Aktivität in einem Gebiet und für einen betrachteten Zeitraum ist die Darstellung der Anzahl der jährlichen Tiefenänderungen, die größer einer vorgegebenen Grenze (z. B. 1 m/a) sind.

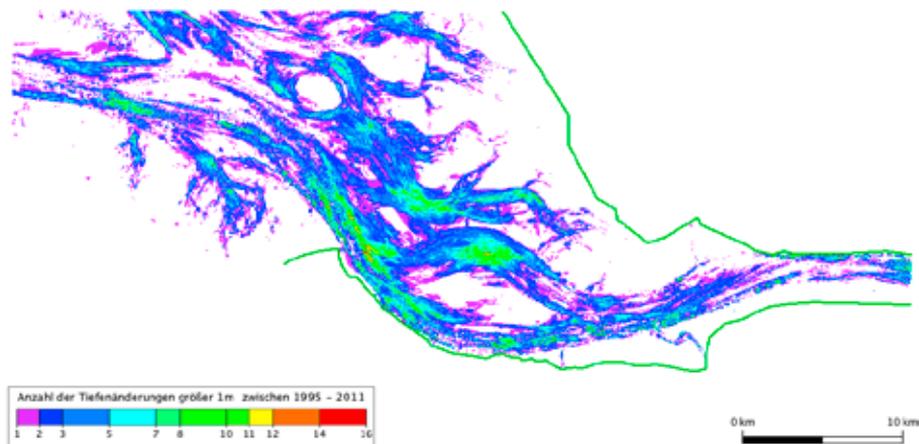


Abb. 19: Anzahl der Tiefenänderungen, die größer 1 m/a betragen, für den Zeitraum 1995-2011

6.4 Morphologischer Drive

Werden die Stützstellen des Zeitstrahles an jedem Ort betrachtet, so lässt sich zwischen jeweils zwei Vermessungen die zeitliche Ableitung der Tiefe bestimmen. Die so entstandene neue Zeitreihe beschreibt jetzt die zeitlichen Ableitungen ($\partial z / \partial t$). Aus dieser Zeitreihe lassen sich wiederum mittlere bzw. maximale Änderungsraten (Erosions- und Sedimentationsraten) ableiten. Unter dem **morphologischen Drive** wird nun die Differenz aus der beobachteten maximalen Sedimentationsrate und der maximalen Erosionsrate verstanden ($\partial z / \partial t_{\max} - \partial z / \partial t_{\min}$).

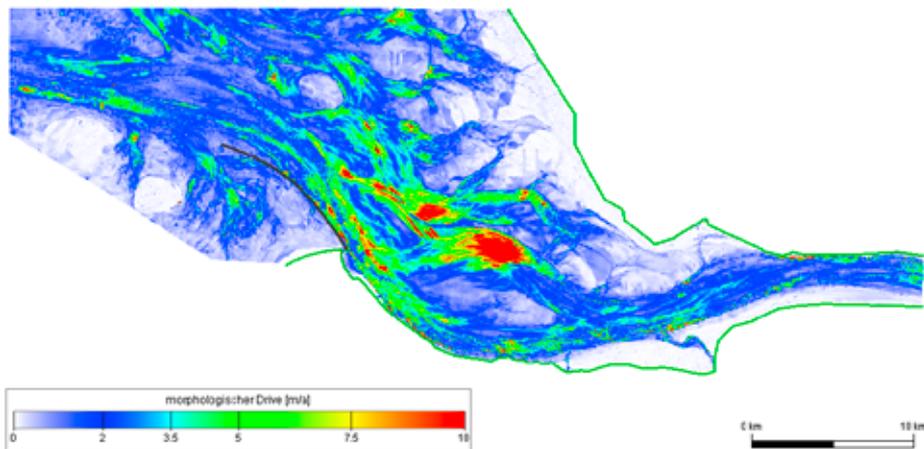


Abb. 20: Morphologischer Drive (1995-2011)

6.5 Volumetrische Analysen

Werden die Erosions- und Sedimentationsraten mit den Flächen verknüpft, so können volumetrische Veränderungen berechnet und den Flächen gegenübergestellt werden. Exemplarisch ist dies in Abb. 21 für die Erosionsprozesse im Mündungstrichter der Elbe dargestellt. Aus den Vermessungsdaten kann abgeleitet werden, dass es ab 2003 zunächst zu einer Abnahme der Erosion und seit 2007, auf Grund des Durchbruchs der Medemrinne, zu einer starken Zunahme sowohl in den Flächen als auch im Volumen gekommen ist.

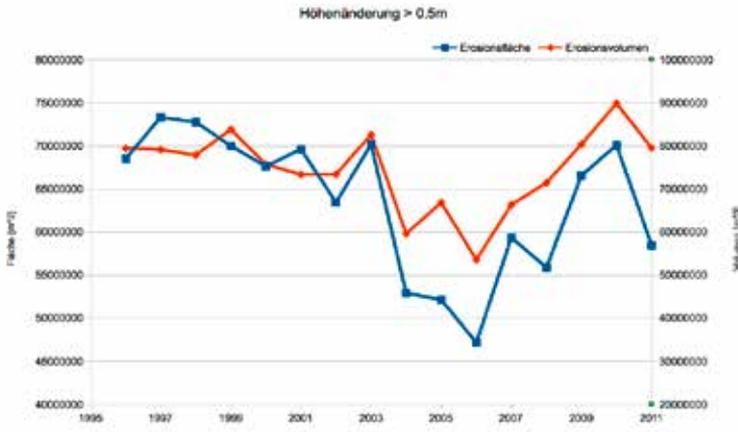


Abb. 21: Erosionsentwicklung Mündungsbereich der Elbe

6.6 Morphologische Geschwindigkeit

Die Bestimmung der Verlagerung von bathymetrischen Strukturen, wie Rinnen und Transportkörper, ist insbesondere im Zusammenhang mit der Leichtigkeit und Sicherheit der Schifffahrt von Bedeutung. Die Geschwindigkeit, mit der sich solche bathymetrischen Strukturen verlagern, wird **morphologische Geschwindigkeit** genannt.

Die Bestimmung der Verlagerungen von Strukturen kann auf unterschiedlichste Art und Weise erfolgen und ist u. a. auch davon abhängig, welche Struktureigenschaft betrachtet wird. Isolinien sind gute Indikatoren, um Verlagerungen zu beschreiben. Zur Bestimmung der morphologischen Geschwindigkeiten wird im Weiteren die Verlagerung von Isolinien betrachtet. Die Bestimmung der Verlagerung von Isolinien kann auf der Basis von Isolinien/Karten erfolgen (siehe Abb. 22).

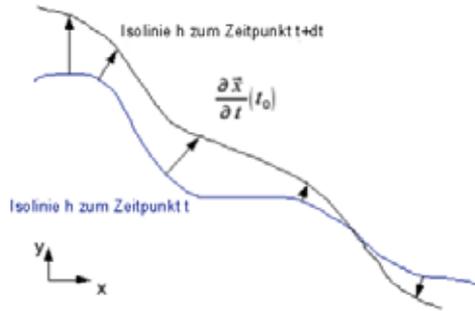


Abb. 22: Isolinienbasierte Bestimmung der morphologischen Geschwindigkeiten

Eine alternative Berechnung der morphologischen Geschwindigkeiten (der Geschwindigkeiten, mit der sich Isolinien in der Zeit bewegen) eröffnet der Satz über implizite Funktionen. Eine Isolinie zum Wert k kann über die implizite Funktion $z(x, y, t) - k = 0$ beschrieben werden.

Der Satz über implizite Funktionen liefert nun überall da, wo die lokalen Gradienten (des Gewässerbodens) nicht verschwinden, neben der lokalen Existenz der Funktionen $x(t)$ und $y(t)$ auch deren zeitliche Ableitungen $\frac{\partial \vec{x}}{\partial t}$, die als morphologische Geschwindigkeiten bezeichnet werden können:

$$\frac{\partial x(t)}{\partial t} = -\left(\frac{\partial z}{\partial x}\right)^{-1} \cdot \frac{\partial z}{\partial t} \quad \text{und} \quad \frac{\partial y(t)}{\partial t} = -\left(\frac{\partial z}{\partial y}\right)^{-1} \cdot \frac{\partial z}{\partial t}. \quad (3)$$

In der folgenden Abbildung 23 ist die charakteristische Verteilung der morphologischen Geschwindigkeiten vor Langeoog dargestellt.

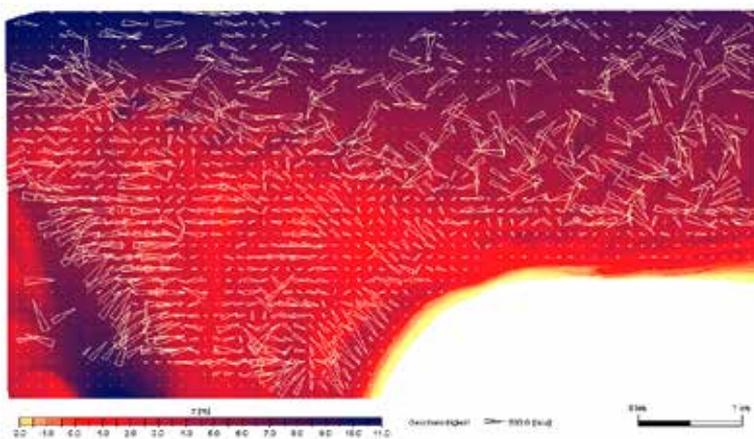


Abb. 23: Morphologische Geschwindigkeiten vor Langeoog (Bezugsjahr 2005)

6.7 Resultierender Transport

Die Kenntnis der resultierenden Sedimenttransportraten, die die beobachteten Tiefenveränderungen hervorrufen, kann zur Optimierung von Küstenschutz und -entwicklungskonzepten beitragen und als wesentliche Gütekriterien zur Validierung prozessbasierter numerischer Simulationsmodelle herangezogen werden.

Die Entwicklung des Gewässerbodens genügt für jedes Kontrollvolumen einer Kontinuitätsbedingung und kann durch integrale oder differentielle Kontinuitätsgleichungen beschrieben werden. Im Rahmen prozessbasierter numerischer Modelle wird die Bodenevolution auf der Basis von Finiten Differenzen, Finiten Volumen oder Finiten-Elemente-Verfahren gelöst. In diesen Modellen werden die Sedimenttransportraten auf der Basis simulierter Strömungsgeschwindigkeiten und Seegangparameter berechnet.

Zur Berechnung der resultierenden Sedimenttransportraten ist es gelungen, ein inverses Finites Volumenverfahren zu entwickeln. Für einfache Geometrien, wie beispielsweise ein eindimensionales Flussmodell mit festem Rand ($dz=0$), kann die Finite-Volumen-Methode einfach invertiert werden. Wie in Abb. 24 zu sehen, ist im eindimensionalen Fall die Anzahl der unbekannt resultierenden Transporte Q_i gleich denen der gemessenen Tiefenänderungen Δz_i .



Abb. 24: Schematisches eindimensionales Finite-Volumen-Verfahren

Leider ist eine solche einfache Invertierung des Finiten-Volumen-Verfahrens im allgemeinen Fall nicht möglich. Schon im zweidimensionalen Fall eines regulären Gitters ist die Anzahl der unbekannt resultierenden Transporte Q_{ij} über die Zellränder mehr als doppelt so groß wie die gemessenen Tiefenänderungen Δz_{ij} über ein Zeitintervall Δt in den Zellzentren.

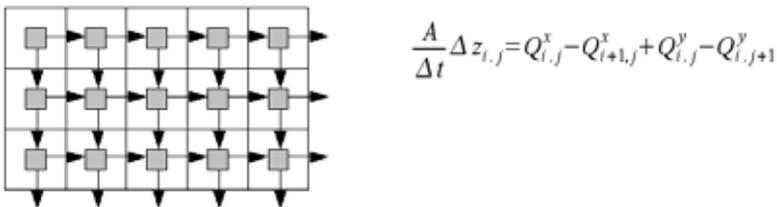


Abb. 25: Schematische zweidimensionale FVM auf einem regulären Raster

Um auch im ebenen Fall resultierende Transporte zu berechnen, wurde ein iterativer Algorithmus entwickelt. Zunächst wird eine Startverteilung der Transporte Q_{ij} generiert. Dies geschieht zufällig oder die Startverteilung wird aus einem prozessbasierten Modell abgeleitet. In einem zweiten Schritt werden auf der Basis dieser Transporte mittels einer klassischen Finiten-Volumen-Approximation die Tiefenänderungen an den Zellmittelpunkten bestimmt. Die Differenz zwischen

der beobachteten Tiefenänderung und der berechneten Tiefenänderung wird nun genutzt, um die Transportraten Q_{ij} über die Gebietsränder zu korrigieren. Diese Prozedur wird solange durchgeführt, bis keine Verbesserung der Ergebnisse erzielt wird.

Für einen Küstenbereich an der Westspitze der Insel Langeoog wurden, ausgehend von zwei konsistenten Bathymetrien (2002 und 2003), resultierende Transporte berechnet, die zu der beobachteten Tiefenänderung führen würden. Ausgehend von den Tiefenverteilungen der Jahre 2002 und 2003 als 5 m-Raster wurden auf der Basis des inversen Finite-Volumen-Verfahrens die resultierenden Sedimenttransportraten bestimmt. Diese resultierenden Transportraten wurden dann wieder in ein Finites-Volumen-Verfahren eingesetzt, um die resultierende Bathymetrie des Jahres 2003 zu bestimmen.

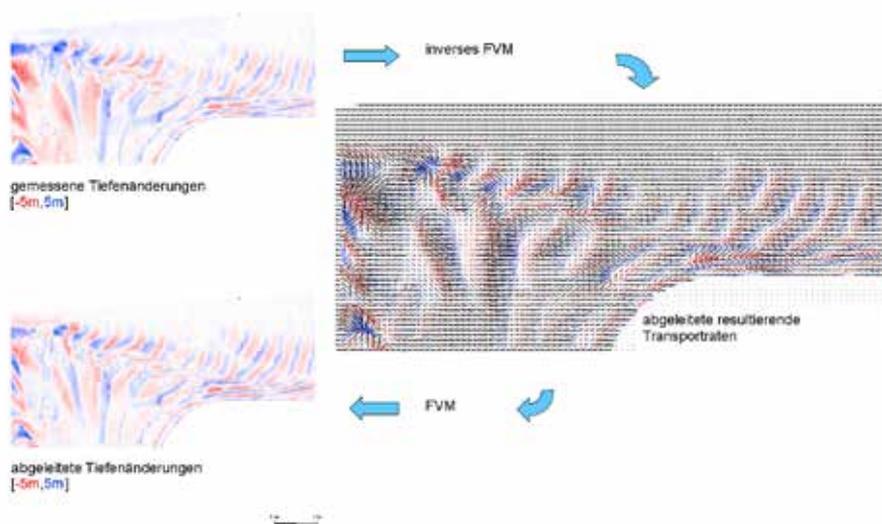


Abb. 26: Inverse Finite-Volumen-Approximation

Die resultierenden Sedimenttransportraten sind bis auf einen zugrunde liegenden quasikonstanten Grundtransport eindeutig. Die Bestimmung dieses Grundtransportes muss durch Einbettung in prozessbasierte morphodynamische Simulationen erfolgen bzw. durch den Aufbau entsprechender Modellhierarchien.

7. A u s b l i c k

Mit der Modellvorstellung des digitalen Geländemodells (Bathymetrie) in Raum und Zeit eröffnen sich neuartige Möglichkeiten der Analyse morphodynamischer Veränderungen. Neben den klassischen Verfahren der Differenzanalysen zwischen quasi-konsistenten Bathymetrien lassen sich statistische und funktionalanalytische Auswertungen über die Zeit durchführen. In Zukunft lassen sich neben Sedimentations- und Erosionsraten, morphologischen Beschleunigungen und volumetrischen Analysen bei hinreichender Datendichte auch Indikatoren für die Optimierung von Messkonzepten weiterentwickeln. Morphologische Geschwindigkeiten und vor allem die Bestimmung von

resultierenden Transporten auf der Basis von Vermessungsdaten erweitern das Spektrum der Auswertungen. Insbesondere bei der Bestimmung der resultierenden Sedimenttransportraten, die eine beobachtete Tiefenänderung erzeugt, hat sich die Notwendigkeit einer engen Verzahnung von prozess- und datenbasierten morphodynamischen Modellen ergeben. Mit dem vom KFKI initiierten Verbundprojekt „Aufbau von integrierten Modellsystemen zur Analyse der langfristigen Morphodynamik in der Deutschen Bucht“ (AufMod) wird dieser Notwendigkeit eines interdisziplinären Ansatzes Rechnung getragen.

Für die Beurteilung der Vertrauenswürdigkeit der abgeleiteten quasi-synoptischen Bathymetrien und Kenngrößen wurden neben der Definition von relativen und absoluten Vertrauenswürdigkeiten auch die Möglichkeiten einer durchgängigen Formulierung auf der Basis von Fuzzyzahlen angedacht. Dieser Ansatz erscheint vielversprechend und wird derzeit vertieft untersucht.

In den KFKI-Projekten „Entwicklung und Implementierung von Methoden zur Aufbereitung konsistenter digitaler Bathymetrien“ (KoDiBa) und „Identifikation morphologischer Tendenzen und Geschwindigkeiten“ (ImTG) wurden mit den Projektpartnern Komponenten eines praxistauglichen Workflows entwickelt und getestet.

Mit dem im Jahre 2009 gestarteten KFKI-Verbundprojekt AufMod wurde zum einen die in den vorangegangenen Projekten zusammengetragene bathymetrische Datenbasis ergänzt und in das Projekt als eine Komponente des funktionalen Bodenmodells eingebracht. Das räumliche und zeitliche Modellkonzept soll im Rahmen von AufMod auf weitere Parameter wie beispielsweise Korngrößenverteilungen und Sedimentmächtigkeiten übertragen werden.

8. D a n k s a g u n g

Ergebnisse in diesem Artikel wurden unter anderem in den Forschungsvorhaben KoDiBa (03KIS042) und ImTG (03KIS059) erarbeitet, welche durch das Bundesministerium für Bildung und Forschung gefördert und durch das Kuratorium für Forschung im Küsteningenieurwesen kontinuierlich begleitet wurden. Besondern Dank gilt den an den Projekten beteiligten Mitarbeitern und Mitarbeiterinnen und den Projektpartnern sowie den Mitgliedern der projektbegleitenden Gruppen für ihr Interesse und konstruktive Hinweise. Nicht zuletzt möchte ich allen engagierten Mitarbeitern und Institutionen danken, die durch die Bereitstellung von Daten und die Bereitschaft, Fragen zu den Daten und Verfahren zu beantworten, zum Erfolg der prototypischen Auswertungen beigetragen haben.

9. S c h r i f t e n v e r z e i c h n i s

- ABRAMOWSKI, S. und MÜLLER, H.: Geometrisches Modellieren, Reihe Informatik, Band 75, BI Wissenschaftsverlag, 1991.
- ARBEITSGEMEINSCHAFT DER VERMESSUNGSVERWALTUNGEN DER LÄNDER DER BUNDESREPUBLIK DEUTSCHLAND (ADV): Glossar zur Festhaltung der GeoInfoDok – Teilbereich DGM, 2005.
- BERTHOLD, T.; BERKHAHN, V. and MILBRADT, P.: Determination of Network Topology for ANN-Bathymetric Models Proceedings of 9th International Conference on Hydro-Science and Engineering, IIT Madras, ISBN: 978-93-80689-01-2, 2010.

- BETTAC, W.; SCHLEIDER, W. und SINDERN, J.: Das Küstenkartenwerk 1:25.000 der Deutschen Bucht - Vermessung und Kartographie, *Die Küste*, 40, 13-32, 1984.
- EDELSBRUNNER, H.; KIRKPATRICK, D. G. and SEIDEL, R.: On the Shape of a Set of Points in the Plane. In: *IEEE, Transactions on Information Theory*, Vol. 29, No. 4, 551-559, 1983.
- HUNKE, D.; SCHÜLER, V. und WINTER, CH.: Morphologische Stabilitätskarte für die Kabelanbindung von Offshore-Windparks in den Flussmündungsbereichen von Elbe, Weser, Jade und Ems, *Ecofys Germany GmbH*, 2009.
- HÜTTEMEYER, P.; KOOPMANN, A.; KUNZ, H. und PUSCHMANN, M.: Morphologische Gestaltungsvorgänge im Küstenvorfeld der Deutschen Bucht, *Abschlussbericht*, 1999.
- MILBRADT, P.: Algorithmische Geometrie in der Bauinformatik, *Inst. f. Bauinformatik, Universität Hannover*, 2001.
- MILBRADT, P. and ABU ABED, W.: Understanding the Aspect of Fuzziness in Interpolation Methods, *Proceedings of 18th IKM. Weimar, ISSN 1611-4086*, 2009.
- MILBRADT, P.; SELLERHOFF, F. und KRÖNERT, N.: Konsistente digitale Bathymetrien (KoDiBa). *Abschlussbericht, smile consult GmbH*, 2005.
- MILBRADT, P.; DOROW, C. und ASCHE, CH.: Identifikation morphologischer Tendenzen und Geschwindigkeiten (ImTG), *Abschlussbericht, Inst. f. Bauinformatik, Leibniz Universität Hannover*, 2009.

Analyse von hochaufgelösten Tidewasserständen und Ermittlung des MSL an der deutschen Nordseeküste (AMSeL)

Von JÜRGEN JENSEN, TORSTEN FRANK und THOMAS WAHL

Z u s a m m e n f a s s u n g

In dem vorliegenden Beitrag werden die Ergebnisse des KFKI-Forschungsvorhabens „AMSeL – Analyse von hochaufgelösten Tidewasserständen und Ermittlung des MSL an der deutschen Nordseeküste“ vorgestellt. Auf Basis hochaufgelöster Pegelstandorte werden qualitativ hochwertige Mean Sea Level Zeitreihen generiert und analysiert. Gleichzeitig werden die hochaufgelösten Datenreihen für Analysen der Verweildauern der Tidewasserstände auf unterschiedlichen Höhenstufen herangezogen. Auf Basis der langjährigen Zeitreihen der Tidehoch- und Niedrigwasser werden Untersuchungen zu Tideketten (mehrere extreme Tidehoch- oder Tideniedrigwasser in Folge) durchgeführt. Die Ergebnisse der Mean Sea Level Untersuchungen deuten auf einen langfristigen Anstieg über die letzten ca. 170 Jahre hin. Eine Beschleunigungstendenz über die letzten Dekaden ist zu beobachten, kann jedoch nach heutigem Kenntnisstand unter Berücksichtigung aller verfügbaren Daten nicht als außergewöhnlich für die letzten 170 Jahren bezeichnet werden. Insgesamt können stärkere relative Anstiegsraten für die in Nord-Süd-Richtung verlaufende Küstenlinie (Schleswig-Holstein) als für die in Ost-West-Richtung verlaufende Küstenlinie (Niedersachsen) festgestellt werden, was zum Teil auf unterschiedlich stark ausgeprägte Vertikalbewegungen der Landoberfläche zurückzuführen ist. Aus dem Vergleich der Beobachtungen für die Deutsche Bucht mit Ergebnissen von großräumigeren Untersuchungen können Empfehlungen zur Berücksichtigung von Meeresspiegelszenarien im Rahmen regionaler Küstenschutzplanungen abgeleitet werden. Die Verteilung der Verweildauern der Wasserstände unterliegt ebenfalls regionalen Unterschieden. Während die Pegel der schleswig-holsteinischen Küste nördlich von Husum eine unimodale (eingipfelige) Verteilung mit Schwerpunkt der Verweildauern nahe dem mittleren Tidehochwasser aufweisen, zeigen die übrigen Pegel eine bimodal ausgeprägte Verteilung mit Maxima nahe mittlerem Tidehoch- und Tideniedrigwasser. Die Trendentwicklung der durch Tideketten nicht unterschrittenen Scheitelhöhen bewegt sich auch für längere Ketten (bis zu 8 Tiden in ununterbrochener Folge) überwiegend über dem jeweiligen Trend der mittleren Tideniedrig- und Tidehochwasser sowie meist auch über dem Trend des Mean Sea Level. In den Jahren zwischen Mitte der 70er bis gegen Ende der 90er Jahre des letzten Jahrhunderts ist ein gehäuftes Auftreten von Ketteneignissen zu beobachten.

S c h l a g w ö r t e r

Deutsche Bucht, Pegelzeitreihen, Mean Sea Level, Tideketten, Verweildauer

S u m m a r y

This final report focuses on presenting the results of the KFKI research project „AMSeL – Mean sea level and tidal analysis along the German North Sea coastline“. High frequency sea level data as well as tidal high and low water time series from selected tide gauges are used to construct and analyse high quality Mean Sea Level time series. At the same time, the high frequency data sets are used to analyse residence- or dwell-times of the tidal wave on different water level heights. Based on the long high and low water time series, successive highs and lows (i.e. specified number of extreme high or low waters in a row) are analysed. The results of the Mean Sea Level analyses point to a long term sea level rise over the last ap-

proximately 170 years. An acceleration could be observed over the last decades, but from today's knowledge and considering all available data sets it cannot be denoted as unusual. Higher relative rates of sea level rise could be observed for the coastline in north-south direction (Schleswig-Holstein) than for the coastline in east-west direction (Lower Saxony), which is partly due to different rates of vertical land movement. From comparing the results for the German Bight with those from studies on wider regional scales, recommendations how to consider sea level scenarios for regional coastal protection planning purposes can be made. Residence time distribution also shows a north to south development from unimodal distributions with the peak near mean tidal highwater along the Schleswig-Holstein coastline to a bimodal distribution at Husum and along the Niedersachsen coastline. Trends of sustained reached and exceeded peak water levels predominantly are higher than respective trends of mean tidal low and mean tidal high water as well as mostly higher than the trend of the Mean Sea Level. Between the mid-1970s and mid to late-1990s an elevated count of successive tidal high and low water events are observed.

Keywords

German Bight, tide gauge time series, Mean Sea Level, sequence of tides, residence time

Inhalt

1. Einleitung.....	61
2. Datengrundlage.....	63
2.1 Untersuchungsgebiet und ausgewählte Pegel.....	63
2.2 Verfügbare Datensätze und Datenaufbereitung.....	65
2.3 Berücksichtigung von Pegeloffsets	67
2.4 Abschließende Beurteilung der Qualität der verfügbaren Datensätze.....	68
3. Methodisches Vorgehen.....	70
3.1 Generierung von MSL-Zeitreihen auf Basis hochaufgelöster Pegelraten	70
3.2 Generierung von MSL-Zeitreihen auf Basis von Scheitelwerten mittels des k-Wert Verfahrens... 72	
3.2.1 Problemstellung und Verfahrensbeschreibung	72
3.2.2 Stationaritätstests	73
3.2.3 Verifikation des k-Wert Verfahrens	81
3.3 Ermittlung synthetischer Pegelzeitreihen	84
3.4 Lineare Trendanalysen	85
3.5 Nicht-lineare Trendanalysen	86
3.6 Vertikale Landbewegungen	91
3.7 Tideketten	93
3.7.1 Begriffsbestimmung.....	95
3.7.2 Häufigkeitsuntersuchung von Tnw- und Thw-Folgen.....	97
3.8 Verweildauern.....	100
3.8.1 Begriffsbestimmung.....	100
3.8.2 Untersuchung der Verweildauern.....	101
4. Ergebnisse der Untersuchungen zur Entwicklung des RMSL in der Deutschen Bucht.....	103
4.1 RMSL-Zeitreihen für die einzelnen Untersuchungspegel und ausgewählte synthetische Pegelzeitreihen.....	103
4.2 Ergebnisse linearer Trendanalysen.....	104
4.3 Ergebnisse nicht-linearer Trendanalysen	107

4.4 Vertikale Landbewegungen im Bereich der Deutschen Bucht	113
4.5 Globale und regionale Meeresspiegeländerungen und Szenarien für die zukünftige Entwicklung	115
5. Ergebnisse der Untersuchungen zum Auftreten von Tideketten in der Deutschen Bucht	122
5.1 Ergebnisse der Trenduntersuchung der maximalen Basishöhe der Tnw- und Thw-Ketten	123
5.2 Mittelwerte der maximal erreichten Basishöhe von n hintereinander auftretenden Tnw- und Thw-Folgen	127
5.3 Ereignisanzahl und Auftretensverteilung von n hintereinander auftretenden Tnw- und Thw- Folgen	130
6. Ergebnisse der Untersuchungen zur Entwicklung der Verweildauern der Tidewasserstände in der Deutschen Bucht	136
6.1 Ergebnisse der Verweildaueruntersuchungen der Pegel	137
6.2 Verweildauern von Sturmfluten am Pegel Hörnum und Cuxhaven	150
7. Fazit und weiterer Forschungsbedarf	154
8. Danksagung	157
9. Schriftenverzeichnis	157

1. Einleitung

Ein Ansteigen des mittleren Meeresspiegels (MSL)¹ stellt eine der Hauptgefahren dar, der wir uns im Zuge eines sich erwärmenden Klimas ausgesetzt sehen. Derzeit leben weltweit ca. 200 Millionen Menschen in tief liegenden Gebieten und sind der potenziellen Gefahr von Überflutungen ausgesetzt. Aufgrund der Bevölkerungszunahme und der immer stärkeren Besiedlung der Küstengebiete wird diese Zahl in Zukunft weiter ansteigen und kann bis ca. 2080 eine Größenordnung von 800 Millionen erreichen (NICHOLLS, 2010). Gleichzeitig beeinflusst ein erhöhter MSL die in unregelmäßigen Abständen auftretenden Sturmfluten, was die Gefahr für Überflutungen entlang der betroffenen Küstenabschnitte ansteigen lässt. Aus diesem Grund hatten viele in der jüngsten Vergangenheit durchgeführte Untersuchungen regionale und besonders globale Änderungen des MSL zum Gegenstand. Dabei wurden sowohl die bisher mit Hilfe von Pegeln und Satelliten beobachteten Änderungen (z.B. CAZENAVE et al., 2008; CHURCH AND WHITE, 2006; CHURCH et al., 2008; DOMINGUES et al., 2008; HAIGH et al., 2009; HOLGATE, 2007; WAHL et al., 2010; WOODWORTH et al., 2008 and 2009; WÖPPELMANN et al., 2008 and 2009) analysiert, als auch Zukunftsszenarien mit Hilfe semiempirischer (RAHMSTORF 2007; VERMEER and RAHMSTORF, 2009; GRINSTED et al., 2009; JEVREJEVA et al., 2010) und numerischer Modellstudien (zusammengefasst in MEEHL et al., 2007) abgeleitet. Eine umfangreiche Recherche zur Literatur der letzten ca. 10 Jahre zu dem Thema wurde von GÖNNERT et al., (2009) durchgeführt, Hinweise auf ältere und nicht weniger interessante Arbeiten sind u.a. in JENSEN (1984) zu finden.

¹ Der Begriff „mittlerer Meeresspiegel“ beschreibt den Wasserstand, der sich aus der Mittelung hochaufgelöster Wasserstandsbeobachtungen über einen bestimmten Zeitabschnitt (z.B. Monat oder Jahr) ergibt. Im englischsprachigen Raum hat sich der Begriff „Mean Sea Level“ durchgesetzt, in der DIN 4049-3 findet sich der Begriff „mittleres Tidemittelwasser (MTmw)“.

Aus diversen Untersuchungen (z.B. CHURCH et al., 2004, 2008; MITROVICA et al., 2001, 2009) wird deutlich, dass es in der Vergangenheit räumlich gesehen signifikante Unterschiede in der Entwicklung des MSL gegeben hat. Neben der ungleichmässigen Verteilung von Schmelzwasser von Gletschern und Eisschilden, spielen in diesem Zusammenhang auch Gravitationseffekte, Ozeanzirkulation, ungleichmässige thermische Ausdehnung und Salinität eine Rolle. MILLER und DOUGLAS (2007) und WOODWORTH et al. (2010) zeigen, dass auch grossräumige Variationen des atmosphärischen Drucks zu berücksichtigen sind.

Da davon ausgegangen werden muss, dass sich die in der Vergangenheit beobachtete ungleichmässige räumliche Entwicklung auch in Zukunft fortsetzen wird, stellt sich für den Küstenschutz die Frage, welche Änderungen in dem jeweiligen Gebiet zu erwarten sind und auf welche Weise vorausschauend auf diese reagiert werden kann. Derzeit wird den im 4. Sachstandsbericht (AR4) des Intergovernmental Panel on Climate Change (IPCC) veröffentlichten Szenarien (siehe MEEHL et al., 2007) zur Entwicklung des MSL am meisten Beachtung geschenkt. Dies hat dazu geführt, dass entsprechende Sicherheiten (bzw. Klimazuschläge) bei Bemessungsfragen im Küstenraum berücksichtigt werden. Da es sich jedoch bei den IPCC-Szenarien um globale Szenarien handelt, werden die zu erwartenden regionalen Unterschiede in der Entwicklung in keiner Weise berücksichtigt. Regionale Studien zur Ableitung entsprechender Zukunftsszenarien sind daher unerlässlich und stellen eine grosse Herausforderung für die Wissenschaft in den nächsten Jahren dar. Zur Validierung der Modelle, die bei solchen Untersuchungen genutzt werden, sind qualitativ hochwertige und möglichst lange Beobachtungszeitreihen für das betrachtete Gebiet erforderlich.

Im Falle der Deutschen Bucht haben in der Vergangenheit diverse Studien zur Entwicklung unterschiedlicher Tideparameter (Tidehoch- und Niedrigwasser, Tidenhub etc.) stattgefunden (z.B. FÜHRBÖTER UND JENSEN, 1985; GÖNNERT et al., 2004; JENSEN, 1984; JENSEN et al., 1988; JENSEN et al., 1992; TÖPPE UND BROCKMANN, 1992). Eine detaillierte Analyse der Änderungen im MSL unter Verwendung der verfügbaren hochaufgelösten Datensätze ist hingegen bis heute nicht erfolgt (hochaufgelöst meint hier mind. stündliche Wasserstandswerte). Neben den hochaufgelösten Datensätzen, die mit Ausnahme weniger Pegel seit Ende der 1990er Jahre verfügbar sind, stehen häufig sehr lange und i.d.R. lückenlose Zeitreihen der Tidehoch- und Niedrigwasser zur Verfügung. Somit ist die Datenlage für den Bereich der deutschen Nordseeküste in einem weltweiten Vergleich insgesamt als sehr gut zu bezeichnen (WAHL et al., 2008). Im Rahmen des vom BMBF geförderten KFKI-Forschungsvorhabens „AMSeL – Analyse von hochaufgelösten Tidewasserständen und Ermittlung des MSL an der deutschen Nordseeküste“ wurden erstmals die heute verfügbaren hochaufgelösten Datensätze in die verschiedenen Analysen einbezogen. Die wesentlichen Ergebnisse werden im vorliegenden Beitrag vorgestellt. Neben den Untersuchungen zur langfristigen Entwicklung des MSL wurden auch weitergehende Analysen zu Tideketten und Verweildauern durchgeführt. Tideketten meint hier das Auftreten mehrerer besonders hoher oder auch besonders niedriger Tidehochwasser (Thw) bzw. Tideniedrigwasser (Tnw) in Folge. So besteht beispielsweise bei einer größeren Anzahl hintereinander auftretender hoher Tnw die Gefahr, dass die Binnenentwässerung nicht planmässig erfolgen kann und es bei entsprechenden zeitgleich auftretenden extremen Hochwasserabflüssen zu Überflutungen im Hinterland kommt (z.B. FRANK, 2007). Während für diese Art der Untersuchungen die langen Scheitelwertzeitreihen die Grundlage bilden, sind Analysen zu Variationen und Trends in den Verweilzeiten auf unterschiedlichen Höhenstufen nur auf Basis hochaufgelöster Datensätze möglich. Hieraus lassen sich Rückschlüsse darüber ziehen, ob Änderungen in der Form der Tidekur-

ve in der Vergangenheit zu beobachten waren und ob tendenziell damit zu rechnen ist, dass sich die Hauptlast des Wellenangriffs in Zukunft auf bisher weniger geschützte Abschnitte des Küstenschutzsystems verlagert.

Im vorliegenden Beitrag sind die Ergebnisse aus dem Forschungsvorhaben AMSeL folgendermaßen strukturiert dargestellt: Im folgenden Kap. 2 wird eine Übersicht über das gewählte Untersuchungsgebiet und die verfügbaren Datensätze gegeben, die von Dienststellen der Wasser- und Schifffahrtsverwaltung des Bundes (WSV) und der Länder (LKN-SH) bereitgestellt und vor der weiteren Verwendung noch einmal einheitlich plausibilisiert wurden. In Kap. 3 werden die genutzten und teilweise im Rahmen des Projektes neu entwickelten Methoden zur Analyse des MSL, sowie der Tideketten und Verweildauern im Detail beschrieben. Im Anschluss sind in Kap. 4 die Ergebnisse der MSL-Analysen dargestellt, bevor die Kap. 5 und 6 die Ergebnisse aus den Untersuchungen zu Tideketten und Verweildauern zusammenfassen. Der Beitrag schließt mit einem Fazit und einer Darstellung des identifizierten weiteren Forschungsbedarfs zu den behandelten Themenfeldern.

Neben dem vorliegenden Beitrag wurde zu dem KFKI-Forschungsbericht AMSEL ein Abschlussbericht mit zwei Anhängen erstellt. Im Anhang 1 des Abschlussberichtes findet sich ein parallel zu diesem Beitrag entstandenes Pegelprotokoll mit detaillierten Informationen zu den genutzten Daten und deren Aufbereitung. Anhang 2 des Berichtes stellt für die untersuchten Pegel die Auswertungen zum Auftreten von Tideketten in grafischer Form hinsichtlich der Anzahl aufgetretener Ereignisse sowie der maximal erreichten Basishöhen zusammen. Im Folgenden wird an verschiedenen Stellen auf diese Anhänge verwiesen, obwohl diese aufgrund des Umfangs nicht Bestandteil des vorliegenden Beitrages sind. Der Abschlussbericht steht jedoch unter <http://www.uni-siegen.de/fb10/fwu/wb/forschung/projekte/amsel/> zum freien Download zur Verfügung.

2. D a t e n g r u n d l a g e

Im Folgenden soll das dem AMSeL-Vorhaben zugrunde liegende Untersuchungsgebiet inklusive der für die Analysen berücksichtigten Nordseepegel im Detail vorgestellt werden.

2.1 U n t e r s u c h u n g s g e b i e t u n d a u s g e w ä h l t e P e g e l

Wie aus Abb. 1 hervorgeht, beschränkt sich das Untersuchungsgebiet des AMSeL-Projektes auf die Deutsche Bucht, den süd-östlichen Teil der Nordsee. Bei der Auswahl der zu untersuchenden Pegelstandorte bestand das Hauptziel darin, die gesamte deutsche Nordseeküste abzudecken und dabei ausschließlich Pegel zu berücksichtigen, von denen bekannt war bzw. im Vorfeld recherchiert wurde, dass ausreichend lange Zeitreihen für die geplanten Analysen zur Verfügung stehen.

Es wurden ursprünglich 18 Pegel für die Analysen ausgewählt, die relativ gleich verteilt entlang der deutschen Nordseeküste angeordnet sind. Nachdem alle für die ausgewählten Pegel verfügbaren Daten aufwendig recherchiert und akquiriert wurden, stellte sich anhand von verschiedenen Analysen heraus, dass einige der zunächst ausgewählten Pegelstandorte wegen anthropogener Beeinflussungen oder potentiell fehlerhafter Aufzeichnungen für die geplanten Untersuchungen unbrauchbar waren. Bei diesen, in Abb. 1 in blau dargestellten Pegeln, handelt es sich um die Pegel Tönning, Büsum, Bensorsiel, Schlüttsiel und Borkum.

Der Pegel Tönning wurde nicht weiter berücksichtigt, da sich hier durch den Bau des Eidersperrwerkes (Fertigstellung 1973) starke Beeinflussungen der Wasserstände ergeben haben, wodurch keine aussagekräftigen Ergebnisse bei den geplanten Analysen zu erwarten waren. Ähnliches gilt für den Pegel Büsum, dessen aufgezeichnete Wasserstände durch die Eindeichung der Meldorfer Bucht (Deichschluss 1978) nachweislich beeinflusst sind (MÜGGE und JENSEN, 1991). Die Standorte Benseriel und Schlüttsiel sind aufgrund der Sielbeeinflussung und der dadurch entstehenden Verformungen der Tidekurven besonders für MSL Untersuchungen ungeeignet und wurden daher für die im Projekt AMSeL durchgeführten Analysen nicht weiter berücksichtigt. Für den Pegel Borkum (Fischerbalje) sind bisher nicht erklärbare Differenzen in den hochaufgelösten Datensätzen identifiziert worden (siehe Pegelprotokoll bzw. Anhang 1 des Abschlussberichtes). Die übrigen, in Abb. 1 in rot dargestellten 13 Pegel, stellen nach dem heutigen Kenntnisstand lange und qualitativ hochwertige Beobachtungsdaten bereit und wurden daher für die im Folgenden beschriebenen Untersuchungen herangezogen.

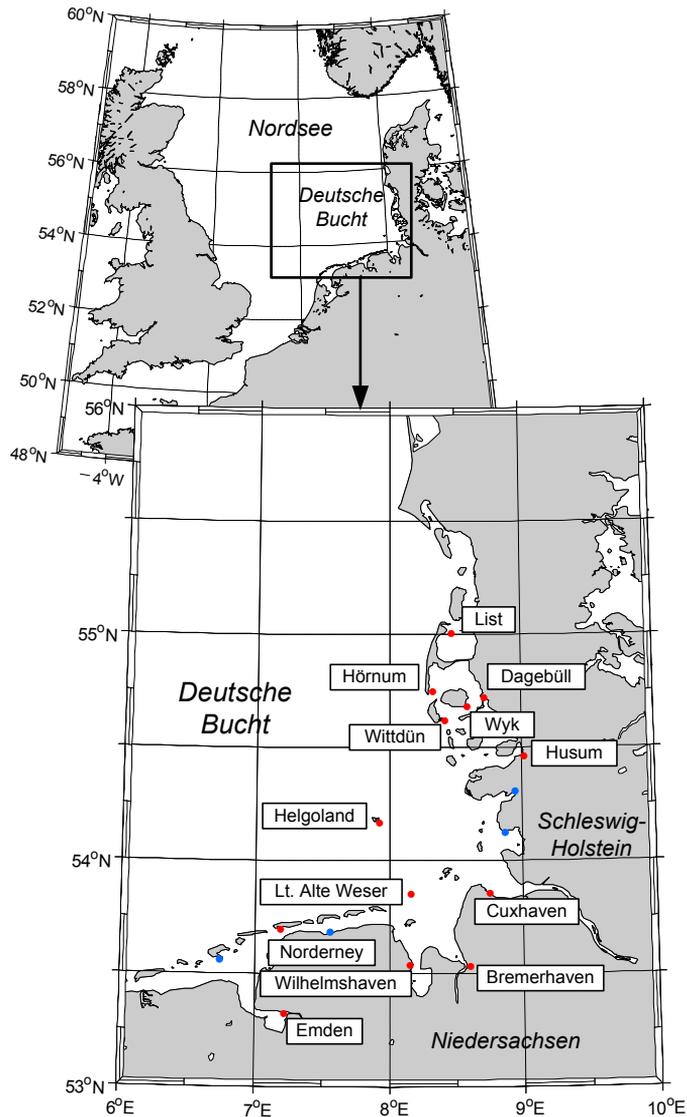


Abb. 1: Untersuchungsgebiet und für die Analysen ausgewählte Pegelstandorte

2.2 Verfügbare Datensätze und Datenaufbereitung

Wie oben bereits erwähnt, wurden die für die ausgewählten Pegel verfügbaren Datensätze recherchiert und von den Dienststellen der WSV bzw. der Länder für die geplanten Untersuchungen zur Verfügung gestellt. Abb. 2 enthält eine Übersicht über die bereitgestellten Datensätze für die 13 Untersuchungspegel. Hierbei wird unterschieden zwischen hochaufgelösten Daten und Scheitelwerten der Tidehoch- und Tideniedrigwasser. Hochaufgelöst bedeutet mind. stündliche Wasserstandswerte, wobei für alle Pegel ab Ende der 1990er Jahre sogar minutliche Beobachtungswerte verfügbar sind. Lediglich für die Pegel Helgoland, Cuxhaven und Wilhelmshaven standen vor Beginn der Arbei-

ten längere hochaufgelöste Zeitreihen zur Verfügung, wobei es sich dabei um halbstündliche und stündliche Werte handelte (näheres zur zeitlichen Auflösung der einzelnen Datensätze siehe Pegelprotokoll). Während der Projektlaufzeit wurden einige zusätzliche Daten digitalisiert und zur Reduktion der Unsicherheiten in die Analysen einbezogen. Für den Pegel Hörnum wurden die Daten der Jahre 1950, 1965, 1976 und 1987 durch den Landesbetrieb Straßen, Brücken und Gewässer in Hamburg (LSBG) digitalisiert und ebenso als minutliche Werte zur Verfügung gestellt, wie die durch den Landesbetrieb Küstenschutz, Nationalpark und Meeresschutz Schleswig-Holstein (LKN-SH) digitalisierten Daten der Jahre 1951 und 1952 des Pegels Wyk.

Neben diesen hochaufgelösten Daten stehen, wie in Abb. 2 zu sehen ist, Zeitreihen der Tidehoch- und Tideniedrigwasserscheitel für die meisten Pegel lückenlos ab 1936/1937 zur Verfügung. Längere Zeitreihen stellen lediglich die Pegel Cuxhaven (ab 1843), Norderney (ab 1901) und Leuchtturm (Lt.) Alte Weser (ab 1903) bereit. Im Falle des Pegels Lt. Alte Weser sind vor 1930 einige Lücken vorhanden. Diese sind darauf zurückzuführen, dass für die betreffenden Jahre zwar grundsätzlich Daten zur Verfügung stehen, diese jedoch nicht ausreichen, um MSL-Jahreswerte entsprechend der in Kap. 3 beschriebenen Definition zu generieren.

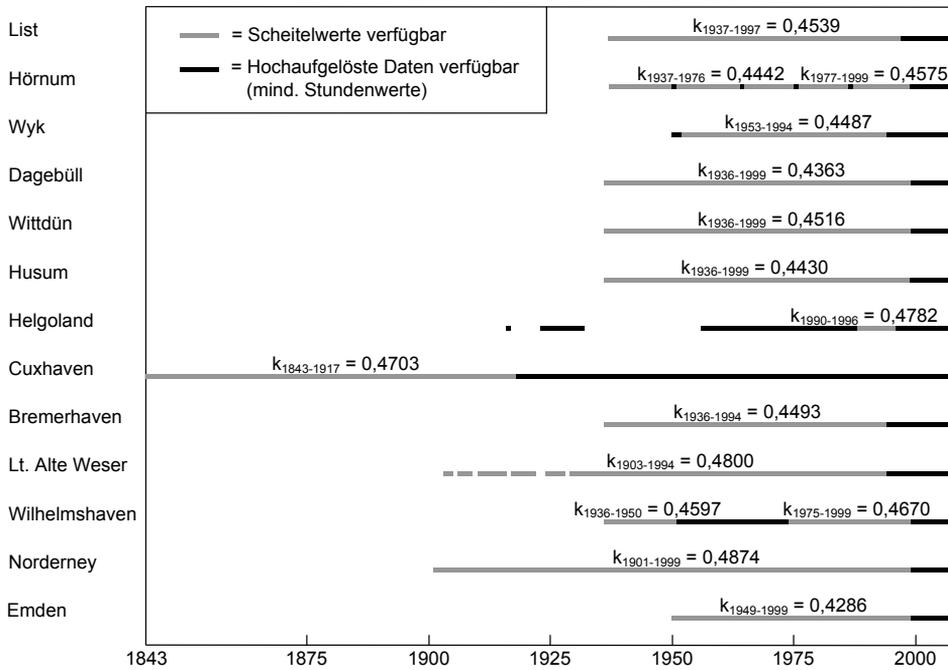


Abb. 2: Für die Analysen verfügbare Datensätze mit Unterscheidung zwischen hochaufgelösten Daten (mind. stündliche Werte) und Scheitelwerten (Thw und Trnw) und k-Werte, die für die einzelnen Pegel auf Basis der hochaufgelösten Daten ermittelt wurden

Näheres zu den ebenfalls in Abb. 2 dargestellten k-Werten (dimensionsloser Parameter der Tidekurvenverformung) für die einzelnen Untersuchungspegel und die verschiedenen Zeiträume ist Kapitel 3.2 zu entnehmen.

Zur Sicherstellung einer (zumindest näherungsweise) einheitlichen Qualität der akquirierten Daten, wurde zunächst eine zusätzliche und einheitliche Plausibilisierung durchgeführt. Das hierfür genutzte Programm wurde am Forschungsinstitut Wasser und Umwelt (fwu) entwickelt und auf alle verfügbaren Datensätze gleichermaßen angewendet. Dabei wurde nach folgenden Auffälligkeiten in den Zeitreihen der hochaufgelösten Daten und der Scheitelwerte gesucht:

- Grenzwertüberschreitungen, wobei sich die Grenzwerte an den höchsten Tidehochwassern (HHThw) und niedrigsten Tideniedrigwassern (NNTnw) aus den Deutschen Gewässerkundlichen Jahrbüchern (DGJ) orientieren.
- Zeiträume, in denen der Wasserstand sehr lange (> 60 Minuten) einen konstanten Wert angenommen hat.
- Datenlücken (in den Ursprungsdatensätzen häufig mit dem Wert -777 gekennzeichnet).

Im Falle einer Warnung wurden die entsprechenden Zeiträume in den Originaldatensätzen visuell geprüft und ggf. gelöscht. So wurden beispielsweise Tiden, die eine Lücke > 60 Minuten aufweisen, entfernt. D.h. die vorhandene Lücke wurde bis zu den umgebenden Tnw erweitert.

Die Ergebnisse der Plausibilisierung bzw. eine Übersicht der gelöschten Zeiträume für die einzelnen Datensätze enthält das Pegelprotokoll. Weitere aufwendige Tests zu kleineren ungewöhnlichen Verformungen einzelner Tidekurven sind nicht durchgeführt worden, da diese Einzelfälle die hier im Wesentlichen genutzten Jahreswerte nicht beeinflussen.

2.3 Berücksichtigung von Pegeloffsets

Im Rahmen des KFKI-Forschungsverbundvorhabens *IKÜS – Aufbau eines integrierten Höhenüberwachungssystems in Küstenregionen durch Kombination höhenrelevanter Sensorik*, welches im Jahr 2008 abgeschlossen wurde, wurden detaillierte Untersuchungen zu höhenrelevanten Messverfahren im Bereich der deutschen Nordseeküste durchgeführt. Dabei hat sich der Teil IKÜS-B, bearbeitet durch die Bundesanstalt für Gewässerkunde (BfG), intensiv mit dem Thema „Pegel/Pegellagen“ befasst. Hierbei wurde festgestellt, dass es in der Vergangenheit teilweise zu Fehlinterpretationen der Pegelvorschrift (LAWA und BMV, 1997) gekommen ist, welche durch die Bund-/Länder-Arbeitsgemeinschaft Wasser (LAWA) und das Bundesministerium für Verkehr (BMV) veröffentlicht wurde. Dies hat sich in Form von manuellen Verschiebungen der Pegellatten und somit Änderungen in den Sollhöhenunterschieden zwischen Pegelnullpunkt und den (repräsentativen) Pegelfestpunkten geäußert. Im Rahmen von IKÜS wurden die geodätischen Pegelinformationen sehr aufwendig aufbereitet, so dass rückwirkend eine konstante Beziehung zwischen Pegelnullpunkt und repräsentativem Pegelfestpunkt hergestellt werden kann. Faktisch bedeutet dies, dass Korrekturen (im Folgenden als Offsets bezeichnet) an die verfügbaren Wasserstandszeitreihen anzubringen sind, um diese entsprechend zu homogenisieren. Detailliertere Informationen zu der beschriebenen Problematik, den genutzten Verfahren zur Aufbereitung der erforderlichen Daten und eine umfangreiche Ergebnisdarstellung sind IKÜS (2008) oder WANNINGER et al. (2009) zu entnehmen.

Für das Projekt AMSeL wurden die in IKÜS ermittelten Offsets berücksichtigt, um eine möglichst hohe Qualität bei den für die Analysen genutzten Daten zu erzielen. Da auch im IKÜS-Projekt ausgewählte Pegel untersucht wurden, wobei andere Ansprüche und Zielsetzungen im Vordergrund standen, stehen entsprechende Ergebnisse nicht für alle, jedoch die meisten der hier gewählten Un-

tersuchungspegel zur Verfügung. Diese sind: Emden, Norderney, Bremerhaven, Wilhelmshaven, Cuxhaven, Helgoland, Hörnum und Dagebüll.

Für die Aufbereitung der Wasserstandsdaten im AMSeL-Projekt wurden die ermittelten Offsets (siehe IKÜS, 2008) nicht in vollem Umfang berücksichtigt. Da die Offsets millimetergenau ermittelt wurden, die Wasserstandszeitreihen jedoch zentimetergenau zur Verfügung stehen, wurden nur Offsets > 1 cm berücksichtigt. Hierdurch wird vermieden, dass ohnehin in den Wasserstandszeitreihen vorhandene Rundungsfehler ggf. noch einmal vergrößert werden. Entsprechend aufbereitete Tabellen und Grafiken mit den berücksichtigten Offsets sind im Pegelprotokoll enthalten. Es kann festgehalten werden, dass die Auswirkungen durch das Anbringen der Offsets für die meisten Untersuchungspegel sehr gering sind. Hierdurch wird die Annahme gestützt, welche zwangsläufig zu treffen war und davon ausgeht, dass die Auswirkungen für die hier genutzten aber nicht in IKÜS untersuchten Pegel ebenfalls gering wären, wenn entsprechende Offsets zur Verfügung stehen würden. Eine Ausnahme stellt der Pegel Norderney dar, für den teilweise Offsets in einer Größenordnung von 5 cm über längere Zeiträume hinweg ermittelt wurden.

2.4 Abschließende Beurteilung der Qualität der verfügbaren Datensätze

Wie in der Einführung bereits erwähnt wurde, ist die Verfügbarkeit von Wasserstandszeitreihen für die Deutsche Bucht im weltweiten Vergleich als sehr gut zu beurteilen. Dies betrifft sowohl die Dichte des betriebenen Messnetzes, als auch die Gesamtlänge der verfügbaren Zeitreihen und deren Vollständigkeit (für die meisten Pegel sind keinerlei oder nur kurze Lücken vorhanden). Im Vergleich zu anderen europäischen Küstenanrainern (z.B. England) ist die Verfügbarkeit von lange zurückreichenden hochaufgelösten Daten (mit Ausnahme weniger Pegel, wie z.B. Cuxhaven) hingegen als mittelmäßig zu bezeichnen. Analoge Pegelschriebe über lange Zeiträume (für die meisten Pegel mind. ab ca. 1935) liegen jedoch in den entsprechenden Dienststellen vor. Dadurch besteht grundsätzlich die Möglichkeit, längere hochaufgelöste Zeitreihen im Nachhinein zu digitalisieren. Dabei handelt es sich um einen zeitaufwendigen und dementsprechend kostenintensiven Arbeitsaufwand, der wie die folgenden Analysen zeigen werden, jedoch einen Mehrwert bzw. eine deutliche Qualitätsverbesserung der Untersuchungsergebnisse erwarten lässt.

Insgesamt sind die hier berücksichtigten Datensätze hinsichtlich ihrer Qualität differenziert zu beurteilen. Bei allen Datenreihen kann nach 1935 von einer sehr guten Qualität ausgegangen werden. Diese Annahme gründet sich zum Einen auf die Tatsache, dass seit 1935 Aufzeichnungen über regelmäßige Höhenkontrollen der Pegelfestpunkte vorliegen (WANNINGER et al., 2009). Zum Anderen zeigen Analysen, die im Rahmen früherer Untersuchungen (z.B. JENSEN, 1984; SCHÖNFELD und JENSEN, 1991) und auch im Rahmen des AMSeL-Projektes durchgeführt wurden, einen sehr starken Zusammenhang zwischen den einzelnen Zeitreihen ab 1935. Für den Zeitabschnitt vor 1935 stehen überhaupt nur für 4 Pegel Daten zur Verfügung, wobei es sich für Helgoland nur um wenige Jahre handelt, für die Stundenwerte aus Digitalisierarbeiten vorliegen. Somit können für den Zeitabschnitt vor 1935 bei Trendanalysen nur die Pegel Cuxhaven, Lt. Alte Weser und Norderney genutzt werden (siehe Kap. 3.4). Für alle drei Pegel ergeben sich für den genannten Zeitabschnitt gewisse Unsicherheiten, die auf das Fehlen von detaillierten Informationen zu den verschiedenen Höhenbezügen zurückzuführen sind.

Im Falle des Pegels Norderney zeigen die Ergebnisse des IKÜS-Projektes, dass zur Homogenisierung der Zeitreihe viele Offsets anzubringen sind, die signifikante Auswirkungen auf die Gesamtzeitreihe haben. Aufgrund des Fehlens detaillierter Informationen für den Zeitabschnitt vor 1935 konnten in IKÜS keine Offsets für diese Zeitspanne ermittelt werden. Dadurch ergibt sich für die im AMSeL-Projekt genutzten Datenreihen des Pegels Norderney eine Unsicherheit für die Zeitspanne von 1901 bis 1935.

Im Falle des Pegels Lt. Alte Weser stammen die Daten vor 1964 ursprünglich vom Pegel Roter Sand und wurden mittels einer Regressionsbeziehung (siehe JENSEN et al., 1988) auf den Pegel Lt. Alte Weser übertragen. Gleichzeitig finden sich im Stammbuch des Pegels Roter Sand Hinweise auf u.U. stattgefundenen und nicht eindeutig erfasste Verschiebungen des Pegelnullpunktes zu unterschiedlichen Zeiträumen vor 1935. Eine Überprüfung, ob solche Verschiebungen stattgefunden haben und wenn ja zu welchen Zeitpunkten und in welchem Umfang konnte bisher nicht belastbar erfolgen. Grundsätzlich lassen die Untersuchungen von DANGENDORF (2010) zur Detektion von Bruchpunkten in Wasserstandszeitreihen, bei entsprechender Weiterentwicklung, jedoch darauf hoffen, dass eine ggf. erforderliche Homogenisierung der Zeitreihe in Zukunft erfolgen kann. Für die hier durchgeführten Analysen ergibt sich zunächst wiederum eine Unsicherheit für den Zeitabschnitt vor 1935.

Für den Pegel Cuxhaven liegen Daten ab 1843 vor, wobei Stundenwerte aus aufwendigen Digitalisierarbeiten (veranlasst durch Dipl.-Ozean. Ralph Annusch, i.R., ehemals BSH) ab 1918 verfügbar sind. Für den Zeitabschnitt 1855 bis 1912 ermitteln LASSEN et al. (1984) auf Basis der Auswertung von historischen Nivellements eine Bauwerkssetzung des Leuchtturms Cuxhaven, an dem eine eingehauene Kerbe zur Höhenkontrolle des Pegelnullpunktes herangezogen wurde. Auf Grundlage der Ergebnisse geben SIEFERT und LASSEN (1985) Korrekturfunktionen für unterschiedliche Zeiträume zwischen 1855 und 1900 an, die an die Daten aus den Gewässerkundlichen Jahrbüchern zur Homogenisierung angebracht werden sollen. Von JENSEN et al. (1988) (KFKI-Vorhaben zur „Wasserstandsentwicklung in der Deutschen Bucht“) wurden die genannten Korrekturen in einem späteren Vorhaben mit Beteiligung von Herrn Prof. Siefert in der projektbegleitenden Gruppe jedoch nicht berücksichtigt. Zudem weisen LASSEN et al. (1984) darauf hin, dass Lentz, dessen Nivellement aus dem Jahr 1855 u.a. Grundlage für die Bestimmung der Senkungsraten war, selbst Zweifel an der Richtigkeit der von ihm ermittelten Höhen geäußert hat. Ohne die Berücksichtigung dieses Nivellements würden sich andere Senkungsraten ergeben, die zu berücksichtigen wären. Des Weiteren ist fraglich, ob die aus den Nivellements ermittelten Höhenunterschiede in vollem Umfang auf lokale Setzungen im Bereich des Leuchtturmes zurückzuführen sind. Aus den veröffentlichten Ergebnissen wird nicht eindeutig, ob nicht teilweise auch die Unterschiede in den großräumigeren Vertikalbewegungen zwischen den Ausgangspunkten der Nivellements (Bremen und Hamburg) und dem Bereich Cuxhaven in den Messungen erfasst wurden. Eine Korrektur der Pegelzeitreihen um diesen Anteil an Vertikalbewegungen wäre nicht korrekt, da hier die Analyse des relativen MSL (RMSL) im Vordergrund steht und auch keine Korrektur der restlichen Zeitreihe (nach 1900) erfolgt. Durch Anbringen der Korrekturen wären die Daten von 1843 bis 1855 nicht länger nutzbar, da für diese Zeitspanne keinerlei Informationen aus weiteren Nivellements vorliegen. Aufgrund dieser Ausführungen wurde beschlossen, die von SIEFERT und LASSEN (1985) empfohlenen Korrekturen im AMSeL-Projekt nicht zu berücksichtigen. Wie die Erläuterungen zeigen, ergibt sich auch hierdurch eine Unsicherheit, die in diesem Fall den Zeitabschnitt 1843 bis 1900 betrifft. Da der Pegel Cuxhaven der einzige Pegel ist, für

den Daten von vor 1900 verfügbar sind, sind die im späteren Verlauf dargestellten Ergebnisse besonders für diesen Zeitabschnitt entsprechend zu bewerten.

Aus Korrelationsanalysen zwischen den drei Pegeln (Lt. Alte Weser, Norderney und Cuxhaven) für die Zeitspanne 1900 bis 1935 konnten trotz der erwähnten Unsicherheiten starke und signifikante Zusammenhänge ermittelt werden. Dies begründet die Entscheidung, hier nicht auf die historischen und wertvollen Informationen der wenigen langen Pegelzeitreihen zu verzichten.

3. Methodisches Vorgehen

Im Folgenden sollen die im Rahmen des AMSeL-Projektes genutzten und teilweise neu- bzw. weiterentwickelten Verfahren und Methoden im Detail vorgestellt werden. Zunächst wird die Art und Weise erläutert, mit der die zu analysierenden MSL-Zeitreihen generiert wurden, bevor intensiver auf die Analyseverfahren (für MSL, Verweildauern und Tideketten) eingegangen wird.

3.1 Generierung von MSL-Zeitreihen auf Basis hochaufgelöster Pegeldaten

Ziel ist es, für die ausgewählten Pegel möglichst lange und qualitativ hochwertige MSL-Zeitreihen zu generieren. Bei alleiniger Berücksichtigung der hochaufgelösten Daten würden für die meisten Pegel lediglich Zeitreihen mit einer Länge von ca. 10 Jahren zur Verfügung stehen. Wie aus Abb. 3 zu erkennen ist, kann der MSL, der dem mittleren Tidemittelwasser (MTmw) entspricht (DIN 4049-3), als Schwerelinie der Tidekurve, jedoch ausschließlich auf Basis solcher hochaufgelöster Daten ermittelt werden. Auf Basis der Scheitelwerte können lediglich Zeitreihen des mittleren Tidehalbwassers (MT^{1/2}w) generiert werden, die, wie anhand der späteren Analysen zu erkennen sein wird, besonders im Bereich der Deutschen Bucht deutliche Unterschiede zum MSL aufweisen können. Es wurde daher eine Methode genutzt bzw. weiterentwickelt, die es ermöglicht MSL-Zeitreihen und MT^{1/2}w-Zeitreihen zu kombinieren, ohne dabei die Analyseergebnisse zu verfälschen. Bevor diese Methode im nachfolgenden Kapitel im Detail erläutert wird, soll hier kurz beschrieben werden, auf welche Weise und unter Berücksichtigung welcher Definitionen MSL-Zeitreihen aus hochaufgelösten Daten im Rahmen des AMSeL-Projektes generiert wurden.

Liegen hochaufgelöste Datensätze vor, errechnet sich der MSL als arithmetisches Mittel aller registrierten Werte über einen bestimmten Zeitabschnitt. Dabei können Stundenwerte oder noch höher aufgelöste Datensätze genutzt werden (IOC, 2002; PUGH, 2004). Alternativ können Filterverfahren (z.B. Doodson X0 Filter) zum Einsatz kommen, um den Tideeinfluss zu eliminieren und anschließend den MSL-Wert für den betrachteten Zeitabschnitt (z.B. Monat) zu berechnen (IOC, 2002). Beim Umgang mit Datenlücken wurden im AMSeL-Projekt die Definitionen des Permanent Service of Mean Sea Level (PSMSL, <http://www.psmsl.org/>) berücksichtigt, auf dessen Datenbank für die meisten international durchgeführten MSL-Untersuchungen zurückgegriffen wird.

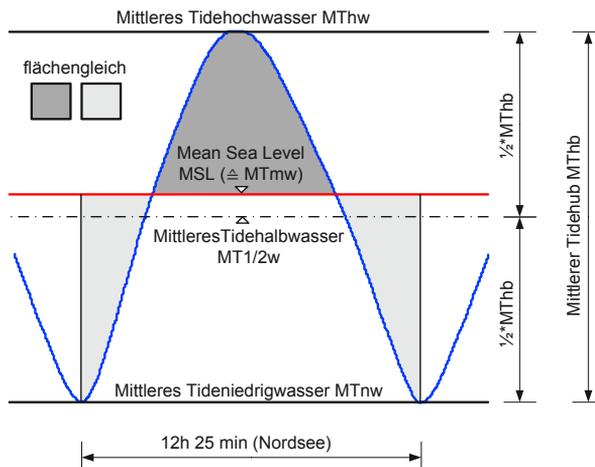


Abb. 3: Tidekurve mit ausgewählten Parametern zur Darstellung des Unterschiedes zwischen MSL und $\text{MT}^{1/2\text{w}}$

Demnach wird ein MSL-Monatswert nur dann berechnet, wenn für mind. 15 Tage des betrachteten Monats Wasserstandswerte vorliegen. Ein MSL-Jahreswert wird nur errechnet, wenn 11 bzw. 12 Monatswerte für das betreffende Jahr vorhanden sind. Dabei wird eine Gewichtung entsprechend der Anzahl der Tage, aus denen die jeweiligen Monatswerte ermittelt wurden, vorgenommen.

Wie aus dem vorigen Kapitel zu entnehmen ist, stehen für die hier geplanten Untersuchungen teilweise verschiedene hochaufgelöste Datensätze (1-, 30-, 60-Minutenwerte) für ein und denselben Pegel zur Verfügung (Cuxhaven, Helgoland, Wilhelmshaven). Um die MSL-Zeitreihen aus Minutenwerten mit denjenigen aus Stundenwerten verbinden zu können, muss geprüft werden, ob die Unterschiede in der zeitlichen Auflösung einen Einfluss auf die MSL-Jahreswerte besitzen. Letztere bilden die Grundlage für alle weiteren Analysen.

Abb. 4 zeigt einen Vergleich zwischen Jahreswerten, die auf Basis von Minutenwerten ermittelt wurden, mit solchen, die auf Basis von Stundenwerten errechnet wurden (jeweils für den Pegel Cuxhaven und den Zeitabschnitt von 1998 bis 2008). Die in der Abbildung verwendete Abkürzung RMSL steht für relativer MSL und soll verdeutlichen, dass die durchgeführten Analysen (wie auch die meisten der nun folgenden) auf der Basis von direkt beobachteten Zeitreihen stattgefunden haben, die ggf. durch Vertikalbewegungen des Landes beeinflusst sind (näheres siehe Kap. 3.6 und 4.4). Beide Zeitreihen verlaufen nahezu deckungsgleich und auch aus den abgebildeten Residuen lässt sich kein systematischer Unterschied feststellen.

Berücksichtigt man, dass die Wasserstände ohnehin lediglich zentimetergenau angegeben werden, ist der hier ermittelte Unterschied für alle berücksichtigten Jahre als Null anzusetzen. Somit können RMSL-Zeitreihen die aus Minutenwerten, stündlichen- oder halbstündlichen Werten generiert wurden ohne weitere Korrektur miteinander verbunden und analysiert werden.

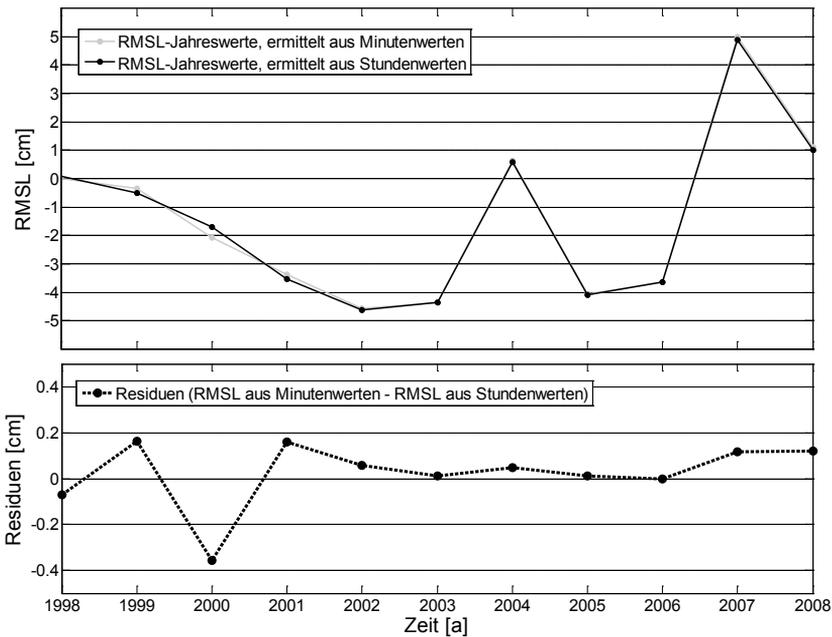


Abb. 4: Unterschied zwischen RMSL-Jahreswerten, die aus Minutenwerten bzw. Stundenwerten generiert wurden

3.2 Generierung von MSL-Zeitreihen auf Basis von Scheitelwerten mittels des k-Wert Verfahrens

Entsprechend der Informationen aus dem vorherigen Kapitel können RMSL-Zeitreihen (Landsenkungen nicht berücksichtigt) für alle in Abb. 2 dargestellten Zeiträume mit hochaufgelösten Daten ermittelt werden. Im Folgenden wird die Methodik beschrieben, die verwendet wurde, um auch die langen Scheitelwertzeitreihen für die geplanten Analysen nutzbar zu machen.

3.2.1 Problemstellung und Verfahrensbeschreibung

Wie aus Abb. 3 zu entnehmen ist, können MSL-Zeitreihen nicht durch alleinige Berücksichtigung von Scheitelwerten generiert werden. Die in der Abbildung dargestellte Differenz zwischen MSL (aus hochaufgelösten Daten) und $MT^{1/2w}$ (aus Scheitelwerten) wurde bereits von LENTZ (1879) beschrieben und ergibt sich aufgrund von Verformungen der Tidewelle im Flachwasserbereich. Die Größe der Differenz zwischen MSL und $MT^{1/2w}$ ist stark abhängig von der Topographie des lokalen Küstenvorfeldes und damit sehr pegelspezifisch. Im Bereich der Deutschen Bucht ist der Effekt aufgrund der vergleichsweise geringen Wassertiefen im Küstennahbereich sehr stark ausgeprägt. Aus Vergleichsuntersuchungen im AMSeL-Projekt ergaben sich Differenzen zwischen MSL und $MT^{1/2w}$ von ca. 3 cm (Norderney) bis ca. 23 cm (Emden).

Einen Ansatz zur Berücksichtigung dieser Differenzen durch die Ermittlung und Einbeziehung so genannter k-Werte beschreibt LASSEN (1989). Der k-Wert ist dabei ein dimensionsloser Parameter, der einen Rückschluss darüber zulässt, wie stark die Tidekurve an einem bestimmten Pegel verformt

ist. Nach LASSEN (1989) errechnet sich der k -Wert für eine bestimmte Zeitspanne über folgende Gleichung:

$$k = \frac{(MThw - MSL)}{MThb} \quad (1)$$

Wobei $MThw$ gleich der Zeitreihe des mittleren Tidehochwassers und $MThb$ gleich der Zeitreihe des mittleren Tidehubs ist. Im Falle einer symmetrischen Tidekurve ergibt sich demnach ein k -Wert von 0,5. Je stärker der k -Wert nach unten abweicht, desto stärker die Verformung der Tidekurve am betrachteten Pegelstandort. Da auch der MSL in die Ermittlung der k -Werte einfließt, können beispielsweise k -Monatswerte ausschließlich für diejenigen Zeiträume ermittelt werden, für die hochaufgelöste Daten zur Verfügung stehen.

Nach der obigen Gleichung lässt sich der MSL für einen bestimmten Pegelstandort bei bekanntem k -Wert und verfügbarer Scheitelwerte über folgende Beziehung ermitteln:

$$MSL = MThw - k \cdot MThb \quad (2)$$

Um über diese Beziehung im vorliegenden Fall lange zurückreichende $RMSL$ -Zeitreihen aus den Scheitelwerten zu generieren (um diese mit den $RMSL$ -Zeitreihen aus den hochaufgelösten Daten zu kombinieren) muss die Annahme getroffen werden, dass der k -Wert keinen signifikanten zeitabhängigen Änderungen unterworfen ist und eine konstante Größe für einen betrachteten Standort darstellt. Da diese Annahme ohne weitere Untersuchungen nicht belastbar getroffen werden kann, wurden im Rahmen des AMSeL-Projektes zunächst k -Monatswertzeitreihen für alle Zeiträume mit hochaufgelösten Daten ermittelt, die anschließend mit Hilfe verschiedener Tests auf Stationarität geprüft wurden (siehe Kap. 3.2.2). Durch Berücksichtigung der Zeitabhängigkeit ergibt sich für die Bestimmung des k -Wertes nach Gleichung (1) folgende Beziehung:

$$k(t) = \frac{(MThw(t) - MSL(t))}{MThb(t)} \quad (3)$$

Wobei $MThw(t)$ gleich der Zeitreihe des monatlichen $MThw$, $MSL(t)$ gleich der Zeitreihe des monatlichen MSL und $MThb(t)$ gleich der Zeitreihe des monatlichen $MThb$ ist.

3.2.2 Stationaritätstests

Wie oben erwähnt, wurden im Rahmen des AMSeL-Projektes verschiedene Testverfahren angewendet, um zu prüfen, ob die aus den hochaufgelösten Daten ermittelten k -Monatswertzeitreihen als stationär angenommen werden können. Ist dies der Fall, kann der mittlere k -Wert eines Pegels genutzt werden, um lange zurückreichende $RMSL$ -Zeitreihen aus den Scheitelwerten zu generieren. Im umgekehrten Fall müssen identifizierte Instationaritäten der k -Werte bei der Generierung von

RMSL-Zeitreihen berücksichtigt werden. Nach SALAS (1993) gilt eine Zeitreihe als stationär, wenn sie frei von Trends, Sprüngen und Periodizitäten ist. Um dies nachzuweisen, wurden hier insgesamt drei verschiedene statistische Testverfahren, so genannte Stationaritätstests genutzt. Dabei handelt es sich um einen 2-dimensionalen Kolmogorov-Smirnov-Test, einen Sliding-Window-Test und den Mann-Kendall-Test. Die einzelnen Testverfahren werden im Folgenden kurz erläutert und die jeweiligen Ergebnisse anhand einer ausgewählten Zeitreihe detailliert und im Anschluss im Gesamtüberblick dargestellt. Für nähere Informationen zu den genutzten Testverfahren wird auf MUDERSBACH (2010) und die darin erwähnten Literaturquellen verwiesen.

Beim 2-dimensionalen Kolmogorov-Smirnov-Test (KS-Test) wird geprüft, ob ausgewählte Stichproben signifikante Unterschiede hinsichtlich ihrer kumulierten Wahrscheinlichkeiten bezogen auf eine als Referenzzeitreihe definierte Stichprobe aufweisen. Da hier immer nur eine einzelne k-Monatswertzeitreihe auf Stationarität geprüft werden soll, werden die ersten (bzw. letzten) 12 Monate als Referenzzeitreihe definiert und anschließend mit denjenigen Zeitreihen verglichen, die sich beim Verschieben des 12-monatigen Zeitfensters um je einen Monat ergeben. Da die Ergebnisse in diesem Fall relativ stark von den statistischen Eigenschaften der Referenzzeitreihe abhängen, wird der Test beidseitig durchgeführt, d.h. einmal bilden die ersten 12 Monatswerte die Referenzzeitreihe und einmal die letzten. Als Vergleichsgröße wird die maximale Differenz D_{ks} zwischen den kumulierten Wahrscheinlichkeitsverteilungen des jeweils betrachteten Zeitfensters und der Referenzzeitreihe ermittelt. Die Nullhypothese H_0 besagt dabei, dass die beiden zu vergleichenden Zeitreihen identisch sind. Sie wird beim Überschreiten festgelegter Signifikanzniveaus (in Abhängigkeit einer gewählten Irrtumswahrscheinlichkeit und der Zeitfensterlänge) verworfen. Die Gegenhypothese H_1 besagt, dass die beiden zu vergleichenden Zeitreihen unterschiedlich sind. Im vorliegenden Fall werden viele 12-monatige Stichproben der verfügbaren k-Wert-Zeitreihe mit der Referenzzeitreihe (die ersten oder letzten 12 Monate) verglichen, wobei die Nullhypothese in einigen Fällen angenommen und in anderen verworfen wird. Die noch offene Frage besteht darin, ab welchem Anteil an Verwerfungen der Nullhypothese (Ablehnungsrate) eine Zeitreihe belastbar als instationär bezeichnet werden kann. Eine auf Monte-Carlo-Simulationen basierende Methode zur Bestimmung von Grenzwerten der Ablehnungsraten, bei deren Überschreiten Instationarität angenommen wird, ist in MUDERSBACH (2010) beschrieben. Dabei wurden Grenzwerte für die Ablehnungsraten im Bereich 20-30% in Abhängigkeit der Zeitfensterlänge und der Gesamtlänge der Zeitreihe ermittelt. Mit Hilfe von Sensitivitätsanalysen, bei denen das in MUDERSBACH (2010) beschriebene Vorgehen auf Basis von k-Wert-Zeitreihen wiederholt wurde, wurden ähnliche Ablehnungsraten ermittelt. Einer konservativen Abschätzung folgend, wurde festgelegt, dass eine k-Wert-Zeitreihe beim Überschreiten einer Ablehnungsrate von 20% als instationär zu bezeichnen ist. Aus Abb. 5 ist zu erkennen, dass sich für die k-Wert-Zeitreihe des Pegels Wilhelmshaven von 1950 bis 1974 unterschiedliche Ergebnisse ergeben, je nachdem welches Zeitfenster als Referenz herangezogen wird. Liegt das Referenzzeitfenster am Anfang der Stichprobe, so ist die Ablehnungsrate $< 20\%$ und die Zeitreihe wird als stationär angenommen. Umgekehrt, wird die Ablehnungsrate von 20% überschritten, wenn das Referenzzeitfenster am Ende der Zeitreihe liegt. Allein auf Basis dieser Ergebnisse, ist die Entscheidung, ob die zugrunde liegende Zeitreihe als stationär oder instationär anzunehmen ist, nur schwierig zu treffen. Um eine belastbare und objektive Entscheidung treffen zu können sind weitere Tests erforderlich.

Eine ähnliche, auf gleitenden Zeitfenstern basierende Vorgehensweise wie beim KS-Test wird auch beim Sliding-Window-Test genutzt (Abb. 6). In diesem Fall werden die Mittelwerte für die

Referenzstrichproben (die ersten bzw. letzten 12 Monatswerte) inklusive der 95%-Konfidenzintervalle berechnet. Anschließend werden die Mittelwerte für die gleitenden 12-monatigen Zeitfenster berechnet und geprüft, wie groß der Anteil ist, der sich innerhalb der Konfidenzintervalle des Mittelwertes des Referenzzeitfensters befindet.

Auch hierzu wurden von MUDERSBACH (2010) umfangreiche Analysen basierend auf Monte-Carlo-Simulationen durchgeführt, mit deren Hilfe Grenzwerte für die Ablehnungsraten bzw. Überschreitungsraten bestimmt wurden. Demnach wird eine Zeitreihe als instationär angenommen, wenn die Überschreitungsrate $> 60\%$ ist. Auch dieser Wert konnte mit Hilfe von Sensitivitätsanalysen auf der Basis von k-Wert-Zeitserien im Rahmen des AMSeL-Projektes bestätigt werden. Die Ergebnisse des Sliding-Window-Tests mit einer Zeitfensterlänge von 12 Monaten (Pegel Wilhelmshaven, 1950 bis 1974) sind in Abb. 6 dargestellt, wobei diese auch hier von der Lage des Referenzzeitfensters abhängen. Liegt das Referenzzeitfenster am Anfang der Zeitreihe, ergibt sich eine Überschreitungsrate $< 60\%$, liegt es am Ende ist die Überschreitungsrate $> 60\%$ und die Zeitreihe als instationär zu bewerten.

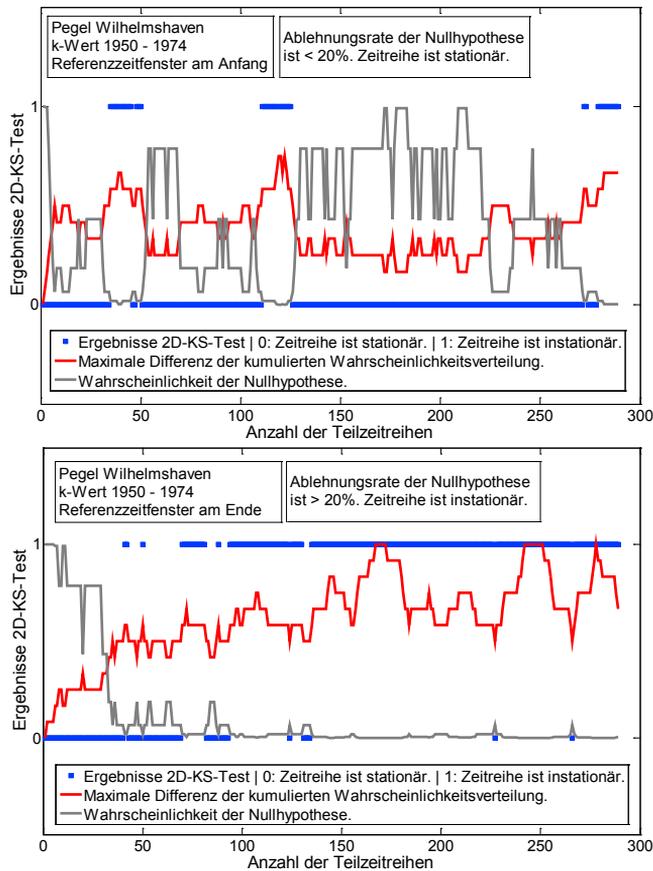


Abb. 5: Ergebnisse des KS-Tests für die k-Monatswertzeitreihe des Pegels Wilhelmshaven und den Zeitabschnitt 1950-1974 unter Berücksichtigung 12-monatiger gleitender Zeitfenster; oben: Referenzzeitfenster am Anfang der Zeitreihe; unten: Referenzzeitfenster am Ende der Zeitreihe

Als weiterer und letzter Test wurde der Mann-Kendall-Test (MANN, 1945) auf alle zur Verfügung stehenden k-Wert-Zeitreihen angewandt. Bei diesem Test wird geprüft, ob ein signifikanter Trend in der zugrunde liegenden Zeitreihe vorhanden ist. Dabei wird das Maß τ der Abhängigkeit zwischen einzelnen Datenpaaren ermittelt und über eine Teststatistik geprüft, ob dieses Maß als signifikant zu bezeichnen ist. Abb. 7 zeigt wiederum die Ergebnisse des Tests für die k-Wert-Zeitreihe des Pegels Wilhelmshaven und den Zeitabschnitt 1950 bis 1974. In der Grafik ist die berücksichtigte Zeitreihe inkl. der linearen Trendfunktion dargestellt, wobei der ermittelte Trend im vorliegenden Fall gemäß Mann-Kendall-Test als signifikant zu bezeichnen ist. Würde man auf Basis dieses Tests entscheiden, wäre die Zeitreihe demnach als instationär anzunehmen.

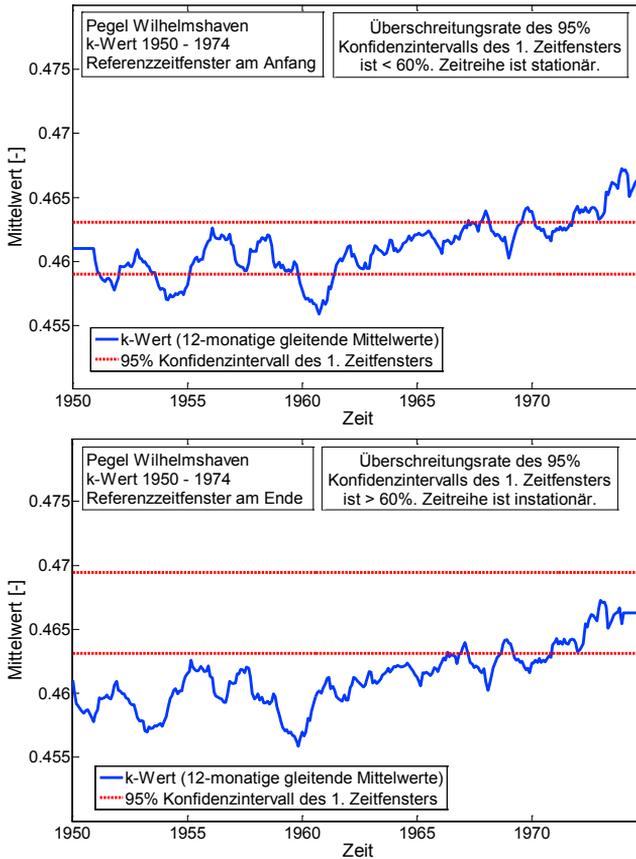


Abb. 6: Ergebnisse des Sliding-Window-Tests für die k-Monatswertzeitreihe des Pegels Wilhelmshaven und die Zeitspanne 1950-1974 unter Berücksichtigung 12-monatiger gleitender Zeitfenster; oben: Referenzzeitfenster am Anfang der Zeitreihe; unten: Referenzzeitfenster am Ende der Zeitreihe

Betrachtet man alle für die k-Wert-Zeitreihe des Pegels Wilhelmshaven (1950 bis 1974) erzielten Ergebnisse der Stationaritätstests, so deuten drei der Tests auf Instationarität und zwei auf Stationarität der Zeitreihe hin. Nach MUDERSBACH (2010) sollte in diesem Fall eine Entscheidung entweder auf Basis des mehrheitlichen Ereignisses getroffen werden oder der Bearbeiter nimmt eine Gewichtung der verwendeten Tests vor. Gleichzeitig werden für eine schnelle Entscheidungsfindung in der Praxis der Mann-Kendall-Test und der Sliding-Window-Test empfohlen. Bei ausschließlicher Berücksichti-

gung dieser beiden Tests würde das Ergebnis im Falle Wilhelmshaven zwei zu eins zu Gunsten der Instationarität lauten. Dementsprechend wurde die Entscheidung getroffen, dass die hier für Beispielzwecke herangezogene k-Wert-Zeitreihe des Pegels Wilhelmshaven für die Zeitspanne 1950 bis 1974 als instationär anzusehen ist (siehe auch Tab. 1), was für die spätere Ermittlung von RMSL-Zeitreihen auf Basis der Scheitelwerte zu berücksichtigen ist (siehe unten).

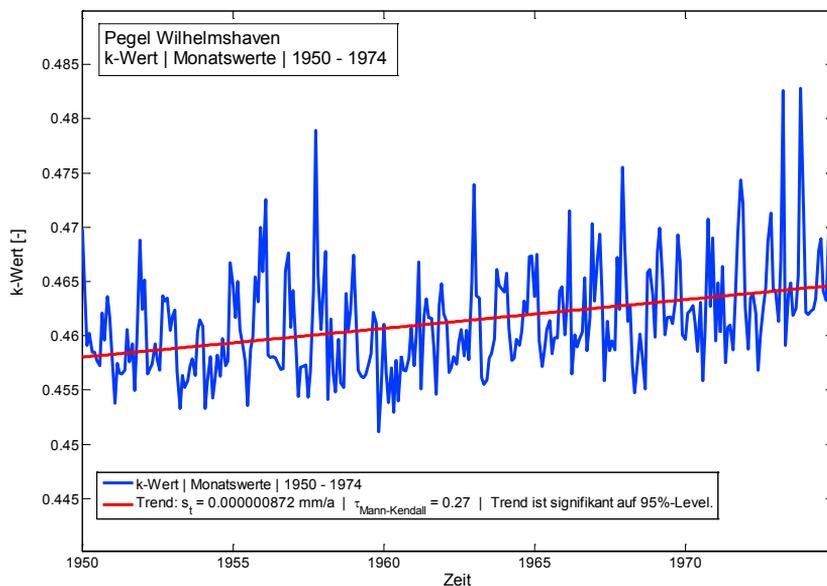


Abb. 7: Ergebnis des Mann-Kendall-Tests für die k-Monatswertzeitreihe des Pegels Wilhelmshaven und den Zeitabschnitt 1950-1974

Tab. 1 enthält eine Gesamtübersicht über die Ergebnisse, die bei den Stationaritätstests aller hier berücksichtigten Pegel und den unterschiedlichen Zeiträumen erzielt wurden. Grundsätzlich wurde die Entscheidung, ob eine Zeitreihe als stationär oder instationär anzunehmen ist, auf Basis der mehrheitlichen Ereignisse getroffen. Diesem Ansatz folgend sind alle weiteren hier analysierten Zeitreihen als stationär anzunehmen. Das bedeutet, dass ein mittlerer k-Wert aus allen Monatswerten berechnet und zur Generierung langer RMSL-Zeitreihen nach Gl. 2 genutzt werden kann.

Die Hauptunsicherheit in der beschriebenen Vorgehensweise besteht darin, dass für die meisten Pegel lediglich geprüft werden kann, ob der k-Wert über die letzten ca. 10 Jahre hinweg als stationäre Größe an dem betrachteten Ort angenommen werden kann. Wie am Beispiel Wilhelmshaven zu erkennen ist, kann es jedoch in der Vergangenheit (i.d.R. durch bauliche Eingriffe) zu Änderungen im k-Wert gekommen sein, die in diesen Fällen nicht erfasst werden. Die Digitalisierung weiterer historischer Daten in hochaufgelöster Form kann dazu beitragen, diese Unsicherheit maßgeblich zu reduzieren. Die Ergebnisse in Kap. 3.2.3 deuten darauf hin, dass die Anwendung der hier gewählten Vorgehensweise unter Berücksichtigung von auf Stationarität geprüften k-Werten gerechtfertigt ist. Es werden bessere Ergebnisse erzielt, als es der Fall wäre, wenn alternativ ausschließlich mit Tidehalbwasserzeitreihen gearbeitet würde.

In Abb. 2 sind die k-Werte dargestellt, welche für die verschiedenen Pegel ermittelt und zur Generierung von RMSL-Zeitreihen auf Basis der Scheitelwerte herangezogen wurden. Wie aus den

vorangegangenen Analysen hervorgeht, wurde instationäres Verhalten der k-Werte am Pegel Wilhelmshaven festgestellt, was bei der Ermittlung von RMSL-Zeitreihen auf Basis der Scheitelwerte zu berücksichtigen ist.

Dazu wurde die Zeitreihe von 1950 bis 1974 mit Hilfe des Standard-Normal-Homogeneity Tests (SNHT), einem Verfahren zur Detektion von Bruchpunkten in Zeitreihen, auf Sprünge hin untersucht. Näheres zu dem Testverfahren und dessen Anwendbarkeit im Zusammenhang mit Wasserstandszeitreihen der Deutschen Bucht ist in DANGENDORF (2010) zu finden. Die Ergebnisse in Abb. 8 deuten auf zwei Sprünge in der betrachteten Zeitreihe hin, die für die weiteren Analysen von Bedeutung sind. Diese traten im August 1972 und im September 1963 auf, wobei letzterer zumindest zeitlich mit der Ausbaggerung des Hafens 1959 bis 1963 in Verbindung gebracht werden kann (www.wsa-wilhelmshaven.de).

Tab. 1: Übersicht über die für die Untersuchungspegel und unterschiedlichen Zeiträume erzielten Ergebnisse der Stationaritätstests der k-Wert-Zeitreihen

Pegel	Zeitraum	Mann-Kendall	Kolmogorov-Smirnov		Sliding-Window		Beurteilung des Verhaltens d. Zeitreihe
		-	Anfang	Ende	Anfang	Ende	
Bremerhaven	1994-2008	o	x	x	x	x	stationär
Cuxhaven	1918-2008	x	o	x	x	x	stationär**
	1997-2008	x	x	x	x	x	stationär
Dagebüll	1997-2008	x	x	x	x	x	stationär
Emden	2000-2008	x	x	x	x	x	stationär
Helgoland	1952-1990	o	x	x	x	x	stationär**
	1997-2008	x	x	x	x	x	stationär
Hörnum	1999-2008	x	x	x	x	x	stationär*
Husum	1999-2008	x	x	x	x	x	stationär
List	1996-2008	o	x	x	x	x	stationär
LT Alte Weser	1994-2008	x	o	x	x	x	stationär
Norderney	2000-2009	x	x	x	o	x	stationär
Wilhelmshaven	1950-1974	o	x	o	x	o	instationär*
	2000-2008	x	x	x	x	x	stationär
Wittdün	1999-2008	x	x	x	x	x	stationär
Wyk	1994-2008	x	x	x	x	x	stationär

x = stationär; o = instationär

* Siehe zusätzliche Erläuterung im Text

** Siehe zusätzliche Informationen im Pegelprotokoll

Abb. 9 zeigt die gesamte k-Monatswertzeitreihe für Wilhelmshaven und die mittleren k-Werte, welche sich für unterschiedliche Zeiträume (gewählt nach Auswertung des SNHT) ergeben. Demnach wurde für die Generierung von RMSL-Zeitreihen aus den Scheitelwerten von 1975 bis 1999 ein mittlerer k-Wert von $k = 0,4670$ verwendet (siehe Abb. 2). Dieser ergibt sich aus der Mittelung der verfügbaren k-Monatswerte von August 1972 bis 2008 (siehe Abb. 9). Für die Zeitspanne vor 1950

wurde ein mittlerer k-Wert von $k = 0,4597$ zur Generierung von RMSL-Zeitreihen genutzt (siehe Abb. 2), welcher sich aus der Mittelung der k-Monatswerte von 1950 bis September 1963 ergibt (siehe Abb. 9).

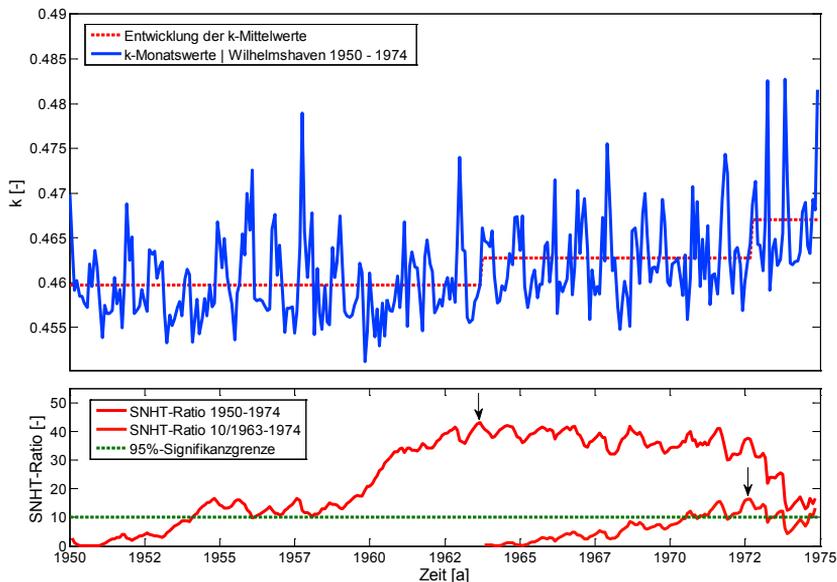


Abb. 8: Ergebnis des SNHT für die k-Monatswertzeitreihe des Pegels Wilhelmshaven und die Zeitspanne 1950-1974

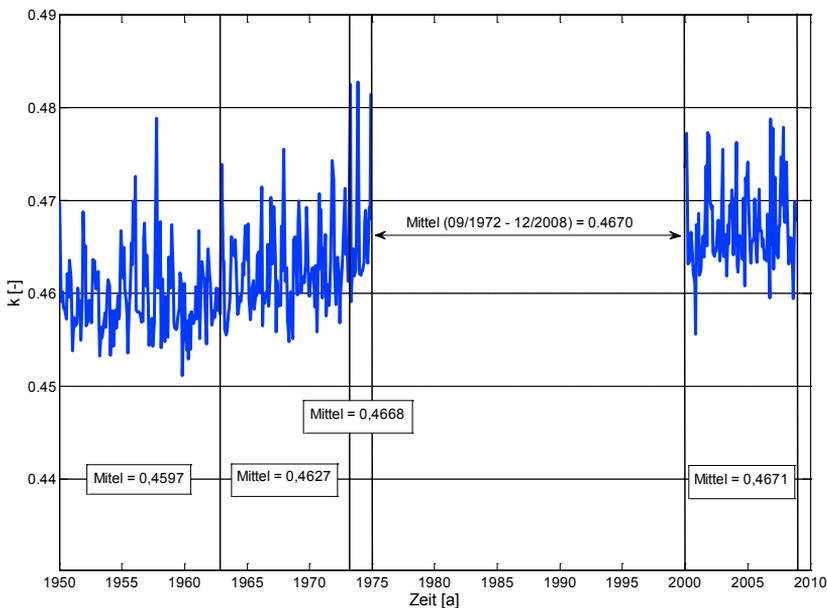


Abb. 9: Mittlere k-Werte für unterschiedliche Zeiträume am Pegel Wilhelmshaven

Neben Wilhelmshaven, ist der Pegel Hörnum der zweite Pegel, für den entsprechend der Abb. 2 unterschiedliche mittlere k -Werte für verschiedene Zeiträume berücksichtigt wurden. Wie oben erwähnt, wurden für diesen Pegel kürzlich die Daten für einzelne Jahre digitalisiert. Für diese einzelnen kurzen Zeiträume wurden keine Stationaritätstests durchgeführt, sondern visuell überprüft, ob sich ähnliche k -Werte ergeben, wie für die letzten ca. 10 Jahre. In Abb. 10 sind alle für den Pegel Hörnum ermittelten k -Monatswerte dargestellt. Es zeigt sich deutlich, dass die k -Werte für die Jahre 1950, 1965 und 1976 auf einem niedrigeren Niveau liegen, als die k -Werte für spätere Zeiträume (1987 und 1999 bis 2008). Für die Generierung von RMSL-Zeitreihen auf Basis der verfügbaren Scheitelwerte wurde ein mittlerer k -Wert von $k = 0,4442$ für den Zeitabschnitt 1937 bis 1976 und von $k = 0,4575$ für den Zeitabschnitt 1977 bis 1999 berücksichtigt (siehe auch Abb. 2). Zeitlich kann die Veränderung des k -Wertes, die zwischen 1977 und 1987 stattgefunden hat, mit dem Bau einer Mole im Hafenbereich (1974 bis 1978) in Verbindung gebracht werden. Ob dies der tatsächliche Grund für die festgestellten Änderungen ist, kann hier auf Basis der verfügbaren Daten nicht abschließend geprüft werden.

Mit Ausnahme der hier diskutierten Pegel Hörnum und Wilhelmshaven, zeigt Abb. 2 für alle anderen Pegel nur einen einzigen mittleren k -Wert, der jeweils als stationär über die gesamten betrachteten Zeiträume angenommen wurde. Diese Annahme wurde basierend auf den Ergebnissen der Stationaritätstests getroffen, welche in Tab. 1 in der Gesamtübersicht dargestellt sind. Wie aus der Tabelle ersichtlich ist, wurden für die Pegel Helgoland und Cuxhaven einige Auffälligkeiten bzgl. der k -Werte bzw. der zugrunde liegenden Daten festgestellt. Diese haben jedoch nicht dazu geführt, dass unterschiedliche k -Werte für unterschiedliche Zeiträume berücksichtigt wurden und werden daher an dieser Stelle nicht vertiefend erläutert. Detaillierte Informationen sind den entsprechenden Abschnitten des Pegelprotokolls (bzw. Anhang 1 des Abschlussberichtes) zu entnehmen.

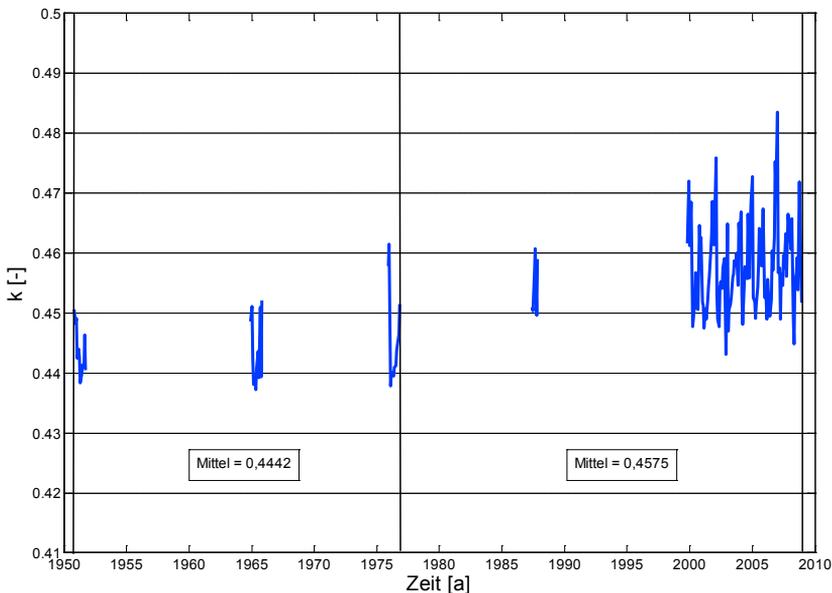


Abb. 10: Mittlere k -Werte für unterschiedliche Zeiträume am Pegel Hörnum

Mit den bis hierher dargestellten Ergebnissen und den entsprechenden Erläuterungen im Pegelprotokoll, konnten für alle Untersuchungspegel lange RMSL-Zeitreihen generiert werden, die im Folgenden für die verschiedenen Analysen genutzt werden. Obwohl auch für alle Pegel RMSL-Monatswerte generiert wurden, beschränken sich die Analysen zunächst auf die berechneten RMSL-Jahreswerte.

3.2.3 Verifikation des k-Wert Verfahrens

Bevor im nächsten Schritt die verschiedenen zur Anwendung gebrachten Analyseverfahren vorgestellt werden, soll hier der Nachweis erbracht werden, dass die oben beschriebene Vorgehensweise zur Generierung von langen RMSL-Zeitreihen zur Reduzierung der Unsicherheiten bei den späteren Analysen beiträgt.

Als alternative Vorgehensweise hätten lange relative Tidehalbwasserzeitreihen (aus Mittelung der Scheitelwerte) und/oder kurze RMSL-Zeitreihen (aus Mittelung der hochaufgelösten Daten) separat in den Analysen berücksichtigt werden können. Eine einfache Vermischung der beiden Parameter würde in jedem Fall zu falschen Ergebnissen und Rückschlüssen führen. Oben wurde bereits erwähnt, dass für die Untersuchungspegel Differenzen zwischen den beiden Parametern im Bereich 3 bis 23 cm, je nach Pegel, festgestellt wurden. Es steht außer Frage, dass ein Sprung von 23 cm, der bei der Vermischung der beiden Parameter im ungünstigsten Fall entstehen kann, die Ergebnisse (z.B. von linearen Trendanalysen) stark verfälschen würde. Bei alleiniger Berücksichtigung der meist kurzen Zeiträume mit hochaufgelösten Daten wären keine Rückschlüsse über die langfristige Entwicklung des RMSL in der Deutschen Bucht möglich. Eine zusätzliche Einbeziehung der Scheitelwerte ist daher unerlässlich.

Abb. 11 zeigt beispielhaft den Vergleich von verschiedenen Zeitreihen für den Pegel Cuxhaven und den Zeitabschnitt 1918 bis 2008, für den sowohl Scheitelwerte als auch hochaufgelöste Daten vorliegen. Zunächst wurde die „wahre“ RMSL-Zeitreihe auf Basis der hochaufgelösten Daten ermittelt. Diese ist zum einen der RMSL-Zeitreihe, welche sich aus dem k-Wert Verfahren (mit $k = 0,4703$) ergeben hat und zum anderen der relativen $MT^{1/2w}$ -Zeitreihe (gleichbedeutend mit $k = 0,5$) gegenübergestellt.

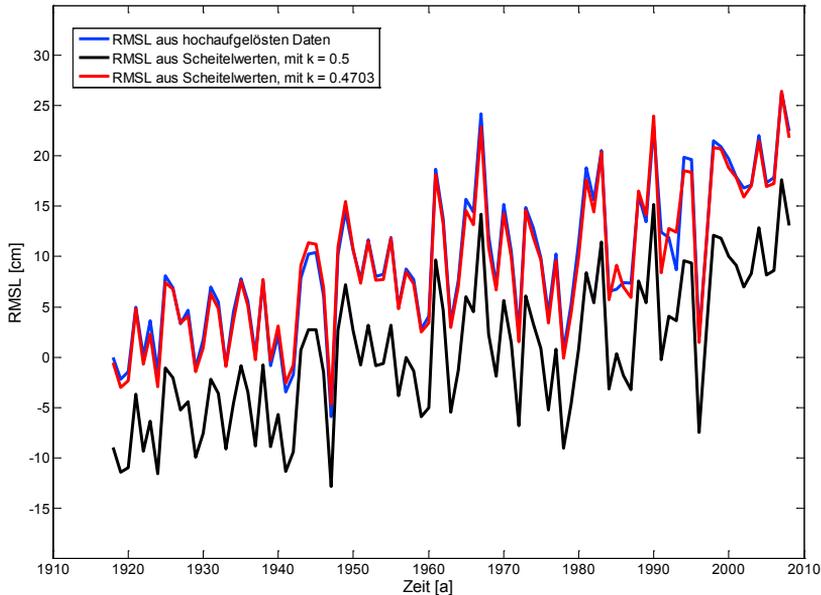


Abb. 11: Vergleich von RMSL-Zeitreihen (ermittelt aus hochaufgelösten Daten und mit $k = 0,4703$) und der relativen $MT^{1/2w}$ -Zeitreihe (gleichbedeutend mit $k = 0,5$) für den Pegel Cuxhaven von 1918 bis 2008

Die Abb. 11 zeigt deutlich den Versatz, der sich beim Vergleich der relativen $MT^{1/2w}$ -Zeitreihe und der „wahren“ RMSL-Zeitreihe ergibt. Gleichzeitig wird der Nutzen der hier gewählten Vorgehensweise unter Verwendung eines auf Stationarität geprüften k -Wertes deutlich. Die RMSL-Zeitreihe, welche mittels k -Wert Verfahren generiert wurde, zeigt eine gute Übereinstimmung zu derjenigen, die auf Basis der hochaufgelösten Daten ermittelt wurde. Die verbleibenden Differenzen sind darauf zurückzuführen, dass ein einziger als stationär angenommener mittlerer k -Wert für den gesamten Zeitabschnitt berücksichtigt wurde. Die Kombination von relativen $MT^{1/2w}$ - und RMSL-Zeitreihen ist somit unter Berücksichtigung des k -Wert Verfahrens grundsätzlich möglich.

Stehen keine hochaufgelösten Daten zur Verfügung, können lediglich $MT^{1/2w}$ -Zeitreihen generiert und analysiert werden. Dabei wird davon ausgegangen, dass es sich bei einer Tidehalbwasserzeitreihe lediglich um eine Parallelverschiebung der zugehörigen MSL-Zeitreihe handelt, die außer dem Mittelwert die gleichen statistischen Eigenschaften (z.B. Standardabweichung, linearer Trend, nicht-linearer Trend etc.) aufweist. Dieselbe Annahme wird getroffen, wenn einer $MT^{1/2w}$ -Zeitreihe ein konstanter Wert hinzuaddiert wird, um diese anschließend mit einer MSL-Zeitreihe aus hochaufgelösten Daten zu kombinieren (z.B. RAY und DOUGLAS, 2011; WOODWORTH, 1987; WÖPPELMANN et al., 2008). Dass eine $MT^{1/2w}$ -Zeitreihe nicht nur eine Parallelverschiebung der zugehörigen MSL-Zeitreihe darstellt, ergibt sich für den Bereich der Deutschen Bucht aufgrund der oben beschriebenen Verformungen der Tidekurve in Kombination mit den in der Vergangenheit stattgefundenen Änderungen in den unterschiedlichen Tideparametern. So berichten JENSEN und MUDERSBACH (2007) von einer signifikanten Zunahme des Tidehubs in der gesamten Deutschen Bucht zwischen den 1950er und 1990er Jahren, welche auf eine starke Zunahme der Tidehochwasser bei gleichzeitig geringer Zunahme (oder sogar Abnahme) der Tideniedrigwasser zurückzuführen ist. Mit Blick auf Gleichung 2 wird klar, dass sich ein solches Verhalten in unterschiedlicher Weise auf den MSL auswirkt, je

nachdem wie stark die Tidekurve an dem jeweils betrachteten Standort verformt ist. Dies lässt sich anhand der folgenden Abb. 12 veranschaulichen.

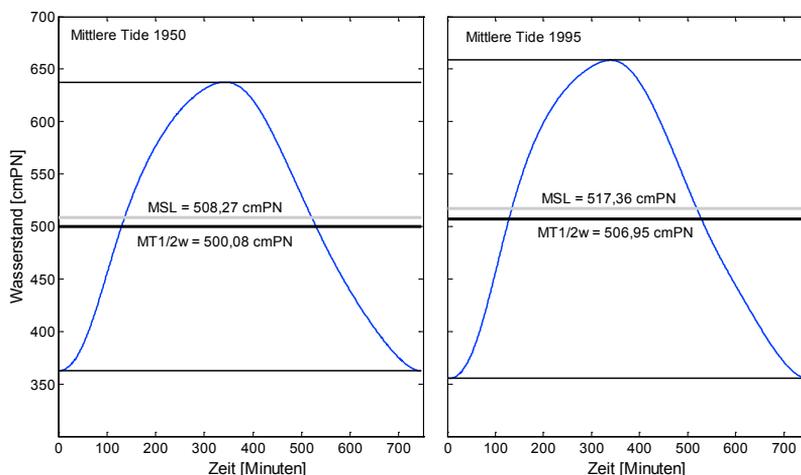


Abb. 12: Mittlere Tidekurven sowie MSL und $MT^{1/2w}$, für den Pegel Cuxhaven und die Jahre 1950 und 1995

In der Abb. 12 sind die mittleren Tidekurven (ermittelt nach LAWA 2001) für die Jahre 1950 und 1995 und den Pegel Cuxhaven dargestellt. Auf Basis der beiden mittleren Tidekurven wurden jeweils die Parameter MSL und $MT^{1/2w}$ berechnet. Dabei zeigt sich, dass die Differenz zwischen den beiden Größen von 8,19 cm in 1950 auf ca. 10,41 cm in 1995 ansteigt (in etwa die Zeitspanne der oben beschriebenen Tidehubzunahme). Hieraus ergibt sich zwangsläufig ein stärkerer Trend für den RMSL im Vergleich zum relativen $MT^{1/2w}$. Berücksichtigt man die dargestellten Änderungen und die Zeitspanne von 45 Jahren, so ergibt sich für den RMSL ein Trend von 2,02 mm/a und für das relative $MT^{1/2w}$ ein deutlich kleinerer Trend von 1,53 mm/a. Ermittelt man für beide mittlere Tidekurven zusätzlich den RMSL mittels k-Wert Verfahren (mit $k = 0,4703$), so ergibt sich ein Trend für den betrachteten Zeitabschnitt von 1,71 mm/a. Damit kann einerseits erneut der Nutzen der oben beschriebenen Vorgehensweise zur Reduzierung der Unsicherheiten nachgewiesen werden, gleichzeitig wird auch hier deutlich, dass gewisse Restunsicherheiten bestehen bleiben, die sich auf Basis der heute verfügbaren Datengrundlage nicht eliminieren lassen. Hier besteht sowohl der Bedarf an weitergehenden analytischen Betrachtungen als auch, wie oben bereits erwähnt, an weiteren hochaufgelösten Datensätzen. Zusammenfassend kann die Aussage getroffen werden, dass die Frage nach der Nutzbarkeit des $MT^{1/2w}$ als Näherung für den MSL zumindest für den Bereich der Deutschen Bucht stark pegelspezifisch zu beantworten ist. Bei geringer Verformung der Tidekurve (wie z.B. in Helgoland) und einheitlicher Veränderung der Tidehoch- und Tideniedrigwasser (gleicher bzw. ähnlicher absoluter linearer Trend) können gute und für den MSL repräsentative Ergebnisse bei der Analyse von $MT^{1/2w}$ -Zeitreihen erzielt werden. Bei starker Verformung der Tidekurve (z.B. Emden) und stark unterschiedlicher Entwicklung der Tidehoch- und Tideniedrigwasser muss hingegen davon ausgegangen werden, dass eine Analyse von $MT^{1/2}$ -Zeitreihen zu anderen Ergebnissen führt, als es bei der Analyse von MSL-Zeitreihen für denselben Standort der Fall ist.

3.3 Ermittlung synthetischer Pegelzeitreihen

Neben der Analyse einzelner Pegelzeitreihen, die hier nach dem oben erläuterten Verfahren generiert wurden, kann zusätzlich die Ermittlung und Analyse einer so genannten synthetischen (oder virtuellen) Pegelzeitreihe erfolgen. Dabei handelt es sich um eine Zeitreihe, die aus einer bestimmten Anzahl von Einzelzeitreihen konstruiert wird und u.a. als repräsentativ für die stattgefundenen Änderungen in einem größeren Gebiet (oder auch global) angenommen werden kann. In der Literatur finden sich verschiedene Ansätze zur Generierung einer solchen synthetischen Zeitreihe, wobei diese auf EOF-Analysen (empirische Orthogonalfunktionen, z.B. ALBRECHT et al., 2011; RAY und DOUGLAS, 2011; SCHÖNFELD und JENSEN, 1991; WOODWORTH et al., 1999) oder auf Mittelungsverfahren (z.B. BARNETT, 1984; CHURCH und WHITE, 2006; FÜHRBÖTER, 1986; JEVREJEVA et al., 2006; JENSEN und MUDERSBACH, 2007) basieren. Bei nahezu gleicher räumlicher Verteilung der berücksichtigten Pegelstandorte führen die verschiedenen Verfahren zu sehr ähnlichen Ergebnissen. Im AMSeL-Projekt wurden synthetische Pegelzeitreihen mit Hilfe eines Mittelungsverfahrens generiert, welches anhand der Abb. 13 erläutert werden soll. Zunächst werden alle RMSL-Einzelzeitreihen differenziert, die bei der Konstruktion der synthetischen Zeitreihe berücksichtigt werden sollen. Hieraus ergeben sich jeweils die RMSL-Anstiegsraten zwischen zwei benachbarten Jahren und der Höhenbezug der einzelnen Zeitreihen, welcher u. U. unterschiedlich ist, hat keinen Einfluss auf das Ergebnis. Als nächstes wird für jedes Jahr eine mittlere Anstiegsrate aus allen Anstiegsraten der Pegel, die Daten für das betrachtete Jahr bereitstellen, ermittelt. Abb. 13 (oben) zeigt das Ergebnis dieses Rechenschrittes, wenn alle verfügbaren RMSL-Zeitreihen für die Deutsche Bucht berücksichtigt werden. Abb. 13 (mitte) zeigt die Standardabweichung, die sich bezogen auf den Mittelwert ergibt. Für die Zeitspanne vor 1900 ist die Standardabweichung gleich Null, was darauf zurückzuführen ist, dass ausschließlich der Pegel Cuxhaven für diesen frühen Zeitabschnitt Daten bereitstellt. Dies bedeutet gleichzeitig, dass die synthetische Zeitreihe für die ersten Jahrzehnte der RMSL-Zeitreihe für Cuxhaven entspricht. Ab 1901 stehen zusätzlich Daten für Norderney und kurz darauf (mit einigen Lücken) für den Pegel Lt. Alte Weser zur Verfügung. Anschließend erhöht sich die Anzahl der Pegel für die Daten verfügbar sind sukzessive (siehe Abb. 13 (unten)). Mit Blick auf die Standardabweichungen zeigt sich auch hier die in Kapitel 2.4 beschriebene Unsicherheit, die in den Daten für den Zeitabschnitt vor 1936/1937 enthalten ist. Die ermittelten Standardabweichungen sind tendenziell etwas höher und zeigen eine deutlichere Schwankungsbreite auf, als es für die Zeitspanne nach 1936 der Fall ist.

Zur abschließenden Ermittlung der synthetischen Zeitreihe, welche als repräsentativ für die mittleren Änderungen des RMSL in der Deutschen Bucht angenommen wird, erfolgt eine Aufsummierung der zuvor berechneten mittleren Anstiegsraten (siehe auch Kap. 4.1).

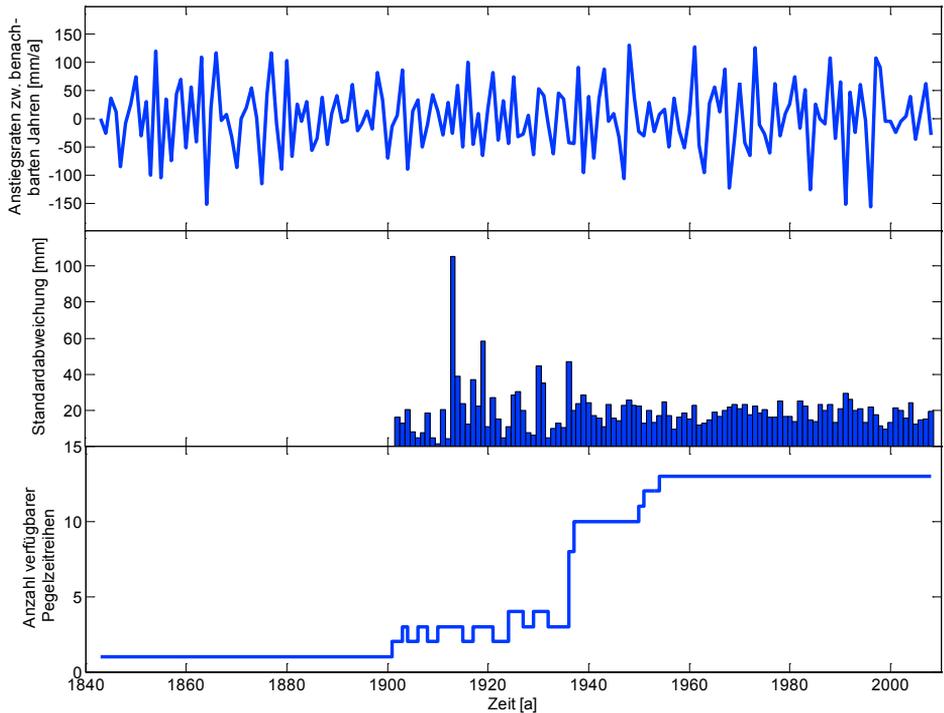


Abb. 13: Oben: Mittlere RMSL-Anstiegsraten für benachbarte Jahre, ermittelt unter Berücksichtigung aller verfügbaren RMSL-Zeitreihen für die Deutsche Bucht. Mitte: Standardabweichung über dem Mittelwert, die sich bei der Berechnung der mittleren Anstiegsraten ergibt. Unten: Anzahl der Pegel, die für das betrachtete Jahr Daten bereitstellen

3.4 Lineare Trendanalysen

Nachdem die Datengrundlage für die Analysen in Form von auf Qualität geprüften RMSL-Zeitreihen geschaffen ist, sollen in den folgenden Kapiteln die verschiedenen genutzten Analyseverfahren (betreffend den RMSL, die Verweilzeiten und die Tideketten) erläutert werden.

Zur Auswertung der RMSL-Zeitreihen wurden zunächst lineare Trendanalysen durchgeführt, die dazu dienen, die Langzeitentwicklung des RMSL für die verschiedenen Pegel zu quantifizieren. Die Ergebnisse der Einzelpiegel können untereinander verglichen, aber ebenso den Ergebnissen anderer nationaler und internationaler Studien vergleichend gegenübergestellt werden. Da die Ergebnisse solcher Studien i.d.R. stark von der berücksichtigten Zeitspanne abhängen, wurden hier verschiedene Zeitabschnitte gewählt, für die lineare Trends für die Untersuchungspegel ermittelt wurden. Bei Analysen anderer Tideparameter in der Nordsee, wie dem Tideniedrigwasser, dem Tidehochwasser oder dem Tidehub erfolgen Trendanalysen i.d.R. über Zeiträume, die ein Vielfaches von 18,6 Jahren, der Periode der Nodaltide, darstellen. Bei einer Amplitude in der Größenordnung von ca. 3 - 4 cm (z.B. JENSEN et al., 1988; WAHL et al., 2008) können die Ergebnisse von Trendanalysen, besonders bei relativ kurzen Zeitreihen (z.B. < 50 Jahre), andernfalls stark verfälscht sein. Aus Analysen, die im Rahmen des AMSeL-Projektes durchgeführt wurden, konnte festgestellt werden, dass der Einfluss der Nodaltide auf den RMSL im Vergleich zu den oben genannten Parametern deutlich geringer ist.

Gleichzeitig konnten zusätzliche Periodizitäten (mit Perioden im Bereich ca. 4 bis 11 Jahre) detektiert werden, die teilweise größeren Einfluss haben als die Nodaltide selbst. Aufgrund dieser Erkenntnis wurde bei der Auswahl der Zeiträume für die Trendanalysen nicht in erster Linie auf die Berücksichtigung der Nodaltide-Periode geachtet. Die verwendeten Zeiträume wurden zunächst anhand der Datenverfügbarkeit und mit Blick auf die Ergebnisse anderer aktueller internationaler Studien und den dabei berücksichtigten Zeiträumen ausgewählt. Danach ergaben sich folgende Zeiträume, die für Trendanalysen herangezogen wurden: 1843 bis 2008 (Gesamtzeitabschnitt für den Daten zur Verfügung stehen); 1901 bis 2008 (Daten von 3 Pegeln verfügbar); 1937 bis 2008 (Daten von 10 Pegeln verfügbar); 1953 bis 2008 (Daten für alle Untersuchungspegel verfügbar); 1971 bis 2008 (zur Beantwortung der Frage, ob sich über die letzten Jahrzehnte höhere Trends ergeben). Betrachtet man die gewählten Zeiträume hinsichtlich ihrer Länge, so zeigt sich, dass es sich - obwohl nicht explizit berücksichtigt - in allen Fällen zumindest näherungsweise um ein vielfaches der Nodaltide-Periode von 18,6 Jahren handelt.

Es wurden keine Trends berechnet, wenn größere Lücken in der jeweiligen Zeitreihe für den betrachteten Zeitabschnitt vorhanden sind. Dies ist lediglich am Pegel Helgoland der Fall, weshalb hier nur Trends für die kürzeren Zeiträume (1953 bis 2008 und 1971 bis 2008) angegeben werden. Für alle anderen Zeitreihen liegen immer mind. 93% der Jahreswerte für die betrachteten Zeiträume vor, so dass die angegebenen Trends nicht durch fehlende Daten verfälscht sind. Zum Vergleich: HAIGH et al. (2009) verwenden einen Grenzwert von 75%, ab dem Trends für unterschiedliche Zeiträume ermittelt und als hinreichend genau angenommen werden. Zusätzlich zu den ermittelten Trends (in mm/a) sind jeweils die 1- σ Standardfehler angegeben, welche sich umgekehrt proportional zur Zeitreihenlänge verhalten. Detaillierte Analysen zum Zusammenhang zwischen Zeitreihenlänge und Unsicherheit bei der Trendermittlung haben HAIGH et al. (2009) am Beispiel einer großen Anzahl englischer Pegel durchgeführt.

3.5 Nicht-lineare Trendanalysen

Ein Nachteil der oben beschriebenen linearen Trendanalysen besteht darin, dass die zu analysierenden Zeitreihen häufig nicht sehr gut durch eine lineare Funktion beschrieben werden können. Die Güte der Anpassung einer Funktion an eine beliebige Zeitreihe kann grundsätzlich mittels RMSE (root mean squared error) quantifiziert werden. Ein großer RMSE deutet darauf hin, dass die gewählte Funktion nicht gut zu der zugrunde liegenden Zeitreihe passt. Eine Möglichkeit der Optimierung der Anpassung besteht darin, nicht-lineare Funktionen in die Betrachtungen einzubeziehen. Dabei muss die grundsätzliche Unterscheidung zwischen parametrischen und nicht-parametrischen Verfahren getroffen werden.

Aus der Gruppe der nicht-linearen parametrischen Funktionen kommen bei MSL-Analysen häufig Polynomfunktionen 2. Ordnung mit der folgenden Form zur Anwendung:

$$f(x) = ax^2 + bx + c \quad (4)$$

Für Vergleichszwecke wird in diesem Fall der quadratische Koeffizient a angegeben, welcher einen Hinweis auf eine ggf. vorhandene Beschleunigung in der Gesamtzeitreihe gibt (siehe z.B.

CHURCH and WHITE, 2006; JEVREJEVA et al., 2008; WAHL et al., 2011a; WOODWORTH, 1990; WOODWORTH et al., 2009). Die Anpassungsgüte ist dabei zwar i.d.R. besser, als es bei linearen Funktionen der Fall ist. Dennoch wird auch hier vorausgesetzt, dass die zu untersuchende Zeitreihe über die gesamte Zeitspanne hinweg ein und derselben Funktion folgt.

Ein großer Vorteil bei der Verwendung parametrischer Funktionen (linear oder nicht-linear) besteht darin, dass eine Extrapolation möglich ist. D.h. es kann eine Abschätzung darüber erfolgen, welche Änderungen in der Zukunft (z.B. bis zu den Jahren 2050 oder 2100) zu erwarten sind. Dabei liegt wiederum die Annahme zugrunde, dass sich ein bisher beobachteter linearer Trend oder eine bisher beobachtete Beschleunigung in der Zukunft unverändert fortsetzen.

Ein Ziel des AMSeL-Vorhabens bestand darin, zu prüfen, ob sich anhand der Beobachtungsdaten eine Beschleunigung im RMSL über die letzten Dekaden hinweg nachweisen lässt, die u.U. einem anthropogen verursachten Klimawandel zuzuschreiben ist. Hierfür sind sowohl lineare Regressionsfunktionen als auch Polynomfunktionen nur bedingt geeignet und es kommen zusätzlich nicht-parametrische Ansätze (bzw. Glättungs- oder Filterverfahren) zur Anwendung. Letztere lassen eine sehr gute Anpassung an die zugrunde liegende Datenreihe zu und sind für die Detektion von Phasen mit besonders starken oder geringen (oder auch negativen) Anstiegen des RMSL gut geeignet. Neben dem Vorteil der sehr guten Anpassung ergibt sich der Nachteil, dass eine Extrapolation nicht möglich ist.

Aus der Gruppe der nicht-parametrischen Funktionen sind in der Vergangenheit sehr häufig gleitende Mittelwerte mit einem zuvor festgelegten Zeitfenster (z.B. 19 Jahre) genutzt worden (z.B. SIEFERT und LASSEN, 1985; HAIGH et al., 2009; HOLGATE und WOODWORTH, 2004; JENSEN und MUDERSBACH, 2007). Alternativ können verschiedene Tiefpassfilter (z. B. BLASI, 1991; WOODWORTH et al., 2009) oder Ansätze basierend auf empirischen Orthogonalfunktionen (EOFs), wie Hauptkomponentenanalysen (PCA) oder singuläre Systemanalysen (SSA) (z.B. ALBRECHT et al., 2011; SCHÖNFELD und JENSEN, 1991; JENSEN et al., 1993), zur Glättung von Wasserstandszeitreihen genutzt werden. Die SSA wird von MOORE et al. (2005) als besonders geeignet beschrieben, um nicht-lineare Trends auf Basis von einzelnen Wasserstandszeitreihen zu bestimmen. Auch JEVREJEVA et al. (2006 und 2009) und RAHMSTORF et al. (2007) nutzen singuläre Systemanalysen um MSL-Zeitreihen zu analysieren. Im AMSeL-Projekt durchgeführte Vergleichsstudien haben zudem gezeigt, dass bei gleichen Randbedingungen eine bessere Anpassung mittels SSA als beispielsweise bei gleitenden Mitteln erzielt werden kann. Aus diesem Grund wurde hier die singuläre Systemanalyse zur Glättung der RMSL-Zeitreihen, sowohl der Einzelpiegel, als auch der synthetischen Pegel, herangezogen. Detaillierte Informationen zur Methodik und den theoretischen Hintergründen sind z.B. GHIL et al. (2002) oder GOLYANDA et al. (2001) zu entnehmen. Ähnlich wie bei gleitenden Mitteln, bei denen eine Zeitfensterlänge zu wählen ist, muss bei der SSA eine sogenannte „embedding dimension“ vorgegeben werden. Für die hier durchgeführten Analysen wurde für die Glättung aller Zeitreihen eine „embedding dimension“ von 15 Jahren gewählt, damit ein direkter Vergleich der Ergebnisse möglich ist. Dementsprechend ergeben sich für jede Zeitreihe zunächst 15 EOFs, von denen ausschließlich diejenigen für die Rekonstruktion herangezogen werden, die Trendinformationen beinhalten. Zur Identifizierung dieser „Trend-EOFs“ werden die oben beschriebenen drei Stationaritätstests verwendet (i.d.R. wird nur die erste EOF zur Rekonstruktion genutzt).

Alle hier genannten nicht-parametrischen Verfahren weisen den Nachteil auf, dass die Glättung entsprechend der gewählten Fensterlänge (oder embedding dimension) nicht einheitlich über die

gesamte Zeitreihenlänge erfolgen kann. Bei einer Fensterlänge von beispielsweise 10 Jahren können für 9 Jahre keine Werte angegeben werden. Diese 9 Jahre können am Anfang der Zeitreihe oder am Ende oder aufgeteilt sowohl am Anfang als auch am Ende liegen. Soll die Glättung bis an die Ränder geführt werden, muss eine Gewichtung vorgenommen werden, was zwangsläufig dazu führt, dass der letzte (erste) Wert der Ausgangszeitreihe immer auch den letzten (ersten) Wert der geglätteten Zeitreihe darstellt. Aufgrund der großen Varianz, die in den RMSL-Zeitreihen für die Deutsche Bucht enthalten ist (siehe z.B. Abb. 13), würde eine solche Gewichtung u.U. signifikante Auswirkungen auf den Verlauf der geglätteten Zeitreihe zu den Rändern hin nach sich ziehen. Dies wiederum kann zu Fehlinterpretationen führen, was z.B. das Vorhandensein von Beschleunigungstendenzen in der zugrunde liegenden Zeitreihe betrifft.

Ein alternatives und in den verschiedenen Bereichen der Klimaforschung häufig genutztes Verfahren, welches eine Glättung über die gesamte Zeitreihe zulässt und dabei keine Gewichtung einzelner Werte vorsieht, besteht darin, zunächst eine Extrapolation (*engl. padding*) der Zeitreihe vorzunehmen und anschließend die Glättung durchzuführen. Verschiedene Ansätze die zur Extrapolation potenziell instationärer Zeitreihen genutzt werden können stellen z.B. MANN (2004 und 2008) und JEVREJEVA et al. (2006) vor. Diese oder ähnliche Ansätze werden u.a. auch von JANSEN et al. (2007), TRENBERTH et al. (2007) und RAHMSTORF et al. (2007) zur Glättung verschiedener Beobachtungszeitreihen genutzt. Die meisten Ansätze basieren darauf, dass in Abhängigkeit der gewählten Filterlänge eine einzige und entsprechend lange Extrapolation in die Zukunft bzw. Vergangenheit vorgenommen wird. Anschließend kann die Glättung der zugrunde liegenden Zeitreihe bis an die Ränder erfolgen. Dabei hängt der Verlauf der Glättung am Anfang und am Ende stark von der gewählten Extrapolation (z.B. nur horizontale, oder horizontale und vertikale Spiegelung der Werte im ersten/letzten Zeitfenster (MANN, 2004); Mittelwert oder linearer Trend des ersten/letzten Zeitfensters (MANN, 2004; JEVREJEVA et al., 2006)) ab. Je nach gewählter Extrapolationsmethode kann es zu einer guten aber auch schlechten Anpassung der Glättung am Anfang und/oder am Ende der Zeitreihe kommen. Bei dem von MANN (2008) beschriebenen Ansatz werden verschiedene Extrapolationsverfahren berücksichtigt und der mittlere quadratische Fehler (MSE) in die Betrachtungen einbezogen. Dadurch ist eine bessere Anpassung gewährleistet, als es bei der Berücksichtigung nur eines Extrapolationsansatzes der Fall ist.

Bei keinem in der obigen Literatur beschriebenen Verfahren wird der Tatsache Rechnung getragen, dass durch die Extrapolation Unsicherheiten in den geglätteten Zeitreihen enthalten sind, welche zu den Rändern hin zunehmen. Je mehr man sich den Rändern nähert, desto mehr Werte aus der Extrapolation gehen in die Berechnung der Glättungsfunktion ein (die Randwerte basieren zur Hälfte auf beobachteten und zur Hälfte auf extrapolierten Werten). Um diesen Effekt nicht unberücksichtigt zu lassen, wurde im Rahmen des AMSeL-Projektes ein alternativer Ansatz mit der Bezeichnung Monte-Carlo Autoregressive Padding (MCAP) entwickelt (siehe auch WAHL et al., 2010 und 2011a). Dieser wird in Kombination mit der singulären Systemanalyse (SSA) zur Glättung der generierten RMSL-Zeitreihen genutzt. Hierdurch ist zum einen eine optimale Anpassung an die zugrunde liegenden Zeitreihen gewährleistet. Zum anderen lässt die im Folgenden beschriebene Vorgehensweise Rückschlüsse über die Unsicherheiten zu, welche durch die vorherige Extrapolation im Bereich der Ränder in der Glättungsfunktion enthalten sind.

Die wichtigsten Rechenschritte des MCAP-Verfahrens lassen sich anhand der Abb. 14 exemplarisch am Beispiel der RMSL-Zeitreihe des Pegels Cuxhaven erläutern. Zunächst wird die zu analysie-

rende RMSL-Zeitreihe trendbereinigt (Abb. 14 oben links). Dazu wird jeweils eine lineare Trendfunktion, ein Polynom 2. Ordnung und eine Exponentialfunktion an die Gesamtzeitreihe angepasst. Zur Trendbereinigung wird diejenige Funktion genutzt, die den kleinsten MSE gegenüber der Beobachtungszeitreihe aufweist. Im nächsten Schritt wird eine große Anzahl an Zeitreihen mit denselben statistischen Eigenschaften wie die Ursprungszeitreihe über ein autoregressives Modell 1. Ordnung (AR1 Modell) von der Form

$$z_t = \theta \cdot z_{t-1} + \varepsilon_t \quad (5)$$

generiert. Dabei ist θ der Autokorrelationsparameter und ε_t repräsentiert „weißes Rauchen“ (siehe auch SALAS et al., 1980; BOX und JENKINS, 1976; STORCH und ZWIERS, 1999). Die simulierten Zeitreihen sind jeweils um das Doppelte der gewählten Filterweite länger als die Ursprungszeitreihe. Abb. 14 (oben rechts) zeigt beispielhaft eine modellierte Zeitreihe, die sich aus dem AR-Modell für den Pegel Cuxhaven ergeben hat. Die Enden der modellierten Zeitreihen werden anschließend für die Extrapolation genutzt (Abb. 14, unten links), bevor der Eingangs eliminierte Trend wieder berücksichtigt wird (Abb. 14, unten rechts). Danach werden alle sich ergebenden Zeitreihen (i.d.R. 10.000) mittels SSA geglättet und in einem Ergebnisplot dargestellt, wobei diejenige Glättung hervorgehoben wird, die den geringsten MSE gegenüber der Beobachtungszeitreihe aufweist. Abschließend werden Anstiegsraten (in mm/a) aus der Differenzierung der geglätteten Zeitreihe ermittelt (siehe z.B. Abb. 25).

Im Folgenden soll der Nachweis erbracht werden, dass die Anwendung des hier vorgestellten MCAP-Verfahrens eine Verbesserung gegenüber den in der Literatur verfügbaren Ansätzen hinsichtlich der Anpassungsgüte der geglätteten Zeitreihen darstellt. Hierzu wird erneut die RMSL-Zeitreihe des Pegels Cuxhaven herangezogen, wobei in diesem Fall ausgewählte Intervalle der Zeitreihe genutzt werden. Dadurch ist ein Vergleich mit der „wahren“ Glättung aus der singulären Systemanalyse möglich, welche ausschließlich auf Beobachtungsdaten basiert. In Abb. 15 sind die Ergebnisse für 4 Intervalle der RMSL-Zeitreihe des Pegels Cuxhaven dargestellt.

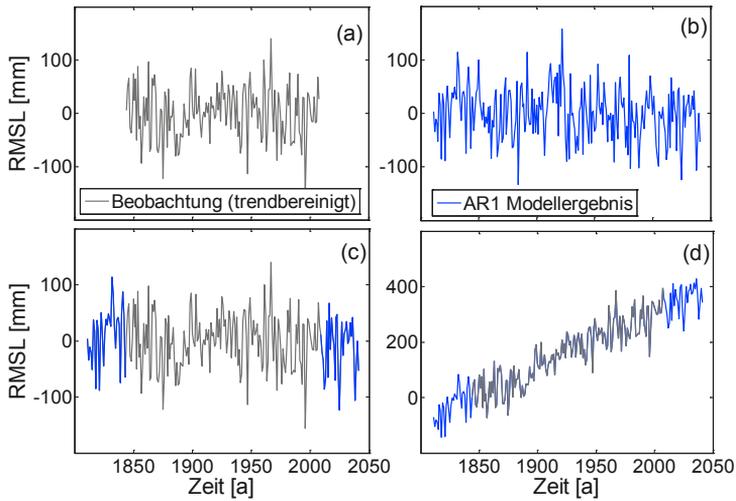


Abb. 14: Wichtige Rechenschritte beim Monte-Carlo Autoregressive Padding exemplarisch dargestellt anhand der RMSL-Zeitreihe für den Pegel Cuxhaven: oben links: trendbereinigte RMSL-Zeitreihe; oben rechts: beispielhaftes Ergebnis aus dem AR1 Modell; unten links: Extrapolation der RMSL-Zeitreihe unter Verwendung der AR1 Modellergebnisse; unten rechts: Ergebnis der Extrapolation nach Berücksichtigung des zuvor eliminierten Trends

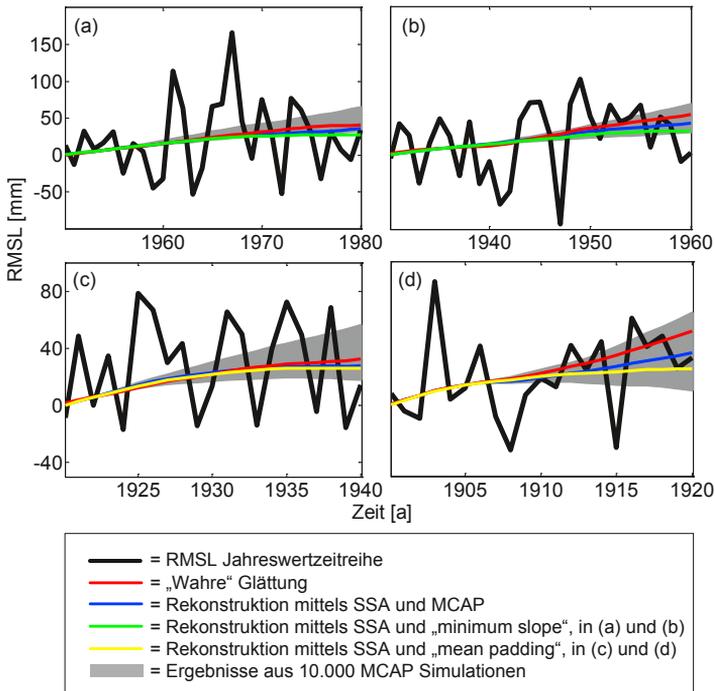


Abb. 15: Vergleich der SSA-Glättung unter Verwendung unterschiedlicher Ansätze zur Extrapolation im Vergleich zur „wahren“ Glättung am Beispiel ausgewählter Intervalle der RMSL-Zeitreihe des Pegels Cuxhaven (oben links: 1843 bis 1980; oben rechts: 1843 bis 1960; unten links: 1843 bis 1940; unten rechts: 1843 bis 1920)

Die Zeitreihe wurde sukzessive verkürzt und endet in den Jahren 1980 (oben links), 1960 (oben rechts), 1940 (unten links) und 1920 (unten rechts). Zu Vergleichszwecken sind neben den Ergebnissen des MCAP-Verfahrens und der „wahren“ Glättung die Ergebnisse dargestellt, die mit Hilfe zweier in der Literatur beschriebener Extrapolationsverfahren erzielt wurden. Beim ‚minimum slope‘ Ansatz (TRENBERTH et al., 2007) erfolgt die Extrapolation, in dem die Werte des ersten/letzten Zeitfensters der Ausgangszeitreihe horizontal gespiegelt an die Zeitreihe angehängt werden. Beim ‚mean padding‘ Ansatz erfolgt die Extrapolation mit Hilfe des Mittelwertes der sich für den ersten/letzten Teil (in Abhängigkeit der Filterlänge) der Ausgangszeitreihe ergibt.

Die Ergebnisse zeigen, dass die Glättung mittels MCAP-Verfahren in allen Fällen näher an der „wahren“ Glättung liegt, als es bei den hier vergleichend gegenübergestellten Ansätzen der Fall ist. Andere in der Literatur beschriebene Ansätze, die hier nicht für Vergleichszwecke genutzt wurden, führen ggf. zu ähnlichen Ergebnissen wie die MCAP-Methode. Rückschlüsse über die Unsicherheiten sind dabei jedoch grundsätzlich nicht möglich. In Abb. 15 sind als graues Band die Ergebnisse aller 10.000 MCAP-Simulationen dargestellt, wobei deutlich wird, dass der „wahre“ Verlauf der Glättung in allen hier betrachteten Fällen innerhalb dieses Bandes liegt. Es gilt jedoch zu beachten, dass der Verlauf dieses „Unsicherheitsbandes“ entsprechend der beschriebenen Vorgehensweise u.a. von der Funktion abhängt, welche zur Trendbereinigung der RMSL-Zeitreihe genutzt wird. Aus diesem Grund sind die dargestellten Unsicherheiten nicht mit Konfidenzintervallen zu verwechseln. Sie lassen über die Darstellung der Streubreite der Glättungen aus den MCAP-Simulationen lediglich einen Rückschluss über den Betrag der Unsicherheiten und dessen Änderung zu den Rändern hin zu.

Durch Anwendung der hier vorgestellten Methodik wird somit eine optimale (bezogen auf den MSE) Anpassung der Glättungsfunktionen an die zu analysierenden Zeitreihen erzielt und es sind Rückschlüsse über die Unsicherheiten möglich, welche sich aufgrund der Extrapolation der Zeitreihe ergeben.

Durch die Berücksichtigung sowohl linearer als auch nicht-linearer Analyseverfahren (sowohl parametrisch als auch nicht-parametrisch) konnten im Rahmen des AMSeL-Projektes neue Erkenntnisse zur Entwicklung des RMSL erzielt werden (siehe Kap. 4).

3.6 Vertikale Landbewegungen

Die im Rahmen von AMSeL durchgeführten Analysen zur langfristigen Änderung des mittleren Meeresspiegels in der Deutschen Bucht basieren auf den mittels k-Wert Verfahren generierten RMSL-Zeitreihen der Einzelpegel und verschiedenen synthetischen Pegelzeitreihen. Zweifellos handelt es sich beim RMSL, als relative Änderung des Meeresspiegels gegenüber dem Land, um einen der wichtigsten Parameter für den Küstenschutz. Der Anteil an vertikalen Landbewegungen, welcher ggf. in den beobachteten Zeitreihen enthalten ist, ist hierfür zunächst von sekundärer Bedeutung. Bei der Planung von Küstenschutzmaßnahmen ist die Summe der (regionalen) Änderungen aus Vertikalbewegung des Landes und Meeresspiegeländerung zu berücksichtigen. Um die aufwendig generierten RMSL-Zeitreihen zusätzlich für Vergleiche mit globalen Meeresspiegelrekonstruktionen (hier sind Landbewegungen i.d.R. zumindest näherungsweise berücksichtigt) und die Validierung regionaler Klimamodelle nutzbar zu machen, müssen die langfristigen Vertikalbewegungen im deutschen Nordseeraum in die Betrachtungen einbezogen werden.

Bei vielen Untersuchungen der jüngeren Vergangenheit (z.B. CHURCH und WHITE, 2006; HOLLIGATE und WOODWORTH, 2004; JEVEREJEVA et al., 2006 und 2008) werden Vertikalbewegungen des Landes durch die Einbeziehung von GIA (Global Isostatic Adjustment) Modellergebnissen berücksichtigt. GIA stellt die Ausgleichsbewegung des Landes als Reaktion auf das Schmelzen großer Landeismassen im Anschluss an die letzte Eiszeit dar. Dieser Effekt kann über Modelle (z.B. PELTIER, 2004) erfasst werden, repräsentiert jedoch regional ggf. nur einen kleinen Teil der tatsächlichen Vertikalbewegungen. Andere Effekte, wie z.B. Grundwasser- oder Gasentnahmen, Sedimentkompressionen oder tektonische Einflüsse können sich dem GIA-Effekt überlagern und diesen verstärken oder auch verringern. So sind für verschiedene Gebiete, wie z.B. die Megacities Tokyo, Osaka, Shanghai oder Bangkok Landsenkungen von mehreren Metern über das 20. Jahrhundert hinweg ermittelt worden (NICHOLLS, 2010). Andere Bereiche, wie beispielsweise die Südküste Schwedens, sind hingegen Landhebungserscheinungen unterworfen, die einem Meeresspiegelanstieg entgegenwirken.

In aktuelleren Studien wird immer häufiger auf direkte Messergebnisse des Continuous Global Positioning System (CGPS) zurückgegriffen, wobei kontinuierliche Messungen der Vertikalbewegungen direkt oder in unmittelbarer Nähe der Pegel erfolgen (WÖPPELMANN, 2007 und 2009; SCHÖNE et al., 2009; SUDAU und WEISS, 2011). Hierüber sind sehr genaue Abschätzungen der stattfindenden Vertikalbewegungen möglich. Unter der Annahme, dass die Bewegungen über einen längeren Zeitabschnitt hinweg annähernd linear verlaufen (SCHÖNE et al., 2009), können die verfügbaren Pegeldata um die Vertikalbewegungen korrigiert werden (z.B. WOODWORTH et al., 2009). Dies lässt beispielsweise einen belastbareren Vergleich mit den Ergebnissen zur Meeresspiegelentwicklung zu, die mit Hilfe von Klimamodellen erzielt wurden (z.B. WÖPPELMANN et al., 2009). Voraussetzung ist, dass die verfügbaren Zeitreihen aus den CGPS-Messungen lang genug sind, um einen Trend mittels Regressionsfunktion hinreichend genau bestimmen zu können. Im Bereich des deutschen Küstenraumes wurden in den letzten Jahren viele Pegel durch die Bundesanstalt für Gewässerkunde mit CGPS ausgerüstet, um die am jeweiligen Ort stattfindenden Vertikalbewegungen zu messen. Aufgrund der unzureichenden Zeitreihenlänge (bei gleichzeitig starker Varianz) können jedoch bis heute keine belastbaren und für Wasserstandsanalysen nutzbare Aussagen zu den längerfristigen Vertikalbewegungen abgeleitet werden. Für die nahe Zukunft sind hier jedoch qualitativ hochwertige Ergebnisse zu erwarten, die detaillierte Analysen des MSL (ohne Einfluss von Vertikalbewegungen) zulassen.

Neben den direkten Messverfahren oder der Modellierung des GIA-Effektes stellen auch geologische Untersuchungen (z.B. BUNGENSTOCK und SCHÄFER, 2009; SHENNAN und WOODWORTH, 1992) oder die Auswertungen historischer Nivellements (z.B. BEHRE, 2003) häufig die Grundlage für die Ermittlung von Vertikalbewegungen dar. Zusätzlich besteht die Möglichkeit, die qualitativ hochwertigen RMSL-Zeitreihen selbst für die Bestimmung vorhandener Trends der Vertikalbewegungen heranzuziehen (z.B. HAIGH et al., 2009).

Hier soll ein einfacher Ansatz genutzt werden, um zumindest eine erste Abschätzung der Vertikalbewegungen für die einzelnen Pegelstandorte vorzunehmen. Dieser Ansatz basiert auf der Annahme, dass ein für den Bereich Großbritanniens aus einer mehr als 100 Jahre langen Beobachtungszeitreihe ermittelter Trend des MSL auf den Bereich der deutschen Nordseeküste übertragbar ist. WOODWORTH et al. (2009) geben auf Basis der Analyse von Pegeldata für den Zeitabschnitt 1901 bis 2006 einen Trend von $1,4 \pm 0,2$ mm/a für den Bereich Großbritannien an, wobei vertikale Landbewegungen darin nicht enthalten sind. Dabei ist anzumerken, dass bei den Analysen in erster Linie Pegelstandorte entlang der englischen Ostküste berücksichtigt wurden und dass die Bestimmung der

Vertikalbewegungen auf Basis langer Messreihen (seit Anfang der 1990er) und geologischer Studien vergleichsweise genau erfolgen konnte.

Bei dem hier genutzten Ansatz wird zunächst ein Vergleich des von WOODWORTH et al. (2009) ermittelten Trends mit denjenigen durchgeführt, die sich für die langen RMSL-Zeitreihen der Deutschen Bucht (Lt. Alte Weser, Norderney und Cuxhaven) für den Zeitabschnitt 1901 bis 2006 ergeben. Unter Berücksichtigung der oben erläuterten Annahme kann hierdurch zunächst eine Abschätzung der vertikalen Trends für die drei langen „Referenzpegel“ in der Deutschen Bucht erfolgen. Durch den Vergleich von Trends (über gleiche Perioden), die sich für die „Referenzpegel“ und die anderen Pegel ergeben, können letztendlich vertikale Trends für alle hier berücksichtigten Untersuchungspegel angegeben werden. Die Ergebnisse können mit GIA-Modellergebnissen und denjenigen aus früheren Studien für den Bereich der deutschen Nordseeküste verglichen werden (siehe Kapitel 4.4).

Eine Unsicherheit bei der beschriebenen Vorgehensweise besteht darin, dass der Einfluss zusätzlicher atmosphärischer oder meteorologischer Prozesse unberücksichtigt bleibt. In der Literatur sind jedoch keine Hinweis darauf zu finden, dass hier Änderungen (z.B. im Luftdruck oder den Windstatistiken) über den betrachteten Zeitabschnitt stattgefunden haben, welche sich aus physikalischen Gesichtspunkten in einer signifikant unterschiedlichen Entwicklung der langfristigen MSL-Trends (> 100 Jahre) in den beiden Gebieten (englische (Ost-)Küste und Deutsche Bucht) äußern würden. Nichts desto trotz handelt es sich wie oben erwähnt um einen sehr einfachen Ansatz, der zwar eine erste ortsspezifische Abschätzung der Vertikalbewegungen direkt im Bereich der Pegel zulässt, in der Zukunft jedoch einer Verifikation mit Hilfe langer CGPS-Zeitreihen bedarf.

3.7 T i d e k e t t e n

Ziel ist es, für die ausgewählten Pegel möglichst lange und qualitativ hochwertige Tideketten-Zeitreihen zu generieren. Entgegen der Auswertungen für den MSL und auch für die Bestimmung von Verweildauern von Tidewasserständen genügen für die Ermittlung von Tideketten Zeitreihen von Tnw- und Thw-Scheiteln. Mit der Auswertung von Tideketten können unterschiedliche Beweggründe verbunden werden. Auskunft in Bezug auf Behinderung oder Verhinderung der Binnenentwässerung küstennaher Einzugsgebiete, Belastung auf Küsten, Strandabschnitte, Deckwerke, Deiche und andere Bauwerke, die Exposition von Watt und Vegetationsflächen, sowie Hinweise zur Häufigkeit und Länge von Sturmflutereignissen. Diese Beweggründe gelten konform für die im folgenden Kap. 3.8 beschriebenen Verweildauerauswertungen.

Der bei Sturmfluten, aber auch bei normalen Tiden an Deiche, Ufermauern oder ganz allgemein an der Küste angreifende Seegang wirkt im Maximum auf der Höhe des Ruhewasserspiegels. Daraus geht hervor, dass die potenzielle Gefahr des Energieeintrags aus dem Seegang an das Küstenbauwerk oder an den Strandabschnitt umso größer ist, je länger dieser auf einer bestimmten Höhenstufe angreifen kann. Die Feststellung von bestehenden Verweilzeiten des Wasserspiegels während Sturmtiden bzw. die Analyse, ob diese Verweilzeiten klare Trends aufweisen, ist deshalb von großem Interesse für den Küstenschutz. Diese Verweilzeiten können dabei in unterschiedlicher Form als Gesamtverweildauern oder relativer Zeitanteile in Bezug auf die Tidedauer aber auch als Folge von erhöhten Tiden, also Tideketten untersucht werden.

Küstenschutzbauwerke wie Deiche usw. werden im Wesentlichen durch einzelne Extremsturmfluten belastet, d.h. der Wasserstand ist in Verbindung mit dem Wellenaufbau, bzw. –überlauf maßgebend; Außensände oder die sandigen flachen Inseln werden insbesondere hinsichtlich der Sandabtragungen und des Angriffs auf den Inselsockel bzw. der Dünen vorrangig durch Seegang belastet. Daraus folgt, dass eine Vielzahl mittlerer Sturmfluten bzw. nur leicht erhöhter Tidescheitel mit entsprechenden Verweildauern für Wasserstand und Seegang deutlich größere Sandabtragungen und Erosionen des Inselsockels zur Folge haben, als eine einzelne Extremsturmflut. Solche Folgen von erhöhten Thw-Scheiteln, die die „Kante“ eines Strandabschnittes, oder an einer Hallig die Kante der Warften angreifen, werden auch als Kantenfluten bezeichnet.

Der Verlauf der Tidekurve und insbesondere die Abfolge von T_{nw}-Scheitelhöhen ist darüber hinaus von großer Bedeutung für die Entwässerungsmöglichkeit von küstennahen, tiefliegenden Einzugsgebieten, die über Sielentwässerung in freier Vorflut in ein tidebeeinflusstes Gewässer einmünden (Abb. 16). Falls kein Schöpfwerk eingesetzt ist, müssen auch höhere Abflüsse aus dem Binnenland während mehreren, evtl. ungünstigen, Tiden (d.h. hohe T_{nw}) schadlos zwischengespeichert werden können, da besonders im sturmflutgeprägtem Winterhalbjahr nicht vorausgesetzt werden kann, dass die T_{nw} stets so niedrig auflaufen, dass ein Sielzug innerhalb einer Niedrigwasserperiode möglich ist.

Die Vorflutmöglichkeit solcher Einzugsgebiete ist direkt an den Verlauf der Tidekurve gekoppelt. Ungünstige Verläufe können den Abfluss aus dem sielgesteuerten Gewässer so weit reduzieren oder gänzlich verhindern, dass es auch bei nicht als extrem anzusehenden Tidewasserständen und Abflüssen aus dem Einzugsgebiet zu signifikanten Wasserstandserhöhungen hinter dem Siel kommen kann. Für durch Mündungsschöpfwerke entwässerte Gebiete bestimmt die Tidekurve den Verlauf der geodätischen Förderhöhen und somit den aufzuwendenden Energiebedarf für die Entwässerung.

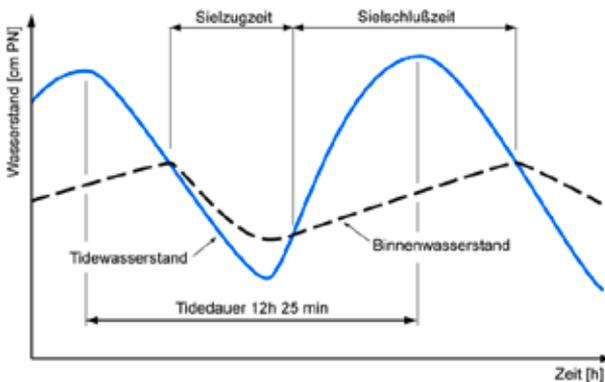


Abb. 16: Sielzug, schematisch (FRANK 2007)

Aufgrund lang anhaltender Windstau-Wetterlagen kann es vorkommen, dass das Siel über eine oder sogar mehrere Tiden hinweg geschlossen bleiben muss. Während dieser Zeitspanne muss der Abfluss aus dem Einzugsgebiet vor dem Siel gespeichert werden. Dabei ist zu berücksichtigen, dass nach langjährigen Beobachtungen häufig großer Binnenwasserandrang mit Zeiten erhöhter Tidewasserstände zusammentrifft (KRAMER, 1969), aber andererseits Siele und Schöpfwerke nicht für beliebige Extremfälle von höchsten Binnenwasserabflüssen (HHQ) und höchsten Sturmflutwasserständen

(HHThw) bemessen werden können. Ebenso kann nicht eine beliebige Anzahl von anzusetzenden „Sperrtiden“, während derer der Seilzug komplett ausfällt, angesetzt werden. Es würden sich nicht nur unwirtschaftliche Ausbaugrößen der Mündungsbauwerke, sondern auch des gesamten Vorfluternetzes ergeben.

Die Entwässerungssituation wird allerdings umso gravierender, je mehr Tiden mit erhöhten T_{nw} hintereinander auftreten und je größer die währenddessen in Folge überschrittenen T_{nw}-Höhen sind. Solche hintereinander auftretenden Folgen erhöhter T_{nw}-Wasserstände können als T_{nw}-Ketten bzw. T_{nw}-Folgen bezeichnet werden.

3.7.1 Begriffsbestimmung

Die Beweggründe für eine nähere Betrachtung von entsprechenden aufeinanderfolgenden Tidescheiteln, bzw. Tideketten, sind also zahlreich gegeben. Dennoch lassen sich nur sehr wenige Arbeiten finden, welche sich diesem Thema in Gänze oder schwerpunktmäßig widmen (DREBES, 1971; LÜDERS, 1973; JENSEN und SPIEB, 1996; FRANK, 2007). In anderen Veröffentlichungen oder Berichten finden sich vereinzelt Begrifflichkeiten wie Kettentide oder Tidenkette, bzw. ähnliche Sachverhalte betreffende Umschreibungen, es findet dabei aber keine klare und oft unterschiedliche Begriffsdefinition statt.

Aus diesem Grund sollen im Folgenden bisherige und in der vorliegenden Bearbeitung verwendete Tideketten, sowie die zu deren Analyse geprägten Begriffe erläutert werden.

Allgemein bezeichnet der Begriff Tidenkette eine Reihe von Tiden, die innerhalb einer bestimmten Zeitspanne auftreten und deren Scheitel ein bestimmtes Wasserstands-Niveau bzw. einen bestimmten Bezugshorizont überschreiten. Meist werden die Thw-Scheitel als Kriterium herangezogen, die Bedingung lässt sich allerdings auch nur für die T_{nw}-Scheitel oder für T_{nw}-und Thw-Scheitel gleichzeitig anwenden.

Eine Sturmtidenkette ist eine Tidenkette, in der die entsprechenden Thw-Scheitel oberhalb des Definitionsniveaus für zumindest eine leichte Sturmflut liegen. Die Zeitspanne, innerhalb derer diese Tidescheitel auftreten müssen, um zu einer Tidenkette zu gehören bzw. das Kettenkriterium, kann sowohl streng lückenlos aufeinanderfolgend definiert sein, als auch als Relation von der Anzahl aufgetretener (Sturm)tiden zur Zeitdauer vom ersten bis zum letzten Scheitel der so erkannten Tidenkette betrachtet werden.

Diese letzte Definition verwendet LÜDERS (1973). Motiviert durch die „ungewöhnlich langanhaltende Sturmweatherlage“ von Anfang November bis Mitte Dezember 1973 und die resultierenden Dünen- und Strandabbrüche waren es spezifisch Häufungen von Sturmtiden, deren Auftreten untersucht werden sollte. Als solches war nicht das lückenlose Aufeinanderfolgen, aber der engere zeitliche Zusammenhang der entsprechenden Sturmtiden gefordert. Praktische Erfahrungen und Erkenntnisse, die z.B. bei Untersuchungen der Ursache von Strand- und Dünenabbrüchen gewonnen wurden, führten ihn zu der Auffassung, dass eine Sturmtidenkette mindestens 5 Sturmtiden enthalten muss. Diese müssen nach LÜDERS (1973) zeitlich so dicht aufeinander folgen, dass das Verhältnis der Dauer von der ersten bis zur letzten Sturmtime zur Anzahl der Sturmtiden einen Kennwert von 5 nicht überschreitet.

DREBES (1971) befasst sich mit Untersuchungen über die Bemessungsgrundlagen tideabhängiger Entwässerungssysteme und entwickelt auf Basis der Daten des Tidepegels Husum eine Systematik

zur Häufigkeitsermittlung der Abfolge von hintereinander auftretenden, erhöhten Tnw-Scheiteln in Zusammenhang mit gleichzeitig auftretenden Abflüssen aus dem Binnenland. FRANK (2007) schließt sich der bei DREBES (1971) getroffenen Definition und Methodik an und erweitert diese im Hinblick auf numerische Auswertung sowie integraler Betrachtung mit hydrodynamisch-numerischen Sieldurchflussmodellierung. Gerade im Hinblick der im vorhergehenden Kapitel erläuterten Entwässerungsproblematik ist nachvollziehbar, dass für das Abgrenzen einzelner Tidenkettenereignisse das strenge Kettenkriterium der lückenlosen Aufeinanderfolge der Tnw-Scheitel oberhalb des gewählten Bezugshorizonts herangezogen werden muss. Für die hier vorliegende Bearbeitung wird also der allgemeinere Begriff der Tidenkette als Oberbegriff für sogenannte Tnw- und Thw-Folgen benutzt. Die folgende Bearbeitung setzt darüber hinaus keine Sturmtidescheitel voraus, sondern es werden bereits vom Niveau des jeweiligen NNTnw bis hin zu HHThw der Untersuchungspegel entsprechende Ereignisse ausgewertet. Aufgrund der unterschiedlichen Relevanz der Tnw und Thw für die Entwässerung küstennaher Einzugsgebiete und der weiteren beschriebenen Küstenschutzaspekte findet die Auswertung überdies getrennt für Tnw-Scheitel (Tnw-Folgen) und Thw-Scheitel (Thw-Folgen), allgemein Tidescheitel-Folgen statt. Hierbei wird keine Mindestzahl von Tidescheiteln gefordert, die eine Tidescheitel-Folge aufweisen muss, um als Tidenkette-Ereignis bzw. als Tidescheitel-Folge zu gelten. Es werden aber die Folgenlängen als Folgenzahl n bestimmt. Ein einzelner Tnw- oder Thw-Scheitel ist dabei zwar noch keine Tidenkette als solches, im unteren Abschluss der Definition aber sehr wohl eine Tnw- bzw. Thw-Folge mit der Folgenzahl 1. Abb. 17 erläutert diese Definition schematisch anhand von 3 beliebig gewählten Niveaus, aus denen entsprechend dem dargestellten Tideverlauf verschiedene Tidescheitelfolgen resultieren.

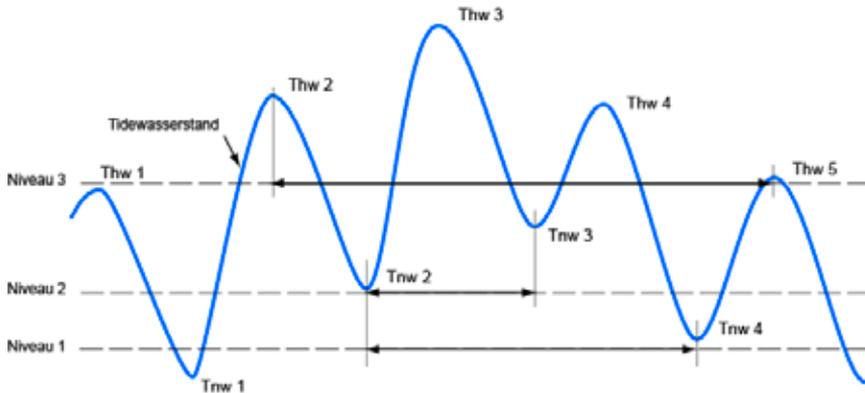


Abb. 17: Schematischer Tideverlauf und Abgrenzung von Tnw- und Thw-Folgen

Oberhalb oder genau auf dem ersten Bezugshorizont bzw. der Basishöhe Niveau 1 liegen die Tnw-Scheitel Tnw 2 bis Tnw 4 (Abb. 17). Diese drei aufeinanderfolgenden Tnw-Scheitel bilden damit eine Tnw-Folge der Folgenzahl 3. Darin eingeschlossen ist eine Tnw-Folge der Folgenzahl 2 (Tnw 2 und Tnw 3) sowie die drei einzelnen Tnw und damit Tnw-Folgen der Folgenzahl 1: Tnw 2, Tnw 3 und Tnw 4.

Oberhalb oder genau auf dem zweiten Bezugshorizont (Niveau 2) liegen nur die Tnw-Scheitel Tnw 2 und Tnw 3. Oberhalb dieses höheren Niveaus lässt sich im Auswerte-Zeitabschnitt damit eine

maximale Tnw-Folgenzahl von $n = 2$ feststellen. Gleichzeitig schließt der Zeitabschnitt zwei Tnw-Folgen der Folgezahl 1 ein; die beiden einzelnen Tnw 2 und 3.

Für die Thw-Scheitel findet die Abgrenzung gleichermaßen statt. Z.B. lässt sich bezogen auf das Niveau 3 als längstes Ereignis eine Thw-Folge der Folgezahl 4, bestehend aus den Thw 2 bis Thw 5 bestimmen.

3.7.2 Häufigkeitsuntersuchung von Tnw- und Thw-Folgen

Für eine Untersuchung der Häufigkeit von Tideketten werden für die zu untersuchenden Pegel Zeitreihen von täglichen Tnw-Scheitelwerten über mehrere Jahre benötigt. Basierend auf unterschiedlich vorgegebenen Höhenstufen ist nun anhand der vorgenannten Definition möglich, festzustellen, wie viele Tiden hintereinander die jeweiligen Tnw und Thw diese Basisshöhe erreichen bzw. überschreiten.

Durchgeführt z.B. für das NNTnw, also das niedrigste aufgezeichnete Tideniedrigwasser, würden demzufolge alle Tnw des Untersuchungspegels oberhalb oder gleich diesen Wertes liegen und das Resultat wäre eine Tidekette, deren zugehörige Folgezahl gleich dem Umfang der Untersuchungszeitreihe ist. Für ein einziges Jahr wären dies 705 Tnw. Durchgeführt für das HHTnw, also das höchste aufgezeichnete Tideniedrigwasser als Schwellwert, würde kein einziges Tnw darüber liegen, und das Ergebnis wäre eine „leere“ Kette. Mit den genannten Werten ist damit die maximale Spannweite einer solchen Untersuchung für die Tnw-Scheitel und sinngemäß für die Thw-Scheitel vorgegeben. Die Auflösung der Höhenstufen kann dabei beliebig fein sein und wurde für die vorliegende Untersuchung mit 1 cm sehr detailliert gewählt, um im Nachgang beliebige weitere, für die Bewertung der Binnenentwässerung oder des Küstenschutzes sinnvolle oder interessante Bezugshorizonte (konstant und zeitveränderlich), aus dieser Basisauswertung gewinnen zu können. Alle Bezugshorizonte beziehen sich dabei in der gesamten Auswertung auf die jeweiligen Pegelnullpunkte der untersuchten Pegel.

Es kann nun auf diese Weise eine Auszählung von hintereinander auftretenden Tiden durchgeführt werden, deren Tnw jeweils oberhalb einer vorgegebenen Höhenstufe liegen, und dies für alle Höhenstufen wiederholt werden. Das Ergebnis einer entsprechenden Auswertung ist eine Matrix von Ereigniszahlen, welche zeilenweise aufsteigend für die überschrittenen Höhenstufen und spaltenweise aufsteigend für die jeweiligen Folgezahl aufgeführt sind. Eine solche Häufigkeitsmatrix ist in der folgenden Abb. 18 visualisiert. Diesem Beispiel liegt die Zeitreihe der täglichen Tnw-Scheitel des Tidepegels Cuxhaven von 1918 bis 2008 als Datenbasis zugrunde.

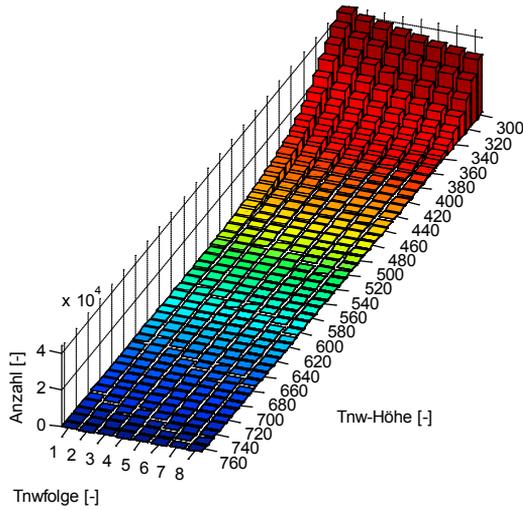


Abb. 18: Tnw-Häufigkeitsmatrix, Datenbasis: Tidepegel Cuxhaven, Zeitreihe 1918-2008

Werden nun die Zelleninhalte durch die Anzahl der Tiden pro Jahr dividiert, so wird eine Matrix von relativen Häufigkeiten pro Jahr erzeugt. Diese Reihen können entsprechend der Folgenzahl in ein Diagramm eingetragen werden, dessen Abszisse logarithmisch skaliert die Häufigkeiten, und dessen Ordinate linear die Tnw-Höhen, angeben. Das Resultat ist ein der Abb. 19 entsprechendes Ergebnis, welches Auskunft über die zu erwartende Basishöhe die durch n aufeinanderfolgende Tnw in entsprechender Häufigkeit pro Jahr zu erwarten ist, gibt, bzw. Ablesen lässt, wie häufig pro Jahr n aufeinanderfolgende Tnw zu erwarten sind, die alle ein bestimmtes Niveau überschreiten.

Aufbauend auf diese Basisauswertung lassen sich die in Kap. 5.1 und Kap. 5.2 aufgeführten Auswertungen bezüglich der Höhenentwicklung der maximalen, jährlichen Basishöhen durchführen. So zeigt Abb. 20 am Beispiel des Pegels Cuxhaven die Entwicklung der pro Kalenderjahr jeweils maximalen Basishöhe, über der mindestens ein Ketteneignis der entsprechenden Folgenzahl (von Folgenzahl 1 bis Folgenzahl 8) aufgetreten ist. Angelehnt an die übliche Konvention zur Benennung von Tideparametern bzw. Hauptwerten werden diese Jahresmaxima als H_nTnw und H_nThw bezeichnet. Der Buchstabe n steht dabei für die jeweilige Folgenzahl. Aus der Reihe der Jahres- H_nTnw und H_nThw lassen sich entsprechende Mittelwerte über unterschiedliche Auswerteziträume bilden, welche dann als MH_nTnw bzw. MH_nThw bezeichnet werden (Kap. 5.2).

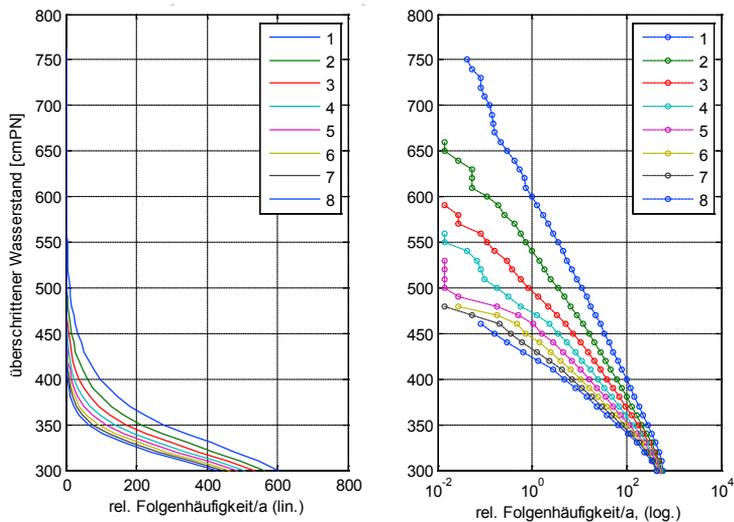


Abb. 19: Tnw-Folgen, Datenbasis: Tidepegel Cuxhaven, Zeitreihe 1918-2008

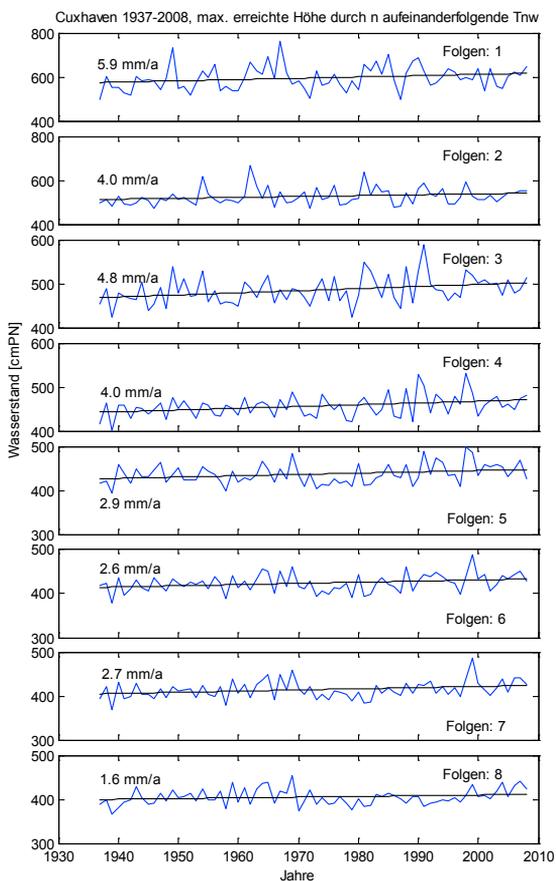


Abb. 20: Cuxhaven 1937-2008, maximal erreichte Basishöhe durch 1-8 aufeinanderfolgende Tnw

3.8 Verweildauern

Anfangs des Kap. 3.7 wurde bereits ausgeführt, dass für die dort genannten Fragestellungen oft gleichermaßen Tideketten und auch Verweildauern bzw. Verweilzeiten von Belang sind. Es wurde daher im Rahmen des Projektes untersucht, ob sich an den untersuchten Pegeln Veränderungen oder Verlagerungen interannueller oder intersaisonalen Art in den Verweildauern erkennen lassen und wie sich die Verweildauerverteilungen an den einzelnen Pegeln darstellen, bzw. ob und in welcher Form sich an ausgewählten Pegeln Trendentwicklungen bei der Betrachtung von Verweildauern von Sturmflutwasserständen ergeben.

3.8.1 Begriffsbestimmung

Wie auch bei den Tideketten, gibt es für Verweildauer-Untersuchungen sehr wenige verwertbare Arbeiten. FÜHRBÖTER hat sich 1979 mit Verweilzeiten und Wellenenergien befasst. Nach ihm ist die Verweildauer als diejenige Zeitdauer Δt definiert, in der sich ein Wasserstand H als Funktion der Zeit t in einem bestimmten Höhenbereich ΔH zwischen H und $H + \Delta H$ bewegt (FÜHRBÖTER, 1979).

Abb. 21 zeigt am Beispiel eines kurzen Tideverlaufs, hier der Sturmflutverlauf am Pegel Cuxhaven am Beispiel des Orkantiefs Emma, wie die Verweildauer innerhalb einer bestimmten Höhenstufe definiert ist. Die Gesamtzeit, in welcher sich der Wasserstand innerhalb der Höhenstufe befindet, wird über den jeweiligen Betrachtungs-Zeitabschnitt aufsummiert. Der Betrachtungs-Zeitabschnitt kann dabei, wie im Beispiel gezeigt, ein einzelnes Sturmflutereignis oder auch beliebige, abgrenzbare Zeitabschnitte, z.B. Monate, Halbjahre, Kalender- oder hydrologische Jahre umfassen.

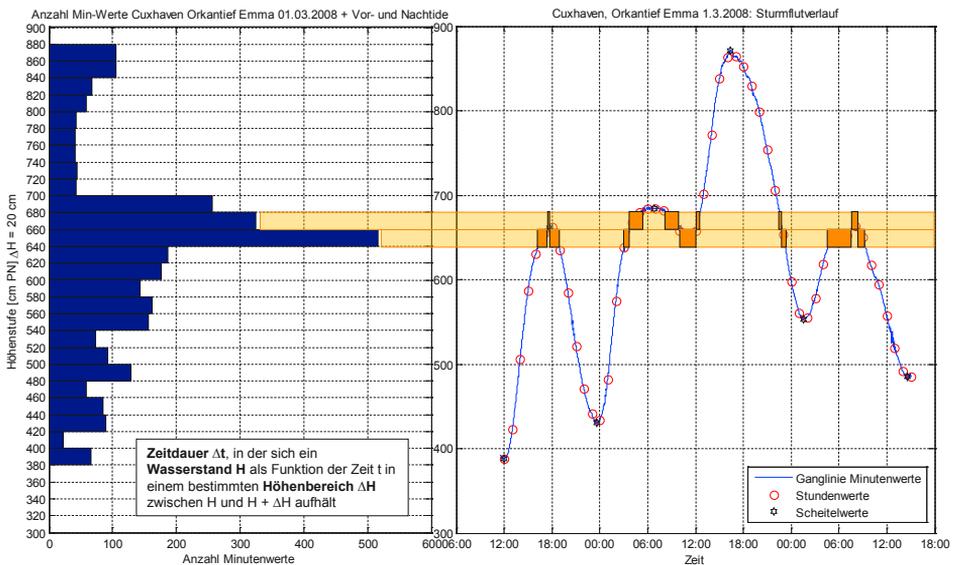


Abb. 21: Definitionsschema der Verweildauer

Die Höhe einzelner Höhenstufen ist dabei grundsätzlich frei wählbar. Sie sollte eine gute Auflösung in den interessierenden Höhenstufen bieten, dabei aber auch nicht zu fein werden. Als physika-

lich begründeter Gesichtspunkt kann zusätzlich der Aspekt der Dissipation der Energie von angreifenden Wellen auf Küstenschutzelemente dienen. FÜHRBÖTER (1979) betrachtete für seine Untersuchungen an der Nordsee Höhenstufen von 0,25 und 0,50 m und an der Ostsee 0,10, 0,25 und 0,50 m. Er bevorzugte schließlich jeweils 0,25 m sowohl für Nord- und Ostsee. Diese Stufenhöhe von $\Delta H = 0,25$ m entspricht bei Deichböschungsneigungen von etwa 1:4 bis 1:6 Längen von rund 1 m. Er führt dazu an, dass auf Flächen von Quadratmetergröße genau die Anfangsschäden entstehen, die später dann u. U. zur völligen Zerstörung der Böschung führen können; mithin wird deshalb mit der Stufenhöhe $\Delta H = 0,25$ m eine optimale Unterteilung der Gefahrenbereiche zu den einzelnen Höhen $H(t)$ erhalten.

Für die vorliegende Untersuchung wurde in gleichem Sinne eine etwas feinere Höhenstufenunterteilung von $\Delta H = 0,20$ m gewählt, da modernere Deichprofile flachere Neigungen aufweisen. Andererseits sollte die Aufteilung auch nicht zu fein werden, um über die Bandbreite von NNTnw bis HHthw nicht zu viele Stufen zu erhalten.

3.8.2 Untersuchung der Verweildauern

Es wurden aus den vorliegenden, vergleichsweise kurzen (10-12 Jahre), hoch aufgelösten Wasserstandsganglinien in Minutenauflösung Verweildauerkurven für unterschiedliche Zeiträume (Kalenderjahre, Wasserwirtschaftsjahre, Sommerhalbjahre, Winterhalbjahre) erzeugt. Abb. 22 zeigt am Beispiel des Pegels Cuxhaven im linken Teil die Verweildauern auf den unterschiedlichen Höhenstufen innerhalb eines Kalenderjahres. Im rechten Teil ist die Streuung der einzelnen Wasserstandswerte jeder Tide des gesamten Jahres dargestellt, die zu den entsprechenden Verweildauern beitragen. Um dabei noch die abnehmende Dichte von aufgetretenen Wasserständen am oberen und unteren Rand visuell erkennbar zu erhalten, wurde nur jede 25ste Minute der gesamten Tide dargestellt (blaue Punkte). Die rote Linie stellt die daraus resultierende mittlere Tide dar.

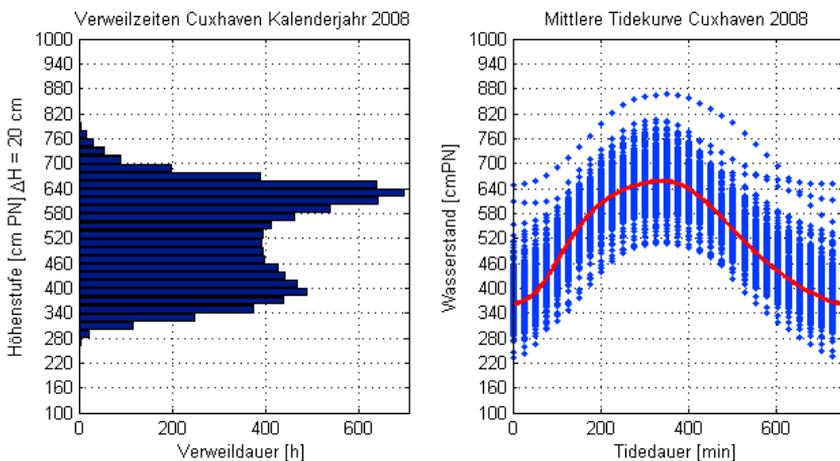


Abb. 22: Beispiel zur Verteilung von Verweilzeiten und Darstellung der Streuung aufgetretener Wasserstände in Bezug zum Tideverlauf, Pegel Cuxhaven, Kalenderjahr 2008

Diese Auswertungen sind nur für Zeitreihenabschnitte möglich, für die hochaufgelöste Wasserstandszeichnungen vorliegen. Entweder in Minutenauflösung, wie oben angeführt, oder aber mindestens in 60 Minuten-Auflösung; nur auf Basis einer Scheitelzeitreihe ist keine Bestimmung von Verweildauern möglich. Die Auswertung der Verweildauern beschränkt sich damit für fast alle untersuchten Pegel auf den Zeitabschnitt von 1994, bzw. 1997, 1999 und 2000 bis 2008. Lediglich für den Pegel Cuxhaven liegen bis 1918 zurückreichend mindestens Stundenwerte zusammenhängend digital vor (Abb. 2). Aus diesem Grund konnten aussagekräftige Untersuchungen über den Verlauf der Verweildauern nur für den Pegel Cuxhaven durchgeführt werden. Auch hier wird also die Notwendigkeit weiterer Digitalisierungskampagnen deutlich, um weitere Aussagen zu Trendverläufen von mittlerer Tide und Verweildauern für eine höhere Zahl von Pegeln ableiten zu können.

Um sicherzustellen, dass die aus 60-Minuten-Werten gewonnen Verweildauern möglichst gut mit Verweildauern gleicher Perioden, allerdings aus höher aufgelösten 1-Minuten-Werten, übereinstimmen, wurden verschiedene Untersuchungen zum Ansatz unterschiedlicher Interpolationsmethoden für die 60-Minuten-Werte durchgeführt. Abb. 23 zeigt am Beispiel des Pegels Cuxhaven die Unterschiede, welche für die Verweildauern des Kalenderjahres 2007 durch unterschiedlich zeitlich aufgelöste bzw. interpolierte Wasserstandswerte resultieren.

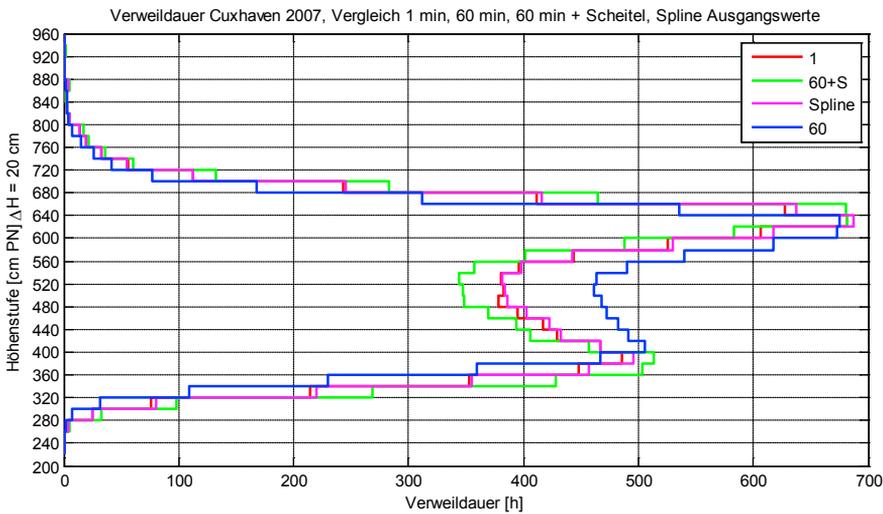


Abb. 23: Vergleich der Verweildauern resultierend aus unterschiedlichen Ausgangsdaten, 1-Minuten-Werte (rot), 60-Minuten-Werte (blau), 60-Minuten-Werte und Tidescheitel über Spline-Funktion zu 1-Minuten-Werten interpoliert (grün), 60-Minuten-Werte über Spline-Funktion zu 1-Minuten-Werten interpoliert (rosa)

Wie zu erkennen ist, liegen die Kurven für die hochaufgelösten 1-Minuten-Werte und die nur aus den 60-Minuten-Werten (ohne zusätzliche Berücksichtigung separater Scheitelwerte) über eine kubische Spline-Funktion interpolierten Werte nahezu deckungsgleich übereinander. Hingegen kommt es zu größeren Abweichungen, wenn bei der Interpolation auch Scheitelwerte berücksichtigt werden, die durch nahe zeitliche Lage an äquidistanten 60-Minuten-Werte Überschwingeffekte der Interpolationslösung verursachen können. Werden nur die Stundenwerte, ohne weitere Interpolation herangezogen, entstehen ebenfalls deutliche Differenzen. Aus diesem Grund wurden für die Unter-

suchung der Verweildauern des Pegels Cuxhaven alle Stundenwerte zunächst mittels kubischer Splinefunktion zu 1-Minuten-Werten interpoliert.

Für die Auswertung von Verweildauern von Sturmflutwasserständen konnte darüber hinaus auf durchgehend digitalisierte Ganglinien eines Sturmflutkollektivs von 311 Ereignissen für den Pegel Cuxhaven (Zeitabschnitt 1901 bis 2008) und 199 Ereignissen für den Pegel Hörnum (Zeitabschnitt 1936 bis 2008) aus dem Projekt XtremRisK (OUMERACI et al., 2009) zurückgegriffen werden. Die entsprechenden Auswertungen finden sich im Kap. 6.

4. Ergebnisse der Untersuchungen zur Entwicklung des RMSL in der Deutschen Bucht

Im Folgenden werden die Ergebnisse im Detail vorgestellt und diskutiert, die sich bei der Anwendung der in Kap. 3 beschriebenen Analyseverfahren unter Berücksichtigung der RMSL-Zeitreihen für die Deutsche Bucht (siehe Kap. 2) ergeben haben. Die Ergebnisse, die bei den Untersuchungen zu Tideketten und Verweildauern erzielt wurden sind in den nachfolgenden Kap. 5 und 6 detailliert beschrieben.

4.1 RMSL-Zeitreihen für die einzelnen Untersuchungspegel und ausgewählte synthetische Pegelzeitreihen

In Abb. 24 sind die RMSL-Zeitreihen für die ausgewählten Untersuchungspegel dargestellt, die unter Verwendung der in den Kap. 3.1 und 3.2 beschriebenen Methodik generiert wurden. Zudem sind verschiedene synthetische Zeitreihen dargestellt, die entsprechend des in Kap. 3.3 vorgestellten Verfahrens konstruiert wurden. Neben einer synthetischen Zeitreihe für die gesamte Deutsche Bucht, wurden zwei weitere, zum einen für den Bereich Schleswig-Holstein und zum anderen für den Bereich Niedersachsen, ermittelt. Für die synthetische Zeitreihe für Schleswig-Holstein wurden die Pegeldata von List, Hörnum, Wyk, Dagebüll, Wittdün und Husum berücksichtigt. Für die synthetische Zeitreihe für Niedersachsen die Daten der Pegel Cuxhaven, Bremerhaven, Lt. Alte Weser, Wilhelmshaven, Norderney und Emden. Der Pegel Helgoland wurde lediglich bei der Generierung der synthetischen Zeitreihe für die gesamte Deutsche Bucht berücksichtigt.

Betrachtet man zunächst die Zeitreihen der Einzelpegel, so bestätigt sich die gute Datenqualität für den Zeitabschnitt nach 1936 (siehe auch Kap. 2.4). Für diese Periode sind besonders hohe (z.B. 1967) oder niedrige Werte (z.B. 1996) in allen Pegelzeitreihen in ähnlicher Weise zu erkennen. Für den frühen Zeitabschnitt vor 1936 ist besonders für den Pegel Lt. Alte Weser die in Kap. 2.4 beschriebene Unsicherheit bei den Höhenbezügen zu erkennen. Bei der Generierung der synthetischen Pegel fällt dies aufgrund der hier genutzten Vorgehensweise zur Konstruktion solcher Zeitreihen jedoch nicht ins Gewicht. Zudem erfolgt die Glättung dieser Zeitreihe aufgrund der ohnehin vorhandenen Lücken erst ab 1929 (siehe Kap. 4.3). Die ermittelten linearen Trends, die den frühen Zeitabschnitt mit einschließen, sind hingegen mit entsprechenden Unsicherheiten behaftet.

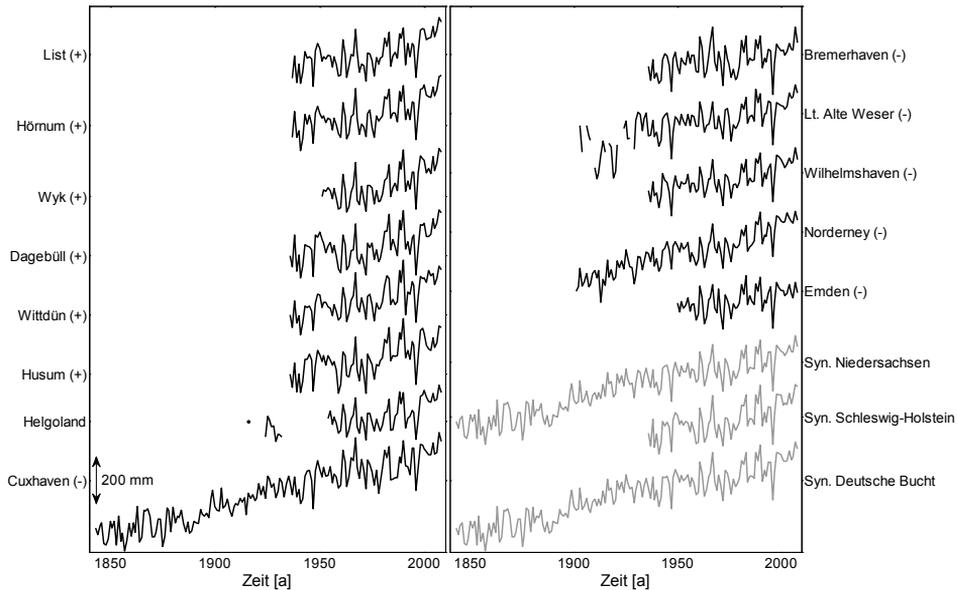


Abb. 24: RMSL-Zeitreihen für alle Untersuchungspegel und synthetische Zeitreihen für die Bereiche Schleswig-Holstein (berücksichtigte Pegel sind mit (+) gekennzeichnet), Niedersachsen (berücksichtigte Pegel sind mit (-) gekennzeichnet) und die gesamte Deutsche Bucht (alle Pegel wurden berücksichtigt)

Mit Blick auf die drei generierten synthetischen Pegelzeitreihen fällt auf, dass alle Pegel für die Daten von vor 1936 verfügbar sind, entlang der niedersächsischen Küste angeordnet sind. Aus diesem Grund entspricht die synthetische Zeitreihe für Niedersachsen in diesem Zeitabschnitt der synthetischen Zeitreihe für die gesamte Deutsche Bucht. Für den Bereich Schleswig-Holstein sind frühestens Daten ab 1936 verfügbar. Da einige der hier berücksichtigten Pegel jedoch bereits wesentlich früher (teilweise Ende des 19. Jahrhunderts; siehe Pegelprotokoll) installiert wurden, ist grundsätzlich die Möglichkeit zur Digitalisierung weiterer Daten gegeben. Nur so können Rückschlüsse über die RMSL-Entwicklung zum Ende des 19. und Anfang des 20. Jahrhunderts gezogen werden.

Die in Abb. 24 dargestellten Zeitreihen bilden die Grundlage für alle im AMSeL-Projekt durchgeführten Analysen zur Entwicklung des RMSL in der Deutschen Bucht.

4.2 Ergebnisse linearer Trendanalysen

In Tab. 2 sind die Ergebnisse der linearen Trenduntersuchungen zusammenfassend dargestellt. Wie in Kap. 3.4 beschrieben, wurden Trends sowohl für die Einzelzeitreihen, als auch die drei synthetischen Zeitreihen, für unterschiedliche Zeitperioden ermittelt. Zudem sind jeweils die $1-\sigma$ Standardfehler dargestellt (entsprechen dem 68%-Konfidenzintervall). In Klammern sind für alle Pegel und die unterschiedlichen Zeiträume die Korrelationskoeffizienten r abgebildet, die sich zwischen dem jeweiligen Pegel und der synthetischen Zeitreihe für die gesamte Deutsche Bucht ergeben haben.

Zunächst sollen erneut die Ergebnisse näher betrachtet werden, die bei den Analysen der Einzelzeitreihen erzielt wurden. Für den langen Zeitabschnitt ab 1843 kann nur für den Pegel Cuxhaven ein Trend von $2,3 \pm 0,1$ mm/a ermittelt werden, und ein Vergleich zu anderen Pegeln ist in diesem

Fall nicht möglich. Für den Zeitabschnitt 1901 bis 2008 können zusätzlich Trends für die Pegel Norderney und Lt. Alte Weser angegeben werden. Der Trend, welcher sich für den Pegel Lt. Alte Weser ergibt, ist mit $1,9 \pm 0,2$ mm/a am geringsten, gefolgt von Norderney ($2,2 \pm 0,2$ mm/a) und Cuxhaven ($2,4 \pm 0,1$ mm/a). Die Ergebnisse für Norderney und Cuxhaven sind ähnlich. Betrachtet man zusätzlich die Korrelation mit dem synthetischen Pegel für die Deutsche Bucht, so ist diese für Cuxhaven und Norderney erneut ähnlich und für den Pegel Lt. Alte Weser mit $r = 0,88$ deutlich geringer. Für den Zeitabschnitt von 1937 bis 2008 können für 10 der 13 berücksichtigten Pegel Trends ermittelt werden. Auch hier zeigen sich teilweise signifikante Unterschiede zwischen einzelnen Zeitreihen, die u.a. auf unterschiedliche Vertikalbewegungen an den Pegeln zurückzuführen sind. Die berechneten Trends liegen im Bereich von 1,2 bis 2,4 mm/a (Standardfehler $\approx \pm 0,3$ mm/a), wobei sich die höchsten Werte für Wittdünen und Norderney und der niedrigste für Bremerhaven ergeben. Aus der Gesamtbetrachtung ist eine leichte Tendenz dahin gehend erkennbar, dass sich höhere Trends für den Bereich Schleswig-Holstein (den östlichen Teil der Deutschen Bucht) ergeben, als es für den Bereich Niedersachsen (südlicher Teil der Deutschen Bucht) der Fall ist. Gleiches gilt für die Korrelationen mit der synthetischen Zeitreihe. Insgesamt sind die ermittelten Korrelationskoeffizienten zwar sehr hoch ($> 0,9$), jedoch liegen auch diese im Mittel etwas höher für die Pegel entlang der Küste Schleswig-Holsteins.

Die zuletzt beschriebenen Effekte treten, zumindest die Trends betreffend, noch deutlicher für den Zeitabschnitt 1951 bis 2008 zu Tage. Hier können für alle Untersuchungspegel Trends angegeben werden. Gleichzeitig nimmt die Streubreite zu, die ermittelten Trends liegen zwischen 1,0 mm/a (Bremerhaven) und 2,8 mm/a (Wyk). Das gleiche Bild, nämlich tendenziell höhere Trends und leicht höhere Korrelationen für den Bereich Schleswig-Holstein, ergibt sich auch für den kürzesten hier betrachteten Zeitabschnitt von 1971 bis 2008. Die Trends, welche für diese Periode ermittelt wurden, sind deutlich höher, als für die längeren Zeiträume und liegen zwischen 2,1 mm/a (Emden) und 4,6 mm/a (Wyk). Die Standardfehler bewegen sich um $\pm 0,8$ mm/a.

Mit Blick auf die synthetischen Pegel bestätigen sich die anhand der Einzelpegel beschriebenen Änderungen. Für die längeren Zeiträume (1843-2008, 1901-2008, 1937-2008 und 1951-2008) ergeben sich keine nennenswerten Unterschiede in den ermittelten Trends. Lediglich für den Zeitabschnitt 1971 bis 2008 sind signifikant höhere Trends berechnet worden. Dabei ist auch hier zu beobachten, dass sich tendenziell höhere Werte für den Bereich Schleswig-Holstein ergeben. Dies deutet darauf hin, dass entlang der in Nord-Süd-Richtung verlaufenden Küstenlinie andere bzw. ausgeprägtere Vertikalbewegungen vorherrschen als es bei der in Ost-West-Richtung verlaufenden Küstenlinie der Fall ist (siehe auch Kap. 4.4).

Wie in Kap. 3.4 beschrieben, können solche Ergebnisse aus linearen Trendanalysen direkt mit denjenigen aus anderen Untersuchungen verglichen werden. Dabei ist zum einen zu beachten, welche Zeiträume zugrunde liegen und zum anderen, ob Vertikalbewegungen in irgendeiner Weise berücksichtigt wurden oder nicht. So geben CHURCH und WHITE (2006) einen Trend von $1,7 \pm 0,2$ mm/a ($1-\sigma$ Standardfehler) für den globalen Meeresspiegel für das 20. Jahrhundert an. Dieser Wert wurde im Rahmen verschiedener Studien bestätigt (z.B. HOLGATE, 2007). Vertikale Landbewegungen sind näherungsweise durch die Einbeziehung von GIA-Modellergebnissen (siehe auch CHURCH et al., 2004) berücksichtigt. WÖPPELMANN et al. (2009) ermitteln unter Einbeziehung von CGPS-Daten zur Berücksichtigung von Vertikalbewegungen einen Wert von $1,61 \pm 0,19$ mm/a.

Tab. 2: Ergebnisse der linearen Trendanalysen auf Basis der RMSL-Zeitreihen für die Deutsche Bucht. Mit (+) markierte Pegel sind in der synthetischen Zeitreihe Schleswig-Holstein, mit (-) markierte Pegel in der synthetischen Zeitreihe Niedersachsen inkludiert

Pegel	Lineare trends des RMSL für verschiedene Zeitfenster $\pm 1-\sigma$ Standardfehler [mm/a] (Korrelation mit der synthetischen Zeitreihe - Deutsche Bucht)				
	1843-2008	1901-2008	1937-2008	1951-2008	1971-2008
List (+)	-	-	2,0 \pm 0,3 (0,98)	2,4 \pm 0,4 (0,98)	4,2 \pm 0,8 (0,98)
Hörnum (+)	-	-	1,8 \pm 0,3 (0,98)	2,1 \pm 0,4 (0,98)	3,7 \pm 0,8 (0,98)
Wyk (+)	-	-	-	2,8 \pm 0,5 (0,98)	4,6 \pm 0,8 (0,97)
Dagebüll (+)	-	-	1,7 \pm 0,4 (0,95)	2,2 \pm 0,5 (0,96)	3,7 \pm 0,9 (0,97)
Wittdün (+)	-	-	2,4 \pm 0,3 (0,97)	2,6 \pm 0,4 (0,97)	3,9 \pm 0,8 (0,97)
Husum (+)	-	-	2,2 \pm 0,3 (0,96)	2,5 \pm 0,5 (0,96)	3,6 \pm 0,9 (0,97)
Helgoland	-	-	-	2,1 \pm 0,4* (0,96)	3,5 \pm 0,7 (0,96)
Cuxhaven (-)	2,3 \pm 0,1 (0,99)	2,2 \pm 0,2 (0,96)	2,1 \pm 0,3 (0,95)	2,0 \pm 0,4 (0,94)	3,6 \pm 0,8 (0,94)
Bremerhaven (-)	-	-	1,2 \pm 0,3 (0,92)	1,0 \pm 0,5 (0,90)	2,5 \pm 0,8 (0,94)
Lt. Alte Weser (-)	-	1,9 \pm 0,2* (0,88)	1,7 \pm 0,3 (0,95)	1,7 \pm 0,4 (0,95)	3,1 \pm 0,8 (0,96)
Wilhelmshaven (-)	-	-	1,9 \pm 0,3 (0,98)	2,0 \pm 0,4 (0,99)	3,4 \pm 0,7 (0,99)
Norderney (-)	-	2,4 \pm 0,1 (0,95)	2,4 \pm 0,3 (0,96)	2,8 \pm 0,4 (0,95)	4,2 \pm 0,6 (0,96)
Emden (-)	-	-	-	1,3 \pm 0,4 (0,94)	2,1 \pm 0,7 (0,94)
synthetische Zeitreihe (Schleswig-Holstein)	-	-	2,2 \pm 0,3 (0,99)	2,5 \pm 0,4 (0,99)	4,1 \pm 0,8 (1,00)
synthetische Zeitreihe (Niedersachsen)	2,0 \pm 0,1 (1,00)	1,7 \pm 0,1 (0,99)	1,8 \pm 0,3 (0,99)	1,8 \pm 0,4 (0,99)	3,2 \pm 0,7 (0,99)
synthetische Zeitreihe (Deutsche Bucht)	2,0 \pm 0,1	1,7 \pm 0,1	2,0 \pm 0,3	2,1 \pm 0,4	3,6 \pm 0,7

* Für einige Jahre des berücksichtigten Zeitraumes liegen keine Daten vor, es sind aber mind. 93% verfügbar

Für einen Vergleich mit den hier vorgestellten Ergebnissen ist am ehesten die synthetische Zeitreihe für die gesamte Deutsche Bucht geeignet, welche die mittleren RMSL-Änderungen repräsentiert. Unter Verwendung dieser Zeitreihe und Berücksichtigung des Zeitabschnittes von 1901 bis 2000 ergibt sich ein Trend von $1,5 \pm 0,2$ mm/a. Dieser ist etwas niedriger, als der von CHURCH und WHITE (2006) ermittelte Wert für den globalen MSL und beinhaltet gleichzeitig noch die Landsenkungen (im Bereich von ca. $0,5 \pm 0,4$ mm/a, siehe Kap. 4.4), welche von CHURCH und WHITE (2006) bereits (zumindest näherungsweise) berücksichtigt sind. Daraus kann geschlossen werden, dass sich über das 20. Jahrhundert hinweg tendenziell ein geringerer MSL-Anstieg im Bereich der Deutschen Nordsee vollzogen hat, als es im globalen Mittel der Fall war.

Für die erste Hälfte des 20. Jahrhunderts (1904 bis 1953) ermittelt HOLLGATE (2007) eine Anstiegsrate des globalen MSL (Landsenkungen durch GIA (PELTIER, 2001) berücksichtigt) von $2,03 \pm 0,35$ mm/a und für die zweite Hälfte des Jahrhunderts (1954 bis 2003) von $1,45 \pm 0,34$ mm/a. Für dieselben Zeiträume ergibt sich unter Verwendung der synthetischen Zeitreihe für die Deutsche Bucht jeweils ein Trend von $2,0 \pm 0,5$ mm/a. Auch hier gilt es zu berücksichtigen, dass die vertikalen Landbewegungen in der synthetischen Zeitreihe der Deutschen Bucht noch enthalten sind. Berücksichtigt man erneut die in Kapitel 4.4 dargestellten Senkungsraten, so zeigt sich, dass die Änderungen in der Deutschen Bucht in der ersten Hälfte des 20. Jahrhunderts geringer, in der 2. Hälfte des 20.

Jahrhunderts in etwa gleich den Änderungen waren, welche im globalen Mittel beobachtet wurden. Für die letzten 15 Jahre geben MITCHUM et al. (2010) einen Trend von $3,5 \pm 0,4$ mm/a an, welcher auf der Auswertung von Altimeterdaten beruht und somit nicht durch vertikale Landbewegungen beeinflusst ist. Aus der synthetischen Zeitreihe für die Deutsche Bucht ergibt sich ein Trend von $7,3 \pm 2,1$ mm/a (siehe Abb. 26). D.h. für die letzten ca. 1,5 Dekaden zeigt sich auch bei Berücksichtigung der Vertikalbewegungen die Tendenz, dass ein stärkerer MSL-Anstieg im Bereich der deutschen Nordsee stattgefunden hat, als es im globalen Mittel der Fall war.

Für den Pegel Brest, der im engeren räumlichen Zusammenhang mit den hier untersuchten Pegeln steht, geben WÖPPELMANN et al. (2006) RMSL Trends von $1,3 \pm 0,15$ mm/a (1890 bis 1980) und $3,0 \pm 0,5$ mm/a (1980 bis 2004) an. Für die Deutsche Bucht ergeben sich für dieselben Zeiträume Trends von $1,6 \pm 0,2$ bzw. $2,0 \pm 1,5$ mm/a. Da vertikale Landbewegungen in beiden Fällen unberücksichtigt sind, kann lediglich ein Vergleich der relativen Änderungen erfolgen, wobei die Unterschiede für den Zeitabschnitt ab 1980 deutlicher sind als für den Zeitabschnitt von 1890 bis 1980. Für die niederländische Küste geben KATSMANN et al. (2008) eine konstante Anstiegsrate über das 20. Jahrhundert von $2,5 \pm 0,6$ mm/a an. Eine Beschleunigung ist demnach in den Beobachtungsdaten nicht zu erkennen. Darüber, ob Landsenkungen bei den Analysen berücksichtigt wurden wird keine Aussage getroffen, weshalb vermutet werden kann, dass dies nicht der Fall ist. Damit ergibt sich auch hier (relativ gesehen) ein stärkerer Anstieg, als es für denselben Zeitabschnitt im Bereich der Deutschen Bucht der Fall war.

Weitere Vergleiche sollen an dieser Stelle nicht erfolgen, obwohl sich in der Literatur die Ergebnisse einer Vielzahl weiterer Studien finden, welche dies zulassen würden. Wie die Ausführungen jedoch deutlich gezeigt haben, ist es unerlässlich bei solchen Vergleichsbetrachtungen die zugrunde liegenden Zeiträume zu beachten und jeweils zu prüfen, ob es sich um Analysen des RMSL oder des MSL (Landsenkungen berücksichtigt) handelt. Nur so können Rückschlüsse darüber gezogen werden, ob die Änderungen, die in zwei unterschiedlichen Gebieten beobachtet wurden ähnlich oder signifikant unterschiedlich waren.

Aus dem Vergleich einzelner Pegel entlang derselben Küstenlinie können über die Vergleiche der relativen Anstiegsraten zumindest erste Rückschlüsse darüber gezogen werden, in welchen Bereichen von stärkeren Vertikalbewegungen auszugehen ist, was eine wichtige Information für den regionalen bzw. lokalen Küstenschutz darstellt.

4.3 Ergebnisse nicht-linearer Trendanalysen

Im Folgenden sollen die Ergebnisse im Detail vorgestellt werden, die sich bei den im AMSEL-Projekt durchgeführten nicht-linearen Trendanalysen ergeben haben. Dabei soll in erster Linie geprüft werden, ob und welche Beschleunigungstendenzen (zu unterschiedlichen Zeiträumen) in den untersuchten Zeitreihen vorhanden sind. Dazu werden einige Ergebnisse aus der Anpassung von Polynomen 2. Ordnung denjenigen aus anderen Studien vergleichend gegenübergestellt, bevor die Glättungsfunktionen, die mittels SSA und MCAP für die Einzelzeitreihen und die verschiedenen synthetischen Zeitreihen bestimmt wurden (siehe Kap. 3.5) dargestellt und diskutiert werden. Zudem wurden gleitende lineare Trends für unterschiedliche Zeitperioden auf Basis der synthetischen Zeitreihe für die gesamte Deutsche Bucht ermittelt. Während im vorangegangenen Kapitel die Trends für

ungleich lange Zeitperioden ermittelt und verglichen wurden, werden nun also Trends über gleichlange, zeitlich gegeneinander verschobene Zeiträume berücksichtigt.

Aus ihren Analysen der globalen MSL-Änderungen, wobei sowohl Pegel- als auch Altimeterdaten berücksichtigt wurden, ermitteln CHURCH und WHITE (2006) einen quadratischen Koeffizienten von $0,0065 \pm 0,006 \text{ mm/a}^2$ aus der Anpassung eines Polynoms 2. Ordnung. Der zugrunde liegende Zeitabschnitt ist 1870 bis 2001. Für die synthetische Zeitreihe für die gesamte Deutsche Bucht ergibt sich für den gleichen Zeitabschnitt ein negativer quadratischer Koeffizient von $-0,011 \pm 0,003 \text{ mm/a}^2$. Der Annahme folgend, dass Vertikalbewegungen über die hier betrachteten Zeiträume hinweg als linear angenommen werden können, spielt es für den Vergleich keine Rolle, ob diese berücksichtigt wurden oder nicht. Während die globale Rekonstruktion in dem betrachteten Zeitabschnitt also eine positive Beschleunigung aufweist, ergibt sich für die Rekonstruktion für die Deutsche Bucht eine negative Beschleunigung. Dies entspricht den Ergebnissen von WOODWORTH et al. (2008), die für die meisten langen europäischen Pegelzeitreihen (mit Daten ab 1870) keine oder eine leicht negative Beschleunigung feststellen. Für den Zeitabschnitt von 1901 bis 2006 ermitteln WOODWORTH et al. (2009) einen Koeffizienten von $0,0055 \pm 0,003 \text{ mm/a}^2$ auf Basis einer synthetischen Zeitreihe, die aus Pegelzeitreihen für den Bereich Großbritannien (hauptsächlich englische Ostküste) konstruiert wurde. Für die Deutsche Bucht ergibt sich ein geringerer, aber auch positiver Koeffizient von $0,0016 \pm 0,005 \text{ mm/a}^2$. Einige weitere Vergleiche quadratischer Koeffizienten, die sich bei der Anpassung von Polynomfunktionen an unterschiedliche Beobachtungszeitreihen ergeben haben, sind in WAHL et al. (2011b) zu finden.

Abb. 25 zeigt die Ergebnisse, die sich bei der Glättung (mittels SSA und MCAP) der Einzelzeitreihen ergeben haben. Links sind die jeweiligen RMSL-Jahreswertzeitreihen, die zugehörigen Glättungsfunktionen (mit kleinstem MSE gegenüber den Beobachtungen) und die Ergebnisse aller MCAP-Simulationen dargestellt. Die auf der rechten Seite abgebildeten Zeitreihen repräsentieren die (jährlichen) RMSL-Anstiegsraten, welche über die Differenzierung der jeweiligen Glättungsfunktionen bestimmt wurden.

Für die Pegel Helgoland und Lt. Alte Weser erfolgte die Glättung nur für die Zeiträume, in denen keine Lücken in den Zeitreihen vorhanden sind (Helgoland ab 1953, Lt. Alte Weser ab 1929). Anhand der Glättungsfunktionen kann für fast alle Einzelzeitreihen eine Beschleunigungstendenz seit ca. 1970 festgestellt werden, die für einige Pegel in den 1980ern nachlässt oder sich sogar umkehrt, bevor sie ab den 1990ern deutlicher als zuvor wieder einsetzt. Aus diesem Grund sind die zuletzt ermittelten Anstiegsraten für viele der berücksichtigten Pegel die höchsten, die jemals beobachtet wurden. Dies gilt in erster Linie für die Pegel, die erst ab 1936/1937, oder noch später, Daten bereitstellen. Mit Blick auf die wenigen langen Zeitreihen (in erster Linie Cuxhaven, aber auch Norderney) zeigt sich, dass um 1900 herum bereits schon einmal zumindest ähnlich hohe Anstiegsraten wie zuletzt beobachtet wurden. Hier stellt sich erneut der Bedarf an weiteren Daten dar, die dazu beitragen können, dieses Verhalten des RMSL in dem frühen Zeitabschnitt vor 1936 genauer untersuchen zu können.

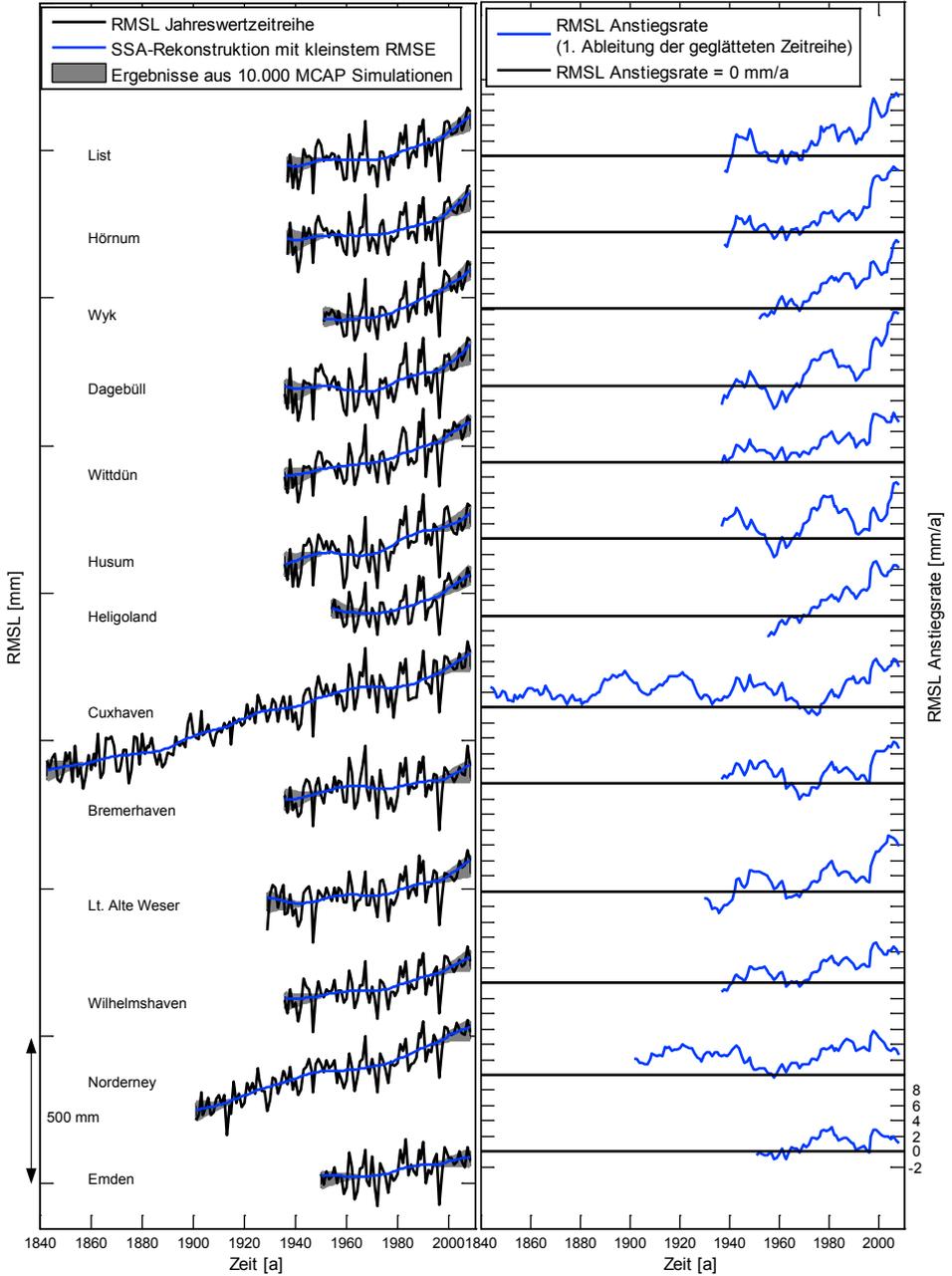


Abb. 25: Ergebnisse der Glättung mittels SSA und MCAP. Links: RMSL Jahreswertzeitreihen mit Glättungsfunktion und Ergebnissen der MCAP-Simulationen. Rechts: RMSL-Anstiegsraten, ermittelt aus der Differenzierung der Glättungsfunktionen

Abb. 26 zeigt dieselben Ergebnisse für die synthetische Zeitreihe der Deutschen Bucht. Auch hier zeigen sich gegen Ende sehr hohe Anstiegsraten in der Größenordnung von ca. 5 mm/a, die das

Resultat einer Beschleunigung im RMSL-Anstieg ab ca. 1970 mit einer Intensivierung nach 1990 sind. Für den Zeitabschnitt um 1900 zeigen sich erneut ähnlich hohe Anstiegsraten wie die aktuell beobachteten. Aus diesem Grund ist die zuletzt beobachtete Beschleunigung ebenso wie die daraus resultierenden Anstiegsraten derzeit nicht als ungewöhnlich zu bezeichnen. Dennoch sind regelmäßige Aktualisierungen der hier vorgestellten Ergebnisse erforderlich, um zeitnah zu überprüfen, ob eine weitere Beschleunigung stattfindet oder gleichbleibende oder niedrigere Anstiegsraten zu beobachten sind.

Abschließend sei nochmals darauf hingewiesen, dass es sich bei den hier dargestellten Raten um jährliche Anstiegsraten handelt, welche aus den jeweiligen Glättungsfunktionen mit minimalem MSE gegenüber den Beobachtungszeitreihen ermittelt wurden. Bereits in Kap. 3.5 wurde verdeutlicht, dass die grau hinterlegten Bänder nicht mit Konfidenzintervallen o.ä. zu verwechseln sind und dass sie lediglich über die Streubreite aus den MCAP-Simulationen Rückschlüsse auf den Betrag der Unsicherheiten zulassen, welche sich aus der vorherigen Extrapolation ergeben.

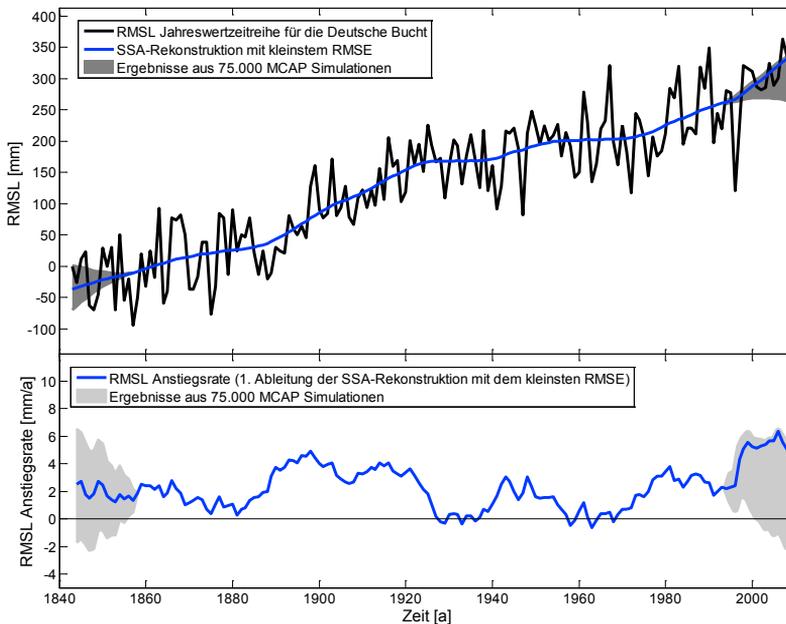


Abb. 26: Ergebnisse der Glättung mittels SSA und MCAP der synthetischen Zeitreihe für die gesamte Deutsche Bucht. Oben: RMSL-Jahreswertzeitreihe mit Glättungsfunktion und Ergebnissen der MCAP-Simulationen. Unten: RMSL-Anstiegsraten, ermittelt aus der Differenzierung der Glättungsfunktionen aus den MCAP-Simulationen

Die bisher beschriebenen Ergebnisse bestätigen sich auch mit Blick auf die in Abb. 27 dargestellten Ergebnisse aus den Analysen gleitender linearer Trends auf Basis der synthetischen Zeitreihe für die Deutsche Bucht. Dargestellt sind die Zeitreihen, die sich bei der Ermittlung 20-, 30-, 40- und 50-jähriger gleitender linearer Trends ergeben. Ebenfalls abgebildet sind die 95%-Konfidenzintervalle. Die Zeitreihe, welche sich auf Basis 20-jähriger gleitender linearer Trends ergibt, zeigt sehr deutlich die ausgeprägte dekadische Variabilität, welche in den RMSL-Zeitreihen für die Deutsche Bucht vorhanden ist. Hinweise auf auffällige Beschleunigungsphasen ergeben sich in diesem Fall nicht. Für

die anderen dargestellten Zeitreihen gilt ähnliches wie für die bereits diskutierten Glättungsfunktionen. Es zeigt sich gegen Ende die Tendenz zu höheren Trends, die jedoch in einer ähnlichen Größenordnung liegen, wie diejenigen, die bereits früher aufgetreten sind. Bei der zeitlichen Zuordnung muss hier die Art und Weise berücksichtigt werden, wie die Ergebnisse dargestellt sind (jeweils für das letzte Jahr des verwendeten Zeitfensters).

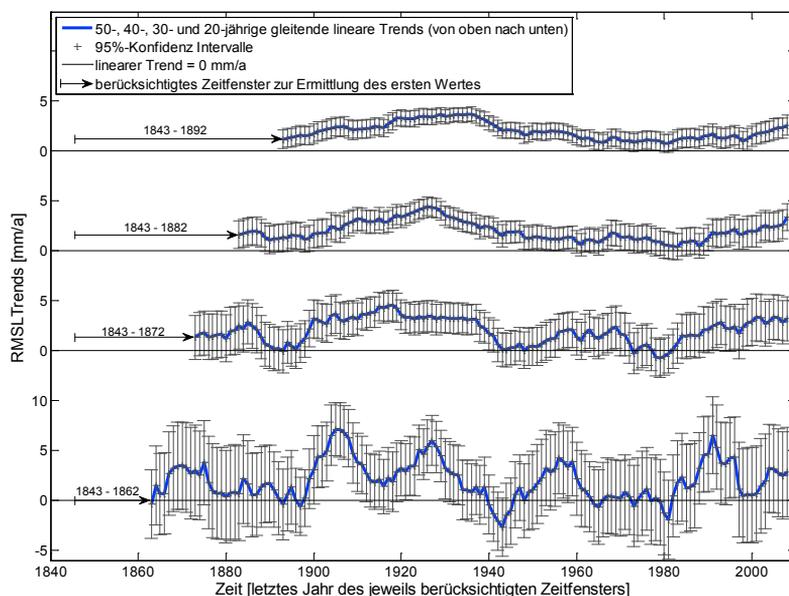


Abb. 27: Zeitreihen, die sich bei der Ermittlung gleitender linearer RMSL Trends (mit 95%-Konfidenzintervallen) über unterschiedliche Zeiträume (20, 30, 40 und 50 Jahre) auf Basis der synthetischen Zeitreihe für die Deutsche Bucht ergeben. Die ermittelten Trends sind jeweils für das letzte Jahr der betrachteten Zeitperiode aufgetragen (siehe Pfeile in der Grafik)

Abschließend sind in Abb. 28 die Ergebnisse dargestellt, welche sich bei der Glättung (mittels SSA und MCAP) der synthetischen Zeitreihen für die Bereiche Niedersachsen und Schleswig-Holstein ergeben haben. Dass eine solch separate Betrachtung sinnvoll ist, haben bereits die Ergebnisse gezeigt, die im vorangegangenen Kapitel vorgestellt wurden. Zum einen liegen für den Bereich der östlichen Deutschen Bucht (Schleswig-Holstein) deutlich kürzere Zeitreihen vor, als es für zumindest einige Pegel entlang der südlichen Deutschen Bucht (Niedersachsen) der Fall ist. Zum anderen konnten auch Unterschiede in den RMSL-Trends festgestellt werden.

Zunächst zeigt sich auch in Abb. 28 die stark unterschiedliche Datenverfügbarkeit. Während die Rekonstruktion für Niedersachsen (aufgrund des Pegels Cuxhaven) über den gesamten Zeitabschnitt seit 1843 analysiert werden kann, beginnt die Rekonstruktion für den Bereich Schleswig-Holstein erst im Jahr 1936. Hier wird deutlich, dass ohne Berücksichtigung der Daten von vor 1936 völlig andere Rückschlüsse zu ziehen wären. Betrachtet man nur die Ergebnisse in der unteren Grafik, so muss die Beschleunigung im RMSL-Anstieg, die über die letzten Jahrzehnte hinweg stattgefunden hat, sehr wohl als auffällig und ungewöhnlich bezeichnet werden. An die Stelle eines Verzichts auf die Einbeziehung der historischen Daten aufgrund vorhandener Unsicherheiten (z.B. wegen unzureichender Höheninformationen) sollten demnach weitere Untersuchungen treten, die eine Verbesserung bzw.

Verifikation der Daten zulassen (z.B. DANGENDORF, 2010 und die darin aufgeführte Literatur). Gleichzeitig zeigen auch die Ergebnisse in Abb. 28, dass sich stärkere RMSL-Trends entlang der in Nord-Süd-Richtung verlaufenden deutschen Nordseeküste ergeben. Während die zuletzt beobachteten Anstiegsraten für den Bereich Niedersachsen im Bereich von 4 bis 6 mm/a liegen, wurden für den Bereich Schleswig-Holstein Anstiegsraten im Bereich von 7 bis 8 mm/a ermittelt. Es sei nochmals darauf hingewiesen, dass es sich um jährliche Anstiegsraten handelt, die zwar aus einer Glättungsfunktion abgeleitet wurden, aber dennoch nicht mit einem Langzeittrend zu vergleichen oder gar für Extrapolationen über längere Zeiträume hinweg nutzbar sind.

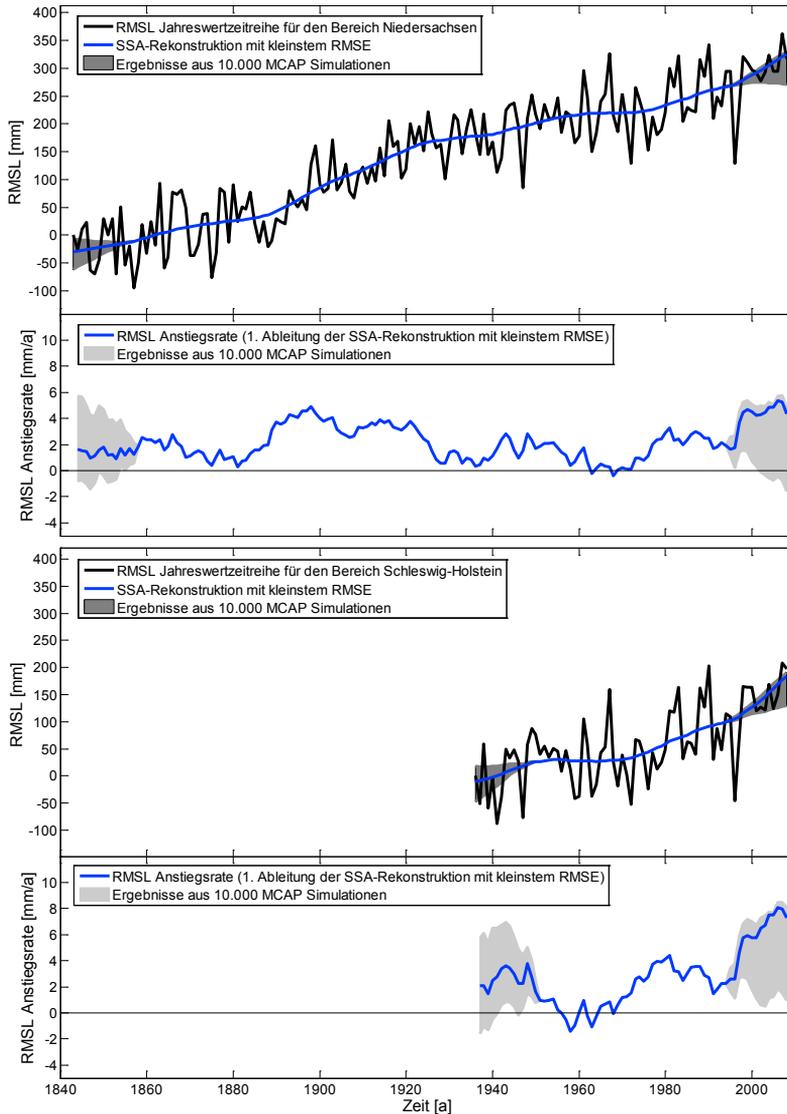


Abb. 28: RMSL Trends bei Glättung mittels SSA und MCAP der synthetischen Zeitreihen für die Bereiche Niedersachsen (oben) und Schleswig Holstein (unten)

4.4 Vertikale Landbewegungen im Bereich der Deutschen Bucht

Nachdem in den vorangegangenen Kapiteln die Ergebnisse der RMSL-Analysen im Detail vorgestellt und diskutiert wurden, sollen hier die Ergebnisse der Ermittlung der Vertikalbewegungen auf Basis der RMSL-Zeitreihen dargestellt werden. Der einfache Ansatz, der den Analysen zugrunde liegt, ist in Kap. 3.6 beschrieben.

Entsprechend dieser Herangehensweise wurden zunächst Vertikalbewegungen für die Pegel Cuxhaven, Lt. Alte Weser und Norderney ermittelt. Dazu wurden die RMSL-Trends für den Zeitabschnitt 1901 bis 2006, der auch von WOODWORTH et al. (2009) berücksichtigt wurde, von den dort angegebenen 1,4 mm/a subtrahiert. Hieraus ergeben sich für die drei „Referenzpegel“ Trends für die Vertikalbewegungen von $-0,7 \pm 0,2$ mm/a (Cuxhaven), $-0,5 \pm 0,1$ mm/a (Lt. Alte Weser) und $-0,5 \pm 0,2$ mm/a (Norderney) (negative Vorzeichen deuten auf Landsenkung hin). Unter Berücksichtigung dieser Information können alle RMSL-Trends, die für die „Referenzpegel“ und die unterschiedlichen Zeiträume in Tabelle 2 dargestellt sind, um den Einfluss der Vertikalbewegungen korrigiert werden. Aus der Mittelung der jeweils drei RMSL-Trends ergeben sich nach der Korrektur Werte von $1,4 \pm 0,3$ mm/a für den Zeitabschnitt von 1937 bis 2008 und von $1,5 \pm 0,3$ mm/a für den Zeitabschnitt von 1951 bis 2008. Aus dem Vergleich mit den RMSL-Trends, die sich für die anderen Pegel und die entsprechenden Zeiträume ergeben, können Rückschlüsse über die dort vorherrschenden vertikalen Landbewegungen gezogen werden. Dabei wird jeweils der längste Zeitabschnitt genutzt, für den in Tabelle 2 ein Wert angegeben ist. Im Falle des Pegels List beispielsweise wurde ein RMSL-Trend von $2,0 \pm 0,3$ mm/a für den Zeitabschnitt von 1937 bis 2008 ermittelt. Aus dem Vergleich mit dem gemittelten und um die Vertikalbewegungen korrigierten Trend für die „Referenzpegel“ ($1,4 \pm 0,3$ mm/a) errechnet sich ein Trend für die Vertikalbewegungen am Pegel List (in diesem Fall Landsenkung) von $-0,6 \pm 0,5$ mm/a. Der angegebene Fehler ergibt sich aus der Summe des Fehlers, der für den Pegel List in Tabelle 2 angegeben ist und dem mittleren Fehler, der in den ermittelten Trends der Vertikalbewegungen für die drei „Referenzpegel“ enthalten ist. Analog zu List wurden Trends der Vertikalbewegungen für alle anderen hier berücksichtigten Pegelstandorte abgeleitet. Die Ergebnisse sind in Abb. 29 dargestellt und denjenigen Trends der Vertikalbewegungen gegenübergestellt, die mit Hilfe eines globalen GIA-Modells ermittelt wurden (PELTIER, 2004; Daten stehen zum Download unter www.psmsl.org zur Verfügung). Für die GIA-Ergebnisse können keine Unsicherheiten angegeben werden. Aus dem Vergleich zeigt sich, dass die alleinige Berücksichtigung des GIA-Effektes für den Bereich der Deutschen Bucht nur bedingt geeignet ist. Für einige Pegel ergeben sich deutliche Unterschiede, wobei in den meisten Fällen stärkere Landsenkungsraten mit Hilfe des hier verwendeten Ansatzes ermittelt werden. Dies weist darauf hin, dass zusätzliche Effekte, wie z.B. Sedimentkompressionen, Grundwasser- oder Gasförderung, Tektonik etc., eine Rolle spielen. Mit Ausnahme der Pegel Bremerhaven und Emden wurden für alle hier berücksichtigten Pegelstandorte Landsenkungen festgestellt, mit dem stärksten Trend von $-1,3 \pm 0,6$ mm/a für den Pegel Wyk. Insgesamt ergeben sich (wie auf Basis der vorherigen Analysen zu erwarten war) stärkere Senkungstendenzen für den Bereich Schleswig-Holstein im Vergleich zum Bereich Niedersachsen.

Bereits in der Vergangenheit wurden diverse Untersuchungen zu den vorherrschenden vertikalen Landbewegungen im deutschen Küstenbereich durchgeführt. So konnte SCHÜTTE (1908) zwar eine Relativbewegung zwischen Land und Wasserspiegel im Bereich der Deutschen Bucht feststellen,

schreibt diese jedoch alleinig den Küstensenkungserscheinungen zu. FÜHRBÖTER und JENSEN (1985) gehen bei ihren Analysen der mittleren Tidewasserstände in der Deutschen Bucht davon aus, dass Vertikalbewegungen eine untergeordnete Rolle bei den Größenordnungen der ermittelten Trends spielen. Diese Annahme bestätigen die Untersuchungen von BEHRE (2003). Er gibt einen Trend von $-0,1 \text{ mm/a}$ für die deutsche Nordseeküste an, welchen er auf Basis der Auswertung der verschiedenen Nordseeküstennivellements (NKN) abgeleitet hat und auf tektonische Einflüsse zurückführt.

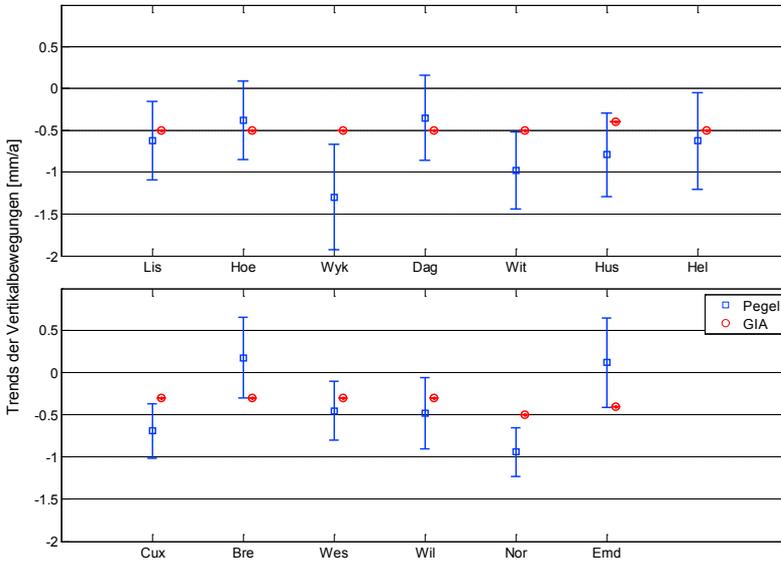


Abb. 29: Landsenkungen, die für die Standorte der Untersuchungspegel auf Basis der RMSL-Zeitreihen ermittelt wurden und solche, die unter Verwendung eines globalen GIA-Modells ergeben haben

AUGATH (1993) ermittelt für den Bereich Langeoog einen deutlich stärkeren Landsenkungstrend in der Größenordnung $-0,5$ bis $-0,7 \text{ mm/a}$ (siehe auch BUNGENSTOCK und SCHÄFER, 2009). Ähnliche Werte von $-0,57 \pm 0,11$ und $-0,68 \pm 0,08 \text{ mm/a}$ geben SHENNAN und WOODWORTH (1992) für die Bereiche Eider-Ästuar bzw. Cuxhaven an. Noch einmal deutlich höhere Landsenkungsraten von bis zu $-2,5 \text{ mm/a}$ ermitteln WANNINGER et al. (2009) auf Basis der Auswertungen von Nivellements und GPS-Daten und unter Berücksichtigung radialer Basisfunktionen.

Der Wert, der mit dem hier genutzten Ansatz für Cuxhaven bestimmt wurde, entspricht mit $-0,7 \text{ mm/a}$ dem von SHENNAN und WOODWORTH (1992) angegebenen Trend von $-0,68 \text{ mm/a}$. Der Pegel, welcher der Eidermündung am nächsten liegt und hier berücksichtigt wurde, ist der Pegel Husum. Hier wurde im Vergleich zu dem von SHENNAN und WOODWORTH (1992) für das Eider-Ästuar angegeben Wert eine etwas stärkere Landsenkungsrate von $-0,8 \pm 0,5 \text{ mm/a}$ ermittelt. Der direkt im Eider-Ästuar angeordnete Pegel Tönning konnte, wie in Kapitel 2.1 beschrieben, aufgrund von Sperrwerksbeeinflussungen nicht genutzt werden. Der Mittelwert für die gesamte Deutsche Bucht ergibt sich nach den Ergebnissen aus Abbildung 19 zu $-0,6 \pm 0,5 \text{ mm/a}$ (Mittelwert für Schleswig-Holstein ist $-0,7 \text{ mm/a}$, für Niedersachsen $-0,4 \text{ mm/a}$). Insgesamt entsprechen die hier vorgestellten Ergebnisse denjenigen von SHENNAN und WOODWORTH (1992) und AUGATH (1993).

Im Folgenden soll das überraschende Ergebnis für den Pegel Emden kurz diskutiert werden. Die hier durchgeführten Analysen deuten in diesem Fall auf eine leichte Landhebung hin. Aufgrund

der Gasentnahmen im Bereich Groningen (siehe BEHRE, 2003 und WANNINGER et al., 2009) konnte erwartet werden, dass die RMSL-Zeitreihe für Emden einen vergleichsweise starken positiven Trend und der Pegel selbst somit eine deutliche Landsenkungstendenz aufweist. Die Tatsache, dass hier das Gegenteil der Fall ist, lässt verschiedene Vermutungen zu. Zum einen kann die Frage aufgeworfen werden, ob sich die durch die Gasentnahmen hervorgerufenen Landsenkungen überhaupt bis zum Pegelstandort in Emden erstrecken und ob hier ggf. lokale Effekte dieser entgegenwirken. Gleichzeitig können Zweifel an dem hier genutzten Verfahren, welches auf diversen Annahmen beruht, geäußert werden. Die Tatsache jedoch, dass für alle anderen Pegel insgesamt plausible Ergebnisse erzielt wurden, die teilweise sehr gut mit Angaben aus der Literatur übereinstimmen, deutet daraufhin, dass die genutzte Methodik grundsätzlich anwendbar ist. Zum anderen besteht die Möglichkeit, dass die Daten des Pegels Emden verfälscht sind, was zunächst zu falschen RMSL-Trends und bei dem genutzten Verfahren schließlich zu falschen Landsenkungsraten führen würde. Aus Vergleichsbetrachtungen hat sich gezeigt, dass sich die MThw am Pegel Emden über die letzten ca. 20 Jahre anders entwickelt haben, als beispielsweise an den Pegeln Helgoland und Cuxhaven. Die MThw weisen hingegen für alle drei Pegel eine nahezu identische Veränderung auf. Ob dies die alleinige Ursache für das überraschende Ergebnis bei den Vertikalbewegungen ist und ob es sich um eine anthropogen beeinflusste oder natürliche Veränderung handelt, kann nur auf Basis weiterer detaillierter Analysen geklärt werden.

Insgesamt geht aus den obigen Ausführungen deutlich hervor, dass es sich bei dem Problem der Berücksichtigung von Vertikalbewegungen bei Wasserstandsanalysen um eine komplexe Fragestellung handelt, die derzeit nur mit gewissen Unsicherheiten beantwortet werden kann. Wie bereits erwähnt wurde, lassen Auswertungen langer Zeitreihen aus CGPS-Messungen direkt an den Pegelstandorten in naher Zukunft wesentlich genauere Ergebnisse erwarten. Damit können die vorgestellten Ergebnisse, die lediglich eine erste Abschätzung darstellen, verifiziert werden. Schon die genaue Kenntnis über die stattgefundenen Vertikalbewegungen an einem einzigen Pegelstandort im Bereich der Deutschen Bucht würde eine deutlich genauere Abschätzung für alle anderen Standorte zulassen. Das hier beschriebene Verfahren könnte in diesem Fall wiederholt werden, wobei auf die Annahme verzichtet werden könnte, dass die langfristigen MSL-Änderungen im Bereich Großbritanniens mit denen im Bereich der Deutschen Bucht vergleichbar sind. Stattdessen würde dem Ansatz die belastbarere Annahme zugrunde liegen, dass die „absoluten“ langfristigen MSL-Änderungen in dem vergleichsweise kleinen Untersuchungsgebiet der Deutschen Bucht als räumlich konstant anzunehmen sind.

4.5 Globale und regionale Meeresspiegeländerungen und Szenarien für die zukünftige Entwicklung

In den vorangegangenen Kapiteln wurden in erster Linie die Ergebnisse aus Untersuchungen der RMSL-Zeitreihen für die Deutsche Bucht vorgestellt und diskutiert. Vereinzelt wurden Vergleiche zu Ergebnissen anderer Studien in anderen Untersuchungsgebieten hergestellt. Dabei konnten teilweise recht gute, teilweise auch sehr schlechte Übereinstimmungen beobachtet werden. Im Hinblick auf die Frage zur zukünftigen Entwicklung des MSL, gestaltet sich der Vergleich zwischen den Ergebnissen für die Deutsche Bucht mit Ergebnissen aus globalen Studien zunächst am interessantesten. Dies ist darin begründet, dass die vom IPCC veröffentlichten Meeresspiegelszenarien (MEEHL et al., 2007)

derzeit häufig die einzige Grundlage für zukünftige Planungsstrategien darstellen. Detaillierte Recherchen zu den in der Literatur verfügbaren globalen und regionalen Szenarien finden vereinzelt oder in begrenztem Umfang statt. Auf Basis einer solchen Literaturstudie leiten GÖNNERT et al. (2009) beispielsweise ein Meeresspiegelszenario für das Jahr 2100 und die Metropolregion Hamburg von + 40 bis + 80 cm ab.

Mit der nun als Ergebnis des AMSeL-Projektes verfügbaren MSL-Rekonstruktion für den Bereich der Deutschen Bucht, können weitergehende Vergleiche mit globalen Rekonstruktionen oder Rekonstruktionen aus anderen regionalen Studien erfolgen. Hieraus können Rückschlüsse darüber gezogen werden, ob sich beispielsweise der globale MSL in den vergangenen ca. 100 Jahren ähnlich verhalten hat wie der MSL im Bereich der Deutschen Bucht. Für solche Vergleichszwecke wird hier neben der Rekonstruktion für die Deutsche Bucht zum einen eine globale MSL-Rekonstruktion und zum anderen eine Nord-Ost-Atlantik Rekonstruktion berücksichtigt (JEVREJEVA et al., 2006) (globale Rekonstruktion zum Download verfügbar unter www.psmml.org; Nord-Ost-Atlantik Rekonstruktion zur Verfügung gestellt von Svetlana Jevrejeva). Beide Rekonstruktionen basieren ausschließlich auf Pegeldaten, und es gilt anzumerken, dass die von JEVREJEVA et al. (2006) genutzten Daten zunächst um den GIA-Effekt (PELTIER, 2001) korrigiert wurden. Um einen belastbaren Vergleich anstellen zu können, wurde derselbe Arbeitsschritt für die Einzelzeitreihen der Untersuchungspegel in der Deutschen Bucht durchgeführt und darauf basierend eine um den GIA-Effekt korrigierte synthetische Zeitreihe generiert. Alle drei MSL-Rekonstruktionen sind in Abb. 30 für den Zeitabschnitt 1843 bis 2001 dargestellt. Dabei handelt es sich um den Zeitabschnitt, für den alle drei Rekonstruktionen Daten bereitstellen. Anhand der Abbildung ist zunächst der Glättungseffekt deutlich erkennbar, welcher sich einstellt, wenn eine synthetische Zeitreihe auf Basis vieler Pegel aus unterschiedlichen Gebieten erzeugt wird. In solch einem Fall ist i.d.R. kein signifikanter Zusammenhang zwischen den einzelnen Zeitreihen gegeben, wie es beispielsweise im Bereich der Deutschen Bucht der Fall ist. Es kommt zu einer deutlichen Reduzierung der Varianz in der synthetischen Zeitreihe im Vergleich zu den Einzelzeitreihen. Dementsprechend zeigt die Rekonstruktion für die Deutsche Bucht die größte Varianz auf, gefolgt von der Rekonstruktion für den Nord-Ost-Atlantik und der globalen Rekonstruktion. Bei den beiden letzteren ist lediglich zu Beginn der Zeitreihen eine stärkere Varianz erkennbar, was darauf hindeutet, dass für diesen Zeitabschnitt nur Daten von wenigen Pegeln nutzbar waren und der Glättungseffekt damit geringer war (vergleichbar mit dem Pegel Cuxhaven für die Deutsche Bucht). Betrachtet man den Gesamtanstieg, so zeigen die Rekonstruktionen für den Nord-Ost-Atlantik und die Deutsche Bucht ein ähnliches Verhalten, mit einem Gesamtanstieg über den Zeitabschnitt von 1843 bis 2001 von ca. 30 cm. Die globale Rekonstruktion weist einen etwas geringeren Gesamtanstieg von ca. 25 cm über den betrachteten Zeitabschnitt auf. Dabei ist erneut zu berücksichtigen, dass die Vertikalbewegungen lediglich in Form des GIA-Effektes berücksichtigt sind. Dies mag im globalen Mittel eine gute Abschätzung darstellen, was für die Bereiche Deutsche Bucht bzw. Nord-Ost-Atlantik aber nicht der Fall sein muss. Die Ergebnisse aus Kap. 4.4 deuten zumindest für den Bereich Deutsche Bucht daraufhin, dass die alleinige Berücksichtigung des GIA-Effektes eine Unterschätzung der tatsächlichen Vertikalbewegungen darstellt.

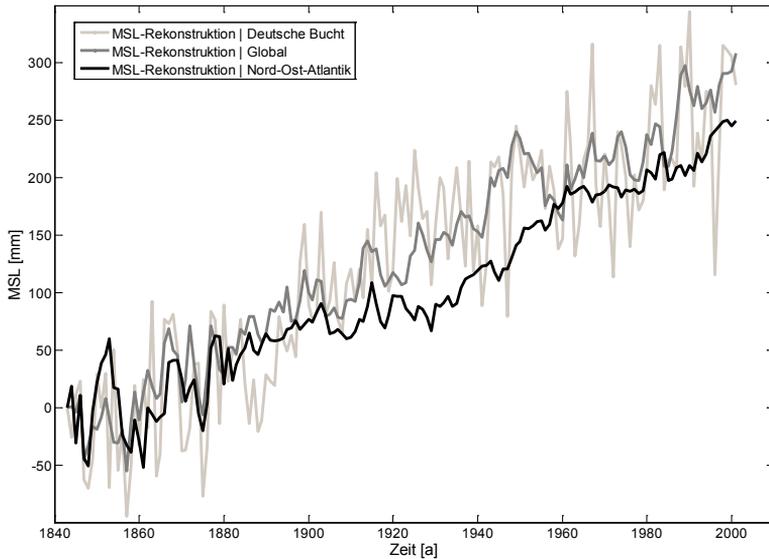


Abb. 30: Verschiedene MSL-Rekonstruktionen: Deutsche Bucht, Nord-Ost-Atlantik, Global

Im nächsten Schritt sollen einige Analyseergebnisse, die auf Basis der MSL-Rekonstruktionen aus Abb. 30 erzielt wurden, vorgestellt und diskutiert werden. Dazu zeigt Abb. 31 (oben) zunächst die MSL-Anstiegsraten, die sich für die drei Zeitreihen nach der SSA-MCAP-Glättung und der Differenzierung der Glättungsfunktion mit dem kleinsten MSE gegenüber der Beobachtungen ergeben haben. Abb. 31 (mitte) zeigt die Differenzen, die sich beim Vergleich der MSL-Anstiegsraten der Zeitreihenpaare Deutsche Bucht – Global und Deutsche Bucht – Nord-Ost-Atlantik ergeben. Aus den Abbildungen lassen sich grundsätzlich unterschiedliche Muster in den MSL-Anstiegsraten der drei Rekonstruktionen erkennen. Im Bereich der Deutschen Bucht zeigen sich höhere Anstiegsraten für den Zeitabschnitt um 1900 und für die letzten Jahre, wohingegen die beiden anderen Rekonstruktionen höhere Werte für den Zeitabschnitt ca. 1860 bis 1880 und 1920 bis 1960 (hier besonders die globale Rekonstruktion) aufweisen. Insgesamt zeigt sich, dass die Nord-Ost-Atlantik Rekonstruktion eine bessere Übereinstimmung mit der Rekonstruktion für die Deutsche Bucht aufweist, als es bei der globalen Rekonstruktion der Fall ist. Besonders für den Zeitabschnitt nach 1936, für den die Unsicherheiten in den Wasserstandszeitreihen für die Deutsche Bucht gering sind, kann ein ähnliches Verhalten festgestellt werden. Dies bestätigt sich auch mit Blick auf die Ergebnisse in Abb. 31 (unten). Hier sind 20-jährige gleitende Korrelationskoeffizienten dargestellt, die sich zwischen den MSL-Rekonstruktionen Deutsche Bucht – Nord-Ost-Atlantik und Deutsche Bucht – Global ergeben haben. Zusätzlich sind die mittels t-Test bestimmten 95%-Signifikanzgrenzen dargestellt.

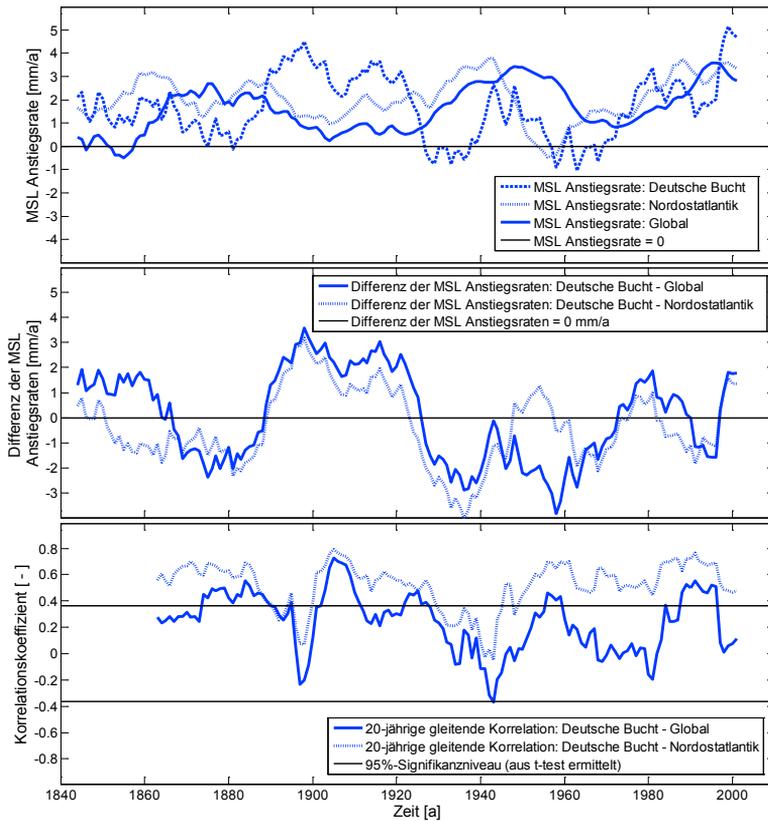


Abb. 31: Ergebnisse des Vergleichs unterschiedlicher MSL-Rekonstruktionen (Deutsche Bucht, Nord-Ost-Atlantik, Global). Oben: MSL-Anstiegsraten, Mitte: Differenzen der MSL-Anstiegsraten gebildet aus den Zeitreihenpaaren Deutsche Bucht - Global und Deutsche Bucht - Nord-Ost-Atlantik, Unten: 20-jährige gleitende Korrelationskoeffizienten für die Zeitreihenpaare Deutsche Bucht – Global und Deutsche Bucht – Nord-Ost-Atlantik

Danach sind lediglich 34% aller ermittelten Korrelationskoeffizienten für die Rekonstruktionen Deutsche Bucht – Global als signifikant zu bewerten, wohingegen dies auf 83% der Korrelationskoeffizienten für die Rekonstruktionen Deutsche Bucht – Nord-Ost-Atlantik zutrifft. Für den Zeitabschnitt ab Anfang der 1940er Jahre, für den Daten von nahezu allen Pegeln in der Deutschen Bucht verfügbar und die Unsicherheiten gering sind, ergeben sich ausschließlich signifikante 20-jährige Korrelationskoeffizienten zwischen den MSL-Rekonstruktionen für die Deutsche Bucht und den Nord-Ost-Atlantik. Mit Blick auf diese Ergebnisse kann die Frage aufgeworfen werden, in wie weit globale Meeresspiegelszenarien, wie sie beispielsweise vom IPCC veröffentlicht werden, für die Entwicklung regionaler Küstenschutzstrategien nutzbar sind. Der MSL im Bereich der Deutschen Bucht hat über weite Strecken der letzten eineinhalb Jahrhunderte ein deutlich anderes Verhalten aufgewiesen, als der globale MSL. Aus diesem Grund muss zunächst davon ausgegangen werden, dass dies auch in Zukunft der Fall sein wird. Hier wird der dringende Bedarf an belastbaren regionalen Meeresspiegelszenarien deutlich, welche einen unerlässlichen Beitrag für die Planung zukünftiger regionaler und lokaler Küstenschutzmaßnahmen darstellen.

Bevor einige Ergebnisse aus kürzlich erfolgten Studien zur Ableitung von regionalen MSL-Szenarien vorgestellt werden, gibt Abb. 32 zunächst einen Überblick über ausgewählte globale MSL-Szenarien für das 21. Jahrhundert (siehe auch NICHOLLS et al., 2011). Allen dargestellten MSL-Szenarien liegt die Annahme einer mittleren globalen Temperaturzunahme von $>4\text{ }^{\circ}\text{C}$ im 21. Jahrhundert zugrunde. Es zeigt sich, dass die IPCC-Szenarien (MEEHL et al., 2007) im Vergleich zu den später veröffentlichten Arbeiten von geringeren Anstiegsraten über das 21. Jahrhundert hinweg ausgehen, obwohl Unsicherheiten bezogen auf die Instabilität der Eisschilde im vorliegenden Fall bereits berücksichtigt sind. Während alle Szenarien die MSL-Änderungen für das 21. Jahrhundert angeben, sind teilweise keine eindeutigen Informationen über das Bezugsjahr (z.B. 1990 oder heute) verfügbar. Obwohl den Untersuchungen zumindest ähnliche Randbedingungen zugrunde liegen, zeigt die enorm große Streubreite ($> 2\text{ m}$) an, dass nach wie vor sehr große Unsicherheiten, auch in den globalen MSL-Szenarien enthalten sind. Dabei sind regionale Besonderheiten, die einen zusätzlichen oder auch geringeren Anstieg bedeuten können, aber auch ggf. die Unsicherheiten nochmals erhöhen, noch in keiner Weise berücksichtigt.

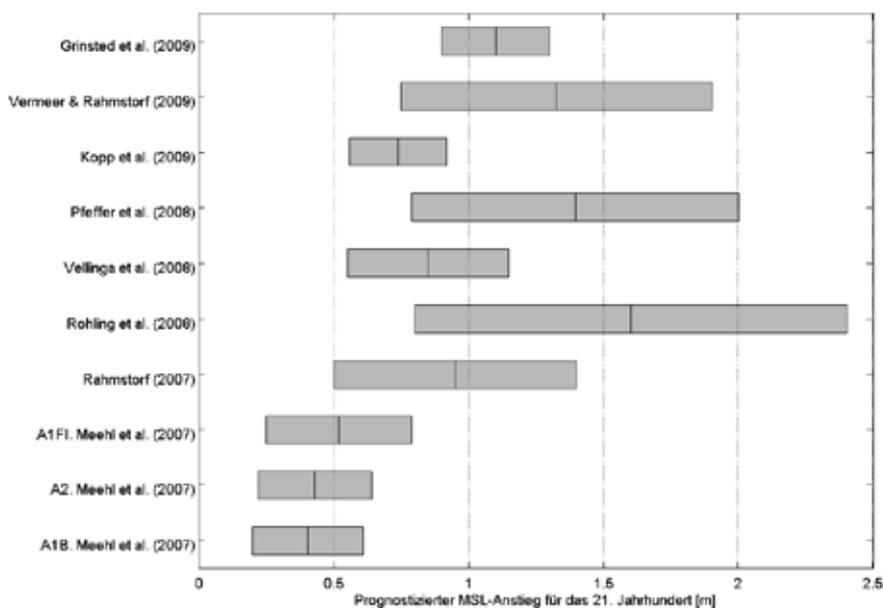


Abb. 32: Ausgewählte globale Meeresspiegelszenarien (alle gehen von einer globalen Erwärmung $> 4^{\circ}\text{C}$ aus) (nach NICHOLLS et al. 2011)

Zur Ermittlung regionaler Szenarien müssen die für den globalen MSL projizierten Änderungen mit den räumlichen Mustern der MSL-Änderungen relativ zum globalen Mittel kombiniert werden. Während die zu erwartenden Änderungen im globalen Mittel vorrangig durch thermische Ausdehnung hervorgerufen werden, sind die räumlichen Muster in erster Linie durch Zirkulationsvorgänge und Dichteveriationen bedingt (LOWE et al., 2009).

Aus diesem Grund wurden in den letzten Jahren vermehrt Anstrengungen unternommen, regionalisierte Meeresspiegelszenarien auf Basis der verfügbaren Ergebnisse aus den globalen Studien abzuleiten. Aufgrund des engen räumlichen Zusammenhangs, sollen hier die Ergebnisse zweier

solcher Untersuchungen vorgestellt werden. Während KATSMAN et al. (2008 und 2011) Meeresspiegelszenarien für den Nord-Ost-Atlantik Bereich erarbeitet haben, geben LOWE et al. (2009) Szenarien für den Bereich Großbritannien an. Die Ergebnisse sind in Abb. 33 dargestellt. Dabei ist zu erkennen, dass jeweils Wertebereiche für zwei unterschiedliche Szenarien angegeben werden. In beiden Fällen wurden zunächst „wahrscheinliche Szenarien“ untersucht, bevor zusätzlich so genannte „High End Szenarien“ (in Abb. 33 mit H++ gekennzeichnet) abgeleitet wurden. Letztere gehen von einer sehr ungünstigen, aber auch sehr unwahrscheinlichen zukünftigen Entwicklung aus. Auf Basis solcher Untersuchungen können jedoch wichtige Erkenntnisse über den quantitativen Einfluss einzelner Faktoren gewonnen und Vulnerabilitätsstudien durchgeführt werden. Die „wahrscheinlichen“ MSL-Anstiegsszenarien liegen mit 0,12 bis 0,76 m (Großbritannien) und 0,3 bis 0,8 m (Nord-Ost-Atlantik) im 21. Jahrhundert etwa in dem Bereich der IPCC-Szenarien (0,18 bis 0,79 m).

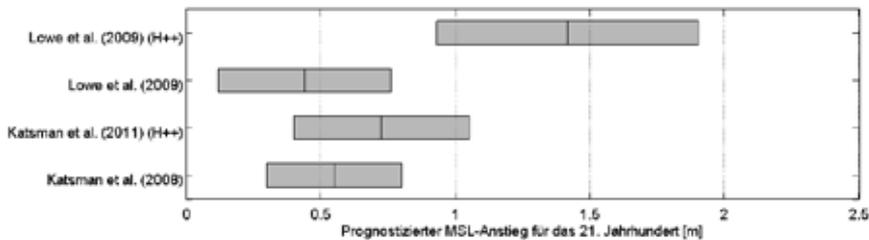


Abb. 33: Ausgewählte regionale Meeresspiegelszenarien (Großbritannien und Nord-Ost-Atlantik) für das 21. Jahrhundert

Die „High End Szenarien“ führen zu wesentlich stärkeren Anstiegen von 0,93 bis 1,9 m für Großbritannien und 0,4 bis 1,05 m für den Bereich Nord-Ost-Atlantik. LOWE et al. (2009) stellen zusätzlich Untersuchungen zu den vorherrschenden Landsenkungen an und können somit sowohl absolute als auch relative Szenarien angeben. Demnach ergibt sich z. B. für den Bereich London ein relatives Szenario von 0,21 bis 0,68 m und für den Bereich Edinburgh von 0,17 bis 0,54 m. Somit wird der Tatsache Rechnung getragen, dass für den Küstenschutz vorrangig die relativen Änderungen von Bedeutung sind.

Alle hier vorgestellten Szenarien beziehen sich, ebenso wie die meisten in der Literatur verfügbaren, auf die Änderungen im 21. Jahrhundert und es werden häufig nur Wertebereiche für das Jahr 2100 (oder 2095) angegeben. Teilweise werden auch längerfristige Entwicklungen, wie zum Beispiel bis zu den Jahren 2200 (z.B. KATSMAN et al., 2011) oder 2300 (z.B. WBGU, 2006), untersucht. Dabei erhöhen sich die Unsicherheiten noch einmal deutlich. Wesentlich seltener finden sich Angaben für Zeithorizonte in der näheren Zukunft (z.B. 2040 oder 2050), obwohl solche Informationen für diverse Fragestellungen eine wichtige und ggf. übergeordnete Rolle spielen. Auch im 4. Sachstandsbericht des IPCC (Assessment Report 4, AR4) werden ausschließlich Wertebereiche für die unterschiedlichen Szenarien für Ende des 21. Jahrhunderts relativ zum Bezugsjahr 1990 angegeben, während im 3. Sachstandsbericht (TAR) (CHURCH et al., 2001) Projektionen für das gesamte 21. Jahrhundert in Form von Zeitreihen abgebildet sind. Ein Versuch, diese Zeitreihen mit den im AR4 angegebenen Werten zu kombinieren und entsprechend zu skalieren wurde kürzlich von HUNTER (2010) unternommen. Die Zeitreihen, die sich dabei für das niedrigste Szenario B1 und das höchste Szenario A1FI ergeben, sind in Abb. 34 gemeinsam mit der MSL-Rekonstruktion für die Deutsche Bucht und deren Glättungsfunktion dargestellt. Dabei starten die Szenarienzeitreihen im Jahr 1990 auf der Höhe

der Glättungsfunktion für die Deutsche Bucht (Ausschnitt in Abb. 34). Demnach verläuft die Glättungsfunktion derzeit oberhalb der IPCC-Szenarien, was jedoch zum einen auf die starke Varianz und einige hohe Werte am Ende der MSL-Zeitreihe für die Deutsche Bucht und zum anderen auf die sehr geringe Streubreite der Szenarien am Anfang zurückzuführen ist. Würden die Szenarienzereihen direkt an dem für das Jahr 1990 beobachteten Wert anschließen, ergäbe sich ein anderes Bild, da es sich bei dem Beobachtungswert für 1990 um einen relativ hohen Wert handelt. Würde man das Jahr 1989 oder 1991 als Bezugsjahr verwenden ergäben sich in diesem Fall wieder andere Rückschlüsse. Das Verbinden der Szenarienzereihen mit der Glättungsfunktion aus der SSA-MCAP-Analyse erscheint demnach am sinnvollsten (siehe auch RAHMSTORF et al., 2007).

Unabhängig von dieser Fragestellung, ergibt sich aus den IPCC-Szenarien (MEEHL et al., 2007) ein Wertebereich für den Anstieg bis 2050 relativ zu 1990 von ca. 10 bis 30 cm und bezogen auf das Jahr 2010 von ca. 8 bis 22 cm.

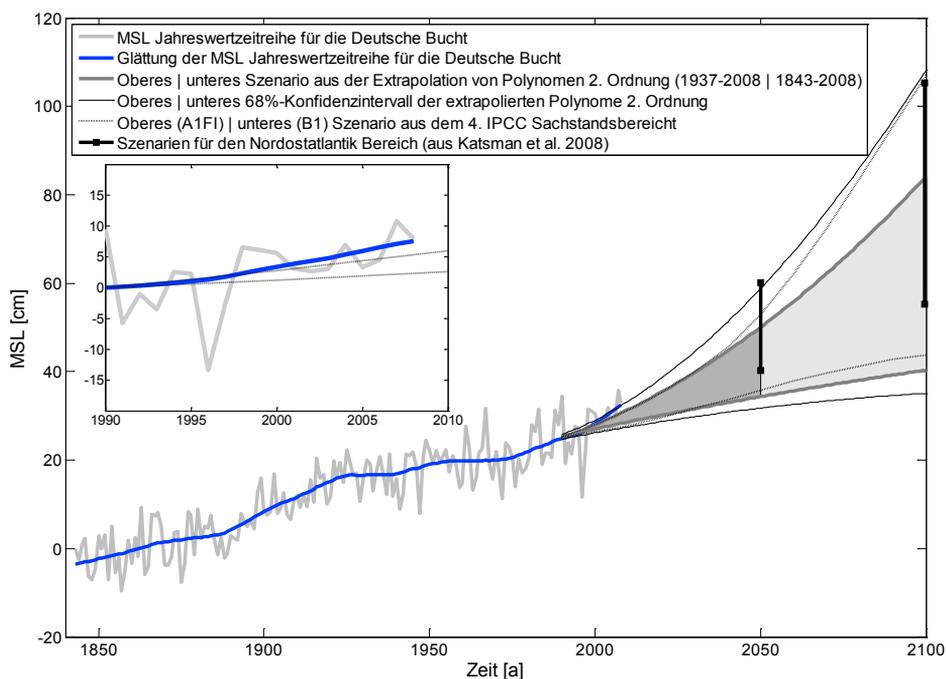


Abb. 34: MSL-Zeitreihe für die Deutsche Bucht mit Glättungsfunktion und verschiedene Meeresspiegelszenarien (IPCC, KATSMAN et al., 2008, Extrapolation der Beobachtung)

Ebenfalls in Abb. 34 dargestellt sind die Ergebnisse von KATSMAN et al. (2008) für den Nord-Ost-Atlantik-Bereich, die neben dem Jahr 2100 auch Ergebnisse für das Jahr 2050 angeben. Für 2050 ergeben sich etwas höhere Werte für den Nord-Ost-Atlantik, für 2100 sind die Ergebnisse (besonders was den oberen Grenzwert betrifft) vergleichbar mit den IPCC-Szenarien.

Neben den beschriebenen Szenarien, die im Wesentlichen auf Modellstudien beruhen, sind in Abb. 34 zusätzlich die Ergebnisse einfacher Extrapolationen der heute verfügbaren Beobachtungszeitreihe für die Deutsche Bucht abgebildet. Dazu wurden Polynome 2. Ordnung an zwei ausgewählte Zeiträume der MSL-Rekonstruktion (1843 bis 2008 und 1937 bis 2008) angepasst und inklusive der 95%-Konfidenzintervalle bis 2100 fortgeschrieben. Der Zeitabschnitt ab 1843 wurde ausgewählt, da

es sich um den längsten Zeitabschnitt handelt für den Daten verfügbar sind und, wie in Kap. 4.3 festgestellt wurde, eine negative Beschleunigungstendenz vorhanden ist. Beim Zeitabschnitt 1937 bis 2008 handelt es sich um denjenigen, für den Daten von fast allen Pegeln verfügbar und die Unsicherheiten wie bereits mehrfach erwähnt gering sind. Die Extrapolationen führen ohne Berücksichtigung der Konfidenzintervalle für das Jahr 2050 zu ähnlichen Ergebnissen wie die IPCC-Szenarien und liegen etwas niedriger als die von KATSMAN et al. (2008) ermittelten Werte. Für 2100 liegen sowohl die IPCC-Szenarien, als auch die Ergebnisse von KATSMAN et al. (2008) etwas höher. Berücksichtigt man zusätzlich die 95%-Konfidenzintervalle, so schließen die Extrapolationen die anderen Szenarien (sowohl für 2050, als auch 2100) ein, ohne dabei deutlich abzuweichen. An dieser Stelle sei darauf hingewiesen, dass die Extrapolationen hier zunächst für Vergleichszwecke erfolgt und dargestellt sind. Besonders für längere Zeithorizonte (> einige Dekaden) können auf Basis solcher einfacher Ansätze keine belastbaren Ergebnisse erzielt werden. Die gute Übereinstimmung mit den Szenarien und die Tatsache, dass es sich beim MSL um einen Parameter handelt, der keinen sprunghaften Änderungen (innerhalb weniger Jahre) unterworfen ist, verdeutlicht dennoch den Wert langer und qualitativ hochwertiger MSL-Zeitreihen. Diese sind demnach nicht nur unerlässlich zur Validierung regionaler Klimamodelle, sondern sollten auch beim Erarbeiten von Szenarien über wenige Dekaden hinweg berücksichtigt werden. Weitergehende Ansätze, als der hier verwendete, für die Extrapolation unter Berücksichtigung einer fast 170 Jahre langen Beobachtungszeitreihe sind zu erarbeiten.

Abschließend kann auf Basis der hier vorgestellten Ergebnisse festgehalten werden, dass sich der MSL im Bereich der Deutschen Bucht und der globale MSL über die letzten eineinhalb Jahrhunderte hinweg teilweise deutlich unterschiedlich verhalten haben. Beim Vergleich mit einer Nord-Ost-Atlantik-Rekonstruktion konnten (besonders ab ca. 1940) deutlich bessere Übereinstimmungen festgestellt werden. Aus diesem Grund sollte den heute verfügbaren und hier vorgestellten regionalen MSL-Szenarien, die im räumlichen Zusammenhang mit der Deutschen Bucht stehen, bei der Erarbeitung zukünftiger Küstenschutzstrategien eine deutlich höhere Gewichtung zuteil werden, als den aktuell verfügbaren globalen Szenarien. Forschungsbedarf zur Erarbeitung weiterer und belastbarer regionaler MSL-Szenarien mit Fokus auf den Nordseebereich ist gegeben.

5. Ergebnisse der Untersuchungen zum Auftreten von Tideketten in der Deutschen Bucht

Im Folgenden werden die Ergebnisse im Detail vorgestellt und diskutiert, die bei der Anwendung der in Kap. 3 beschriebenen Auswertemethoden zur Analyse von Tideketten erhalten wurden. Allgemein können Tideketten bzw. Folgen von jeweils einen bestimmten Wasserstand überschreitenden Tidescheiteln als Indikator von Sturmtätigkeit bzw. Auftreten von vorrangig Windstauereignissen, aber auch Fernwellen und weiterer die Astronomie überlagernder Effekte, aufgefasst werden. Sie geben darüber hinaus aber auch direkt Auskunft über Auftreten, Ereignislänge und Häufigkeit von ununterbrochen in Folge überschrittenen Tidescheitelniveaus bzw. im Falle von T_{nw}-Scheiteln weiterhin auch des ununterbrochen in Folge überschrittenen Wasserstands.

Diese Informationen sind für verschiedene Aspekte von Interesse. Die Abfolge von T_{nw}-Ketten oberhalb bestimmter Niveaus ist von unmittelbarer Bedeutung für die Entwässerungssituation von tiefliegenden Einzugsgebieten, z.B. über freien Sielzug. Bei geschöpften Einzugsgebieten geben sie Auskunft über zu erwartende Pumpkosten. Schließlich ist es auch für die Belastung der Küsten

von Interesse, Informationen über Häufigkeit und Niveau von Zeiten zu erhalten, wo über mehrere Tiden ein entsprechender Wasserstand nicht unterschritten wird. Die Betrachtung der Thw-Ketten vervollständigt dieses Bild für die maximalen Scheitelhöhen.

Aus diesen Gründen werden sowohl die Tnw-Scheitel, als auch die Thw-Scheitel einer separaten Untersuchung zugeführt. Für beide sind darüber hinaus grundsätzlich sowohl die Höhenentwicklung als auch die Auftretensanzahl für unterschiedlich lange Tideketten von Interesse. Die jeweiligen Ergebnisgrafiken der untersuchten Pegel sind in Anhang 2 des Abschlussberichtes (online abrufbar unter: <http://www.uni-siegen.de/fb10/fwu/wb/forschung/projekte/amsel/>) zusammengestellt.

Im Folgenden sind zunächst die Auswertungen bezüglich Trends (Kap. 5.1) und Höhenentwicklung der maximalen Basishöhen (Kap. 5.2) dargestellt. Kap. 5.3 beinhaltet die Ergebnisse zur Analyse von Ereignisanzahl und Auftretensverteilung von n hintereinander auftretenden Tnw- und Thw-Folgen. Mit zunehmender Höhe des Bezugshorizonts treten weniger und zunehmend kürzere Tnw- und Thw-Folgen auf. Die maximale Folgenzahl für die höchsten in der Auswertung untersuchten Bezugshorizonte betrug $n = 7$. Aus diesem Grund wurde für die gesamten Auswertungen für bis zu 8 in Folge auftretenden Tidescheiteln durchgeführt.

5.1 Ergebnisse der Trenduntersuchung der maximalen Basishöhe der Tnw- und Thw-Ketten

Zunächst sollen die Ergebnisse der Trendentwicklung der maximalen Basishöhe (Kap. 3.7.1) der Tnw- und Thw-Ketten näher betrachtet werden. In Tab. 3 sind die ermittelten linearen Trends derjenigen Zeitreihen aufgeführt, welche von 1 bis 8 Tiden in Folge hintereinander einen bestimmten Wasserstand (Basishöhe) erreicht oder überschritten haben. Für jede Folgenzahl wird die maximal erreichte Basishöhe für jedes Jahr bestimmt und so je Folgenzahl, Pegel, Tnw- und Thw-Auswertung eine Zeitreihe ermittelt (siehe Kap. 3.7, Abb. 20). Die entsprechenden Zeitreihen und ihre Trends geben Auskunft, ob und wie sich die Trends des gleichzeitig von Folgen von 2 und mehr hintereinander auftretenden Tnw- oder Thw-Scheiteln erreichten oder überschrittenen Wasserstands von dem Trendverlauf der Einzeltidescheitel unterscheiden. Diese Information kann z.B. für die Entwässerungssicherheit von sielentwässerten Einzugsgebieten von Relevanz sein, deren Speicherkapazität für eine unterschiedliche Anzahl von Sperrtiden ausreicht.

In Übereinstimmung mit der MSL-Auswertung wurden die beiden Zeiträume 1937-2008 und 1954-2008 für die Auswertung herangezogen. Der zweite, kurze Zeitabschnitt musste allerdings auf den spätesten gemeinsam verfügbaren Startzeitpunkt der drei kürzeren Scheitelzeitreihen Emden, Wyk und Helgoland gesetzt werden, da anders als bei der RMSL-Trendanalyse jeweils vollständige Jahreszeitreihen benötigt werden (vgl. Fußnote in Tab. 1). Daher beginnt der zweite Vergleichszeitabschnitt nicht 1951, sondern 1954.

Tab. 3: Ergebnisse der linearen Trendanalysen [mm/a] für die maximal erreichte Basishöhe von n hintereinander auftretenden Tnw und Thw für die Deutsche Bucht

Pegel / Folgenzahl		1937-2008								1954-2008							
		1	2	3	4	5	6	7	8	1	2	3	4	5	6	7	8
List	Tnw	4,5	4,5	5,9	3,9	2,5	2,0	1,9	2,9	2,7	0,8	6,0	3,6	3,2	2,1	1,6	2,3
	Thw	8,0	7,0	5,7	4,6	4,3	3,8	3,8	4,0	5,1	3,9	2,3	4,2	4,1	2,7	3,5	3,6
Hörnum	Tnw	4,6	3,9	5,1	3,4	1,7	1,1	1,6	2,3	2,8	-0,1	5,2	3,4	2,8	1,5	1,4	2,1
	Thw	8,0	7,2	5,8	5,3	5,0	5,5	4,8	5,0	4,4	3,9	1,8	4,5	3,9	3,9	3,6	3,9
Wyk	Tnw	-	-	-	-	-	-	-	-	4,3	3,8	2,0	4,8	5,0	4,1	3,4	4,0
	Thw	-	-	-	-	-	-	-	-	3,2	-0,4	4,1	3,6	2,9	1,8	1,1	2,0
Dagebüll	Tnw	7,5	5,4	4,9	3,1	1,4	0,7	1,0	1,3	4,2	0,4	3,5	2,6	2,7	1,8	0,6	1,7
	Thw	8,8	8,9	7,5	6,3	6,3	6,3	5,8	5,7	4,6	4,2	3,3	5,4	5,2	4,3	4,2	4,8
Wittdün	Tnw	4,6	4,0	4,9	4,0	1,8	1,2	1,8	2,1	1,5	-0,6	5,3	3,6	2,9	1,8	1,3	2,1
	Thw	8,1	7,1	5,9	5,5	5,0	5,6	5,0	4,8	4,7	3,5	2,1	4,2	4,0	3,9	3,3	3,7
Husum	Tnw	6,7	4,9	6,8	3,9	3,0	1,9	2,5	1,6	3,1	-2,0	3,6	2,0	2,3	-0,1	-0,2	-0,9
	Thw	8,5	8,5	5,4	5,7	5,1	5,1	4,3	4,2	4,3	2,4	0,6	3,9	4,1	3,0	2,4	3,9
Helgoland	Tnw	-	-	-	-	-	-	-	-	0,8	0,3	4,4	3,6	4,2	2,8	1,7	1,5
	Thw	-	-	-	-	-	-	-	-	5,7	3,0	1,7	2,4	2,4	2,4	1,5	2,7
Cuxhaven	Tnw	5,9	4,0	4,8	4,0	2,9	2,6	2,7	1,6	1,0	-0,6	5,1	4,2	4,4	2,7	2,5	0,8
	Thw	8,8	6,2	3,7	3,6	3,1	3,8	3,2	4,1	5,4	3,2	0,3	2,3	2,3	2,9	2,0	4,2
Bremerhaven	Tnw	5,0	2,1	2,1	2,3	0,4	1,1	0,6	-0,7	1,0	-1,7	2,8	3,2	1,7	1,4	0,2	-1,8
	Thw	8,4	5,9	4,3	3,9	3,7	4,8	4,4	4,7	5,8	3,0	2,2	2,9	3,1	4,5	4,9	5,2
LT Alte Weser	Tnw	3,3	3,1	3,5	3,4	3,1	2,7	2,2	2,0	1,4	1,2	5,4	4,5	4,2	3,0	1,9	1,1
	Thw	7,6	4,7	2,9	2,7	2,4	3,1	2,5	3,0	4,9	2,3	1,1	1,4	1,7	2,4	1,7	3,4
Wilhelmshaven	Tnw	5,2	3,5	3,4	3,6	2,8	3,0	2,1	1,7	2,6	0,6	4,2	4,8	4,5	3,4	2,2	0,6
	Thw	8,6	6,1	3,8	4,0	3,9	5,1	4,4	5,0	6,5	3,1	3,6	2,6	2,8	4,9	4,5	5,1
Norderney	Tnw	4,9	5,5	4,0	4,3	2,6	3,3	2,5	2,0	3,0	3,4	4,4	5,0	4,5	3,8	2,6	1,7
	Thw	7,9	4,4	4,3	3,5	3,0	3,7	2,5	3,2	6,2	2,1	3,4	3,2	3,1	4,2	2,1	4,0
Emden	Tnw	-	-	-	-	-	-	-	-	2,1	2,6	3,0	3,6	2,1	0,3	-0,3	-1,7
	Thw	-	-	-	-	-	-	-	-	8,9	4,3	5,0	4,1	4,6	5,3	3,8	3,3
synth. Zeitreihe (Schleswig-Holstein)	Tnw	5,6	4,5	5,5	3,7	2,1	1,4	1,8	2,0	3,1	0,4	4,3	3,3	3,2	1,9	1,4	1,9
	Thw	8,3	7,7	6,1	5,5	5,1	5,3	4,7	4,7	4,4	2,9	2,4	4,3	4,0	3,3	3,0	3,7
synth. Zeitreihe (Niedersachsen)	Tnw	4,9	3,6	3,6	3,5	2,4	2,5	2,0	1,3	1,9	0,9	4,2	4,2	3,6	2,4	1,5	0,1
	Thw	8,3	5,5	3,8	3,5	3,2	4,1	3,4	4,0	6,3	3,0	2,6	2,8	2,9	4,0	3,2	4,2
synth. Zeitreihe (Deutsche Bucht)	Tnw	5,2	4,1	4,5	3,6	2,2	2,0	1,9	1,7	2,3	0,6	4,2	3,8	3,4	2,2	1,5	1,0
	Thw	8,3	6,6	4,9	4,5	4,2	4,7	4,1	4,4	5,4	3,0	2,4	3,4	3,4	3,6	3,0	3,8

Die Trendverläufe sind im Einzelnen und im Vergleich zu den jeweiligen Trends der MTnw/MTnw, bzw. HTnw/HTnw im Anhang 2 des Abschlussberichtes beschrieben. Bis auf wenige Ausnahmen stimmen dabei die generellen Ausprägungen der Trendverläufe über zunehmende, hintereinander die jeweilige Basishöhe mindestens erreichende, Tnw- und Thw-Folgenzahlen überein:

Tendenziell nimmt der Trend der maximal erreichten Basishöhe von n aufeinanderfolgenden Tnw mit zunehmender Folgenzahl ab (Abb. 35).

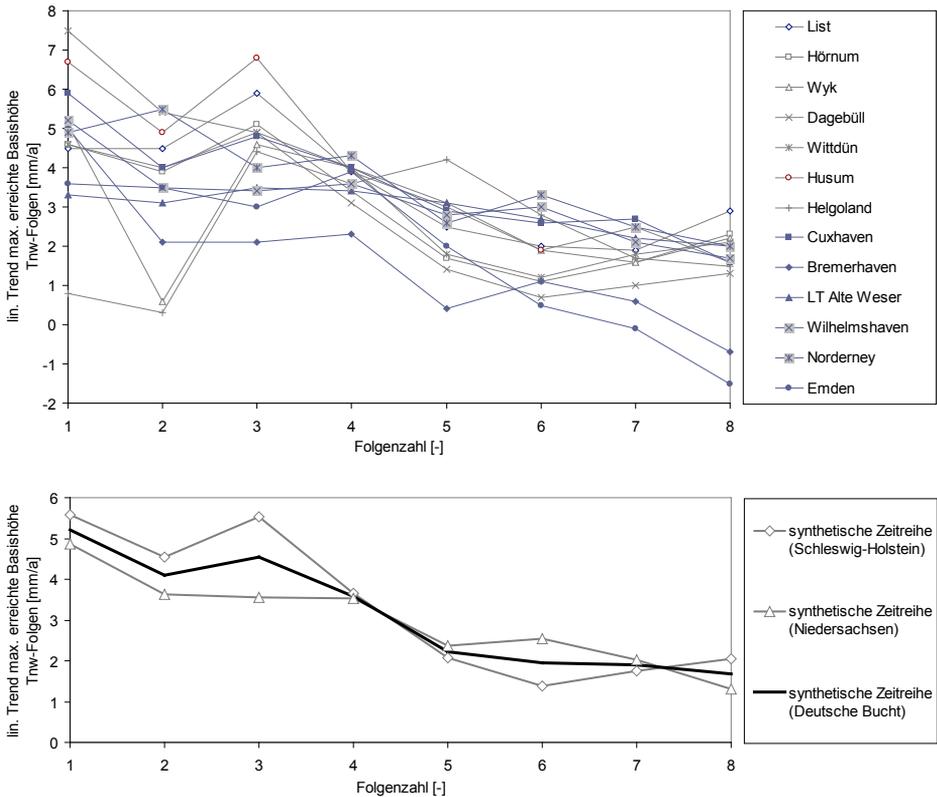


Abb. 35: Lineare Trends für die maximal erreichte Basishöhe durch 1-8 aufeinanderfolgende Thw. Oben: für die einzelnen Pegel. Unten: zusammengeführt in Form synthetischer Reihen für Schleswig-Holstein, Niedersachsen und die Deutsche Bucht

Das Maximum wird meist für die Folgenzahl 1, welche gleichzeitig unabhängige Einzeltiden und damit die Reihe der HTnw darstellt, erreicht; oft aber auch bei 3 aufeinanderfolgenden Tnw. Im Überwiegenden liegen dabei alle Trends über dem Trend des jeweiligen MTnw des Pegels. Der niedrigste Trend wird oft, aber nicht immer, für 8 aufeinanderfolgende Tnw erreicht. Die 1- σ -Standardfehler liegen für alle Pegel und für Tnw- und Thw-Folgen der Folgenzahl 8 im Bereich von $\pm 0,7$ bis $\pm 1,2$ mm/a zunehmend bis zur Folgenzahl 2 im Bereich von $\pm 1,8$ bis $\pm 2,3$ mm/a. Für die Folgenzahl 1, d.h. Einzeltiden liegen die 1- σ -Standardfehler im Bereich von $\pm 2,3$ bis $\pm 3,2$ mm/a.

Die Trends für die Tnw-Folgen Basishöhen liegen dabei im Maximum zwischen 3,5 mm/a (LT Alte Weser, Folgenzahl 3) und 7,5 mm/a (Dagebüll, Folgenzahl 1) und im Minimum zwischen -1,5 mm/a (Emden, Folgenzahl 8) und 2 mm/a (LT Alte Weser und Norderney, beide Folgenzahl 8). Signifikante Unterschiede zum generellen Verhalten der Tnw-Folgen Basishöhen-Trends zeigen Bremerhaven und Emden mit negativen Trendwerten für Folgenzahl 8 bzw. 7 und 8 und Helgoland. Dort zeigt die Trendentwicklung der maximalen Basishöhe der Tnw-Ketten einen zunächst niedrigen Verlauf für Folgenzahlen 1 und 2, dann einen hohen Verlauf für mittlere Folgenzahlen von 3 bis 5

aufeinanderfolgende Tiden und schließlich wieder ein mit weiter zunehmender Folgenzahl abnehmenden Verlauf.

Der obere Teil der Abb. 35 zeigt dabei die übereinander gezeichneten Trendverläufe der Einzelpegel, um einen Eindruck der Streuung zwischen den Pegeln und des Gesamtverlaufs zu geben. Der untere Kasten zeigt weiterhin den Trendverlauf der in synthetischen Pegeln zusammengefassten Einzelzeitreihen der maximal erreichten Basishöhen der Tnw, jeweils für die schleswig-holsteinischen Pegel, für die niedersächsischen Pegel und für die gesamte Deutsche Bucht. Helgoland ist dabei nur in der synthetischen Reihe für die Deutsche Bucht enthalten.

In gleicher Art sind die Trendverläufe der Thw-Folgen in Abb. 36 dargestellt. Auch die Thw zeigen weitestgehend ähnliche Trendverläufe. Tendenziell nimmt der Trend der maximal erreichten Basishöhe von n aufeinanderfolgenden Thw ebenfalls wie für die Tnw mit zunehmender Folgenzahl ab. Der Abfall ist dabei meist für die ersten 2 bis 4 Folgenzahlen gleichmäßig, um für weiter zunehmende Kettenlängen nur noch wenig abzufallen, auf relativ konstantem Niveau zu verharren oder leicht wieder zu steigen.

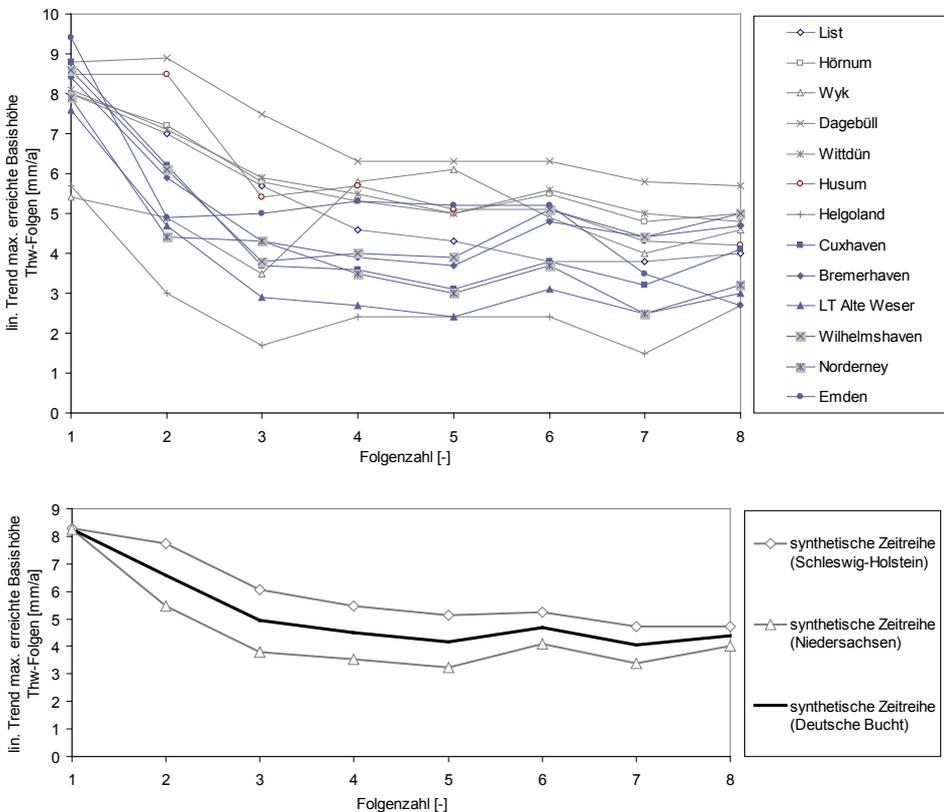


Abb. 36: Lineare Trends für die maximal erreichte Basishöhe durch 1-8 aufeinanderfolgende Thw. Oben: für die einzelnen Pegel. Unten: zusammengeführt in Form synthetischer Reihen für Schleswig-Holstein, Niedersachsen und die Deutsche Bucht

Das Maximum wird meist für die Folgenzahl 1, welche gleichzeitig unabhängige Einzeltiden und damit die Reihe der HThw darstellt, erreicht. Nur für zwei Pegel sind es zwei aufeinanderfolgende

Thw, die den maximalen Trend aufweisen oder gleich dem Trend der HThw verlaufen. Dies ist der Pegel Dagebüll, wo der Trend für die Folgenzahl 2 mit 8,9 mm/a nur leicht und innerhalb des 1- σ -Standardfehlers über dem Trend der HThw liegt und der Pegel Husum, der sowohl für Folgenzahl 1 und 2 den Trend von 8,5 mm/a aufweist. Auch für die Thw-Ketten liegen die Trends meist über dem Trend des MThw; Ausnahme ist hier der Pegel Helgoland. Dort ist es umgekehrt: bis auf die Folgenzahl 1 und 2 verlaufen die Trends aller übrigen Folgenzahlen unter dem Trend des MThw des Pegels Helgoland. Für alle Pegel werden die niedrigsten Trends meist für 7 oder 8 aufeinanderfolgende Thw erreicht.

Die Trends liegen dabei im Maximum zwischen 7,6 mm/a (LT Alte Weser, Folgenzahl 1) und 9,4 mm/a (Emden, Folgenzahl 1) und im Minimum zwischen 1,5 mm/a (Helgoland, Folgenzahl 7) und 5,7 mm/a (Dagebüll, Folgenzahl 8).

5.2 Mittelwerte der maximal erreichten Basishöhe von n hintereinander auftretenden Tnw - und Thw - Folgen

Wie hoch die jeweiligen Mittelwerte der den Trendbestimmungen zugrunde liegenden Zeitreihen der maximal erreichten Basishöhe von n hintereinander auftretenden Tnw und Thw über den Auswertungszeitabschnitt sind, wird in Tab. 4, Abb. 37 und Abb. 38 dargestellt. Angelehnt an die übliche Konvention zur Benennung von Tideparametern bzw. Hauptwerten werden diese Mittelwerte in ihrer Gesamtheit als MHnTnw und MHnThw bezeichnet. Das MHThw₁₉₃₇₋₂₀₀₈ ist also wie bekannt das Mittel der HThw des entsprechenden Zeitabschnitts und in diesem Sinne sind die MHnThw₁₉₃₇₋₂₀₀₈ die Mittel der maximal erreichten Basishöhe n hintereinander auftretender Thw des entsprechenden Zeitabschnitts. Aus den Zusammenstellungen kann daher entnommen werden, welche Scheitelwerte (für die Thw) bzw. welches Wasserstandsniveau (für die Tnw) in Bezug auf den jeweiligen Pegelnullpunkt im Mittel einmal pro Jahr für 1 bis 8 Tiden in Folge nicht unterschritten wird.

Insbesondere in der grafischen Darstellung (Abb. 37 für den Zeitabschnitt 1937-2008, 10 Pegel, und Abb. 38 für den Zeitabschnitt 1954-2008, alle 13 Pegel) kann dabei der zu erwartende monotone Abfall der MHnTnw und MHnThw mit zunehmender Kettenlänge, respektive Folgenzahl und der zumindest für die MHnThw relativ gleichartige, nahezu parallele Verlauf der einzelnen Pegel ersehen werden.

Bei den MHnTnw bestehen etwas größere Unterschiede zwischen den einzelnen Pegeln. Die Höhendifferenz unter den einzelnen Pegeln ändert sich stärker mit steigender Folgenzahl. Es finden auch stärkere Wechsel in der Höhenrangfolge der Pegel zwischen verschiedenen Folgenzahlen statt. Dies ist für die MHnThw nur in geringem Maße und geringer Höhendifferenz für die Pegel Husum, Bremerhaven und Wilhelmshaven, aber auch für Norderney und Wittdün der Fall. Bei den MHnTnw trifft dieses Verhalten allerdings für die meisten der betrachteten Pegel zu. Lediglich List weist stets für alle Folgenzahlen das höchste MHnTnw und Wilhelmshaven für alle Folgenzahlen das niedrigste MHnTnw, jeweils bezogen auf den Pegelnullpunkt der einzelnen Pegel, auf. Husum hingegen weist für die Folgenzahl 1, also Einzel-Tnw, den dritthöchsten Wert auf, fällt dann aber für drei und mehr aufeinanderfolgende Tnw relativ zu anderen Pegeln auf den drittletzten Platz ab.

Für den Zeitabschnitt 1954-2008 kann ein grundsätzlich ähnliches Verhalten, wie für den Zeitabschnitt 1937-2008 ausgeführt, beobachtet werden. Bei den MHnThw ist es lediglich Emden, wel-

ches zwar nicht die Rangfolge mit den darüber und darunter liegenden Pegeln wechselt, aber im Vergleich etwas stärker zwischen Folgenzahl 1 und 8 in der Höhe abfällt. Ebenso Helgoland, welches bei den Folgenzahl 1, also dem MHT₁₉₅₄₋₂₀₀₈ den vergleichsweise niedrigsten Wert aufweist, dann mit zunehmender Kettenlänge weniger stark abfällt, und so bis zur Folgenzahl 8 den drittletzten Rang einnimmt.

Tab. 4: Mittelwerte der maximal erreichten Basishöhe von n hintereinander auftretenden Tnw und Thw (MHT₁₉₅₄₋₂₀₀₈ / MHT₁₉₃₇₋₂₀₀₈) in der Deutschen Bucht für die Zeiträume 1937-2008 und 1954-2008

Pegel / Folgenzahl		1937-2008								1954-2008							
		1	2	3	4	5	6	7	8	1	2	3	4	5	6	7	8
List	Tnw	616,5	564,5	527,8	503,9	488,7	475,0	466,6	456,8	621,8	571,0	532,7	507,5	490,3	476,7	468,5	459,7
	Thw	762,8	709,9	677,3	656,1	642,5	631,4	623,4	618,1	772,1	718,3	684,6	660,4	646,4	635,5	626,8	621,9
Hörnum	Tnw	605,4	553,5	519,1	495,7	480,9	468,5	459,8	449,7	610,7	559,6	523,4	498,8	481,7	469,3	461,3	451,8
	Thw	776,0	723,6	692,6	672,4	658,7	647,2	639,5	633,5	786,0	732,1	700,5	677,7	663,8	653,1	644,4	638,6
Wyk	Tnw	-	-	-	-	-	-	-	-	610,9	548,1	503,9	476,1	455,4	441,8	432,8	420,4
	Thw	-	-	-	-	-	-	-	-	824,8	767,1	733,4	709,5	696,5	684,8	676,5	668,4
Dagebüll	Tnw	613,7	546,9	503,6	475,6	455,6	440,3	428,4	415,8	622,6	554,9	508,9	478,8	455,9	440,6	429,4	416,6
	Thw	828,2	768,5	735,9	712,9	700,2	686,7	678,6	670,9	839,3	779,5	745,3	719,2	706,5	693,7	684,7	676,5
Wittdün	Tnw	596,0	539,2	502,2	476,8	460,3	447,1	438,1	426,0	602,1	545,6	506,1	480,6	461,2	447,7	440,0	427,7
	Thw	791,8	738,6	707,6	688,5	676,1	665,0	657,9	651,3	801,6	747,3	715,6	694,2	681,2	671,1	663,3	656,2
Husum	Tnw	606,7	519,2	466,7	436,2	411,8	398,5	388,9	379,8	614,8	528,0	474,8	441,0	414,8	401,5	392,9	383,0
	Thw	884,1	818,1	778,1	751,8	736,6	722,7	713,4	704,1	894,9	829,6	786,4	758,3	742,0	728,5	718,4	707,7
Helgoland	Tnw	-	-	-	-	-	-	-	-	577,3	527,0	490,2	467,3	452,7	441,0	434,7	426,0
	Thw	-	-	-	-	-	-	-	-	769,0	721,5	693,0	673,4	661,1	653,9	646,5	641,3
Cuxhaven	Tnw	595,7	527,3	485,2	456,7	437,0	422,6	414,3	405,4	603,8	533,9	488,8	459,9	438,4	424,6	416,7	407,2
	Thw	853,8	790,8	754,8	730,4	712,4	701,5	692,5	685,9	864,0	798,3	760,6	734,9	715,9	705,6	696,1	689,3
Bremerhaven	Tnw	573,9	493,0	448,0	417,9	395,7	380,3	372,2	362,4	580,7	497,5	449,1	419,1	394,9	380,9	373,0	362,4
	Thw	871,8	812,5	774,4	752,2	734,2	723,4	715,1	708,7	881,0	820,0	779,6	756,7	738,1	727,7	718,6	712,2
LT Alte Weser	Tnw	561,4	504,4	469,1	443,4	426,2	413,1	406,7	398,7	565,4	508,1	470,4	445,3	427,9	415,1	408,7	400,9
	Thw	795,7	748,1	717,8	697,8	684,4	675,9	668,5	662,7	804,4	753,9	721,8	701,3	687,2	679,2	671,3	665,0
Wilhelmshaven	Tnw	547,3	478,1	438,0	409,3	390,5	376,4	367,9	357,0	553,4	483,1	440,0	411,4	391,3	378,2	369,4	358,5
	Thw	870,2	810,2	771,2	750,7	734,3	724,1	715,7	710,2	879,0	817,8	775,1	755,3	738,3	728,6	719,4	714,0
Norderney	Tnw	590,0	534,6	498,7	473,1	456,0	442,4	434,9	427,9	595,7	541,0	501,7	476,3	456,7	444,8	437,0	429,7
	Thw	790,6	743,9	707,5	688,1	673,3	663,4	656,2	650,6	798,9	749,3	711,9	691,6	676,1	666,3	658,6	652,7
Emden	Tnw	-	-	-	-	-	-	-	-	579,3	508,3	465,3	436,1	409,8	396,8	388,7	379,0
	Thw	-	-	-	-	-	-	-	-	855,1	796,0	748,7	724,7	706,7	695,1	686,1	679,1

Bei dieser Betrachtung muss die Tatsache berücksichtigt werden, dass jeweils Wasserstandshöhen, bezogen auf den jeweiligen Pegelnullpunkt betrachtet werden. Ein absoluter Bezugshorizont ist daher aufgrund der in Kap. 3.6 erwähnten Problematik von Landsenkungsraten bzw. Offsetkorrekturen nicht gegeben. Dennoch geben die gemeinsam dargestellten erreichten Basishöhen der verschiedenen Pegel einen sehr guten Überblick über den unterschiedlichen Verlauf von Tnw- und Thw-Scheiteln mit jeweils zunehmenden Kettenlängen.

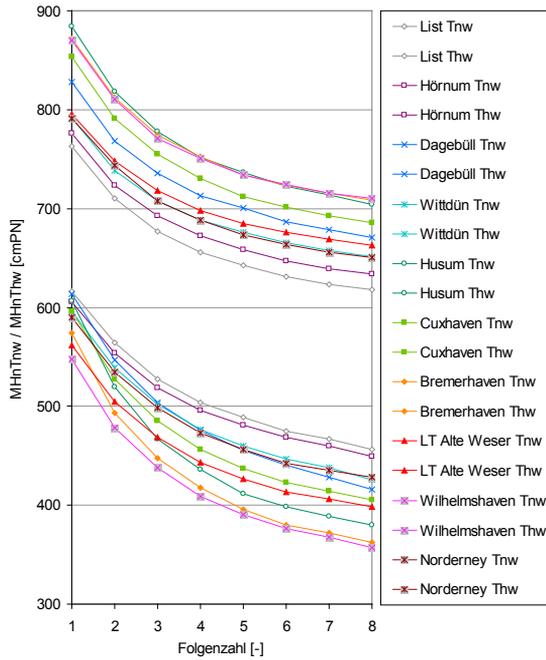


Abb. 37: Mittelwerte der maximal erreichten Basisshöhe von n hintereinander auftretenden Tnw und Thw (MHnTnw / MHnThw) in der Deutschen Bucht für den Zeitabschnitt 1937-2008

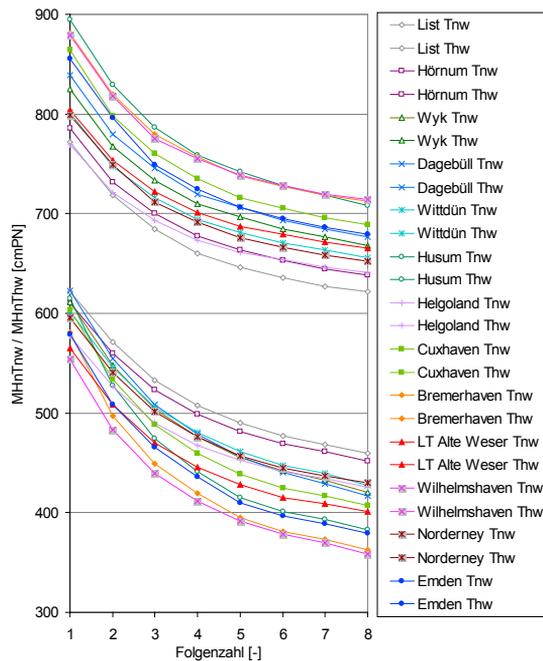


Abb. 38: Mittelwerte der maximal erreichten Basisshöhe von n hintereinander auftretenden Tnw und Thw (MHnTnw / MHnThw) in der Deutschen Bucht für den Zeitabschnitt 1954-2008

5.3 Ereignisanzahl und Auftretensverteilung von n hintereinander auftretenden T_{nw}- und T_{thw}-Folgen

Hinsichtlich der Anzahl und Verteilung der aufgetretenen Ereignisse von 1-8 Tiden in Folge nicht unterschrittener Tidescheitel bzw. Wasserstände wurden separate Auswertungen der Tidekettenbestimmung für die T_{nw}- und T_{thw} für jedes Jahr des Auswertungszeitabschnitts durchgeführt. In der Folge wurden aus diesen Häufigkeitsmatrizen Zeitreihen von Überschreitungszahlen durch 1-8 aufeinanderfolgende T_{nw} oberhalb verschiedener Bezugshorizonte ermittelt.

Um eine Vergleichbarkeit zwischen den unterschiedlichen Pegelzeitreihen zu gewähren, sind diese Bezugshorizonte zum einen auf die jeweiligen MT_{nw} und MT_{thw} der Pegel und des Gesamtauswertungszeitabschnitts und zum anderen auf den jeweiligen Jahres-MSL bezogen. Erstere Auszählung bezieht sich also auf ein über den Auswertungszeitabschnitt konstantes Niveau. Trends des MSL bzw. Trends der T_{nw} oder T_{thw} (jeweils für T_{nw}- und für T_{thw}-Folgen) oder eine erhöhte Sturm­tätigkeit sollten sich also in dieser Auswertung ebenfalls in einer Zunahme entsprechender Kettenereignisse darstellen. Um die Auswirkungen des ansteigenden Meeresspiegels auf die Auftretenshäufigkeit von Tideketten zu eliminieren, wurde in einem zweiten Schritt die Auswertung unter Anwendung eines zeitabhängigen Grenzniveaus in Bezug auf den Jahres-MSL des jeweiligen Pegels durchgeführt. Die parallele Betrachtung von konstanten und zeitabhängig auf den MSL bezogenen Bezugshorizonten ist aus einem weiteren Grund wichtig. In Bezug auf konstante Niveaus kann ersehen werden, mit welcher Häufigkeit und welchem Trend Tidekettenereignisse entsprechender Basishöhe Strandabschnitte, Kliffs, Deckwerke, Warftkanten o.ä. in diesem Höhenbereich besonders belasten. In Bezug auf den jeweiligen Jahres-MSL wird ersichtlich, in wie weit das Verhalten von Tidekettenereignissen gegebenenfalls bei zukünftigen Bauwerksbemessungen gesondert in Bezug auf den Trend des MSL berücksichtigt werden muss.

Die Gesamtauswertung umfasst dabei alle Wasserstände zwischen NNT_{nw} und HHT_{nw} bzw. zwischen NNT_{thw} und HHT_{thw} der Bezugszeiträume in 1 cm Stufen. Für die Übersichtsdarstellungen in Anhang 2 des Abschlussberichtes sowie für die Trendübersichten wurden jeweils drei Bezugshorizonte ausgewählt. Für die

- T_{nw} konstant: MT_{nw} +150 cm, MT_{nw} + 200 cm, MT_{nw} + 250 cm,
- T_{nw} zeitabhängig: MSL + 0 cm, MSL + 50 cm, MSL + 100 cm,
- T_{thw} konstant: MT_{thw} + 0 cm, MT_{thw} +100 cm, MT_{thw} +200 cm,
- T_{thw} zeitabhängig: MSL + 100 cm, MSL +200 cm, MSL + 300 cm.

Mit der Auswahl dieser Niveaus für die Übersichtsdarstellung sollen dabei jeweils die extremen T_{nw}- und T_{thw}-Kettenereignisse sowie die für Fragestellungen der Binnenentwässerung bei den T_{nw} bzw. Sturmflutsituationen bei den T_{thw} abgedeckt werden. Andererseits wäre es auch nicht zweckmäßig, als Bezugshorizont beispielsweise für die Abgrenzung von T_{nw}-Ketten einen Wert von MT_{nw} + 0 cm zu wählen, da sich die Mehrzahl aller normalen T_{nw} in dieser Größenordnung bewegen und so sehr hohe Überschreitungszahlen aller Folgenlängen auftreten, welche zudem keine praktische Relevanz z.B. für die Sielentwässerung aufweisen. Für die T_{thw}-Ketten wurde zur unteren Abgrenzung allerdings das entsprechende Niveau MT_{thw} + 0 cm in die Übersicht mit aufgenommen.

Aufgrund dieser Herangehensweise sind jeweils die verschiedenen Auswertungen, basierend auf den konstanten Bezugsniveaus, zwischen den Pegel vergleichbar. Ebenso die Auswertungen, basierend

auf den zeitabhängigen Bezugsniveaus. Nicht notwendigerweise direkt vergleichbar sind jedoch konstantes und zeitabhängiges Bezugsniveau innerhalb eines Pegels. Dies ist darin begründet, dass die MThw bzw. MTnw der verschiedenen Pegel unterschiedliche Differenzen zum entsprechenden MSL aufweisen (unabhängig davon, dass zudem der MSL des jeweiligen Jahres genutzt wird). Nur wenn z.B. das MTnw des Bezugszeitabschnitts in der Größenordnung von 150 cm unterhalb des MSL des Bezugszeitabschnitts liegt, lässt sich mit hoher Berechtigung der Unterschied zwischen konstantem und zeitabhängigem Bezugshorizont darstellen. Dies trifft beispielsweise für die Tnw-Folgen des Pegels Cuxhaven und LT Alte Weser zu.

Der Pegel Cuxhaven ist exemplarisch für die vergleichbaren Bezugshorizonte $MTnw + 200$ cm (konstant) und $MSL + 50$ cm (zeitabhängig) für Folgenzahlen von 1-3 in Abb. 39 abgebildet. Die Überschreitungszahlen bzw. Ereignishäufigkeit von entsprechenden Tnw-Folgen ist in Form der roten Säulen dargestellt. Wie zu erkennen ist, reichen die Überschreitungszahlen von 0 bis 10 Ereignisse pro Jahr für die Folgenzahl 1, 0 bis 2 Ereignisse pro Jahr für die Folgenzahl 2 und für Tideketten mit 3 Tnw in Folge $\geq MTnw + 200$ bzw. $\geq MSL + 50$ cm wurde nur 1991 ein einziges Ereignis ermittelt. Weiterhin ist über die Ereigniszahl ein linearer Trend ermittelt worden, dessen Anstieg jeweils in der linken Hälfte der Zeitreihendarstellung aufgeführt ist. Die nominellen Werte sind dabei von der jeweiligen Ereignisanzahl des untersuchten Bezugshorizonts und der untersuchten Folgenzahl abhängig. Daher ist es ebenfalls nur zulässig, Trendzahlen jeweils gleicher Bezugshorizonte bzw. vergleichbarer Bezugsniveaus zu vergleichen. Eine Interpretation hat vorsichtig zu geschehen, da die entsprechenden Trendanstiege durch nur sehr wenige Ereignisse gestützt werden. Dies zeigen auch die $1-\sigma$ -Standardfehler, welche jeweils in der gleichen Größenordnung der angegebenen Trends liegen (rund 50% bis 150% der Trendwerte). Die zu Beginn des Kapitels erwähnte Annahme, dass sich aus der zeitabhängigen Wahl des Bezugshorizonts auf Basis des jeweiligen Jahres-MSL im Vergleich zu einem konstanten Niveau eine Reduktion des Trends des Auftretens von Tideketten ergibt, kann am Beispiel der Tnw-Folgen des Pegels Cuxhaven bestätigt werden.

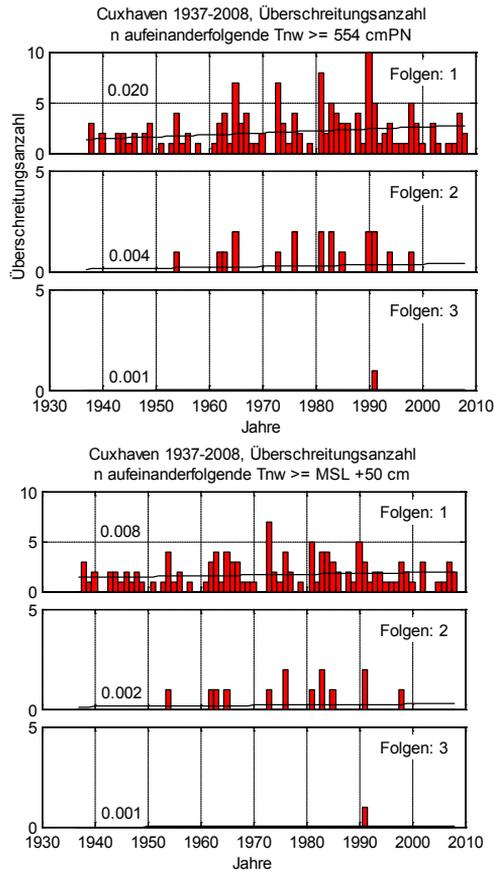


Abb. 39: Cuxhaven 1937-2008, Überschreitungsanzahlen durch 1-3 aufeinanderfolgende Tnw (Folgen 4-8 unbesetzt). Oben: $\geq MT_{Tnw_{1937-2008}} + 200 \text{ cm} = 554 \text{ cm}$, unten: $\geq \text{MSL} + 50 \text{ cm}$ des jeweiligen Jahres

Auch, wenn der verbleibende nominelle Trend für den zeitabhängigen Bezugshorizont am Pegel Cuxhaven (Zeitabschnitt 1937-2008) sehr gering und nahe Null ist, finden sich die höheren Ereigniszahlen in der zweiten Hälfte des Untersuchungszeitabschnitts. Mit Ereigniszahlen von 1 bzw. 2 Ketten pro Jahr ist diese Betrachtung allerdings nicht signifikant.

Wie für die Tnw und Thw des Pegels Cuxhaven, zeigt sich auch für die Tnw des Pegels LT Alte Weser, die Tnw des Pegels Wilhelmshaven, die Thw des Pegels Emden und die Tnw des Pegels Husum ein ausgeglichenes Bild ohne signifikante Trends, bzw. mit Ausnahmen (Husum, LT Alte Weser) bei den Tnw auch mit negativen Trends. Für alle übrigen Pegel und die jeweils nicht genannten Parameter der gerade aufgeführten Pegel ergibt sich jedoch eine erkennbare Häufung von Ereignissen, welche pegelübergreifend zwischen etwa Mitte der 70er bis Mitte/Ende der 90er Jahre zu beobachten ist. Diese Häufung ist dabei sowohl für die konstanten Bezugshorizonte als auch für die zeitabhängigen Bezugshorizonte vorhanden. Abb. 40 und Abb. 41 sollen dies exemplarisch anhand der mittleren der drei Bezugshorizonte für Tnw- und Thw-Folgen des Pegels List verdeutlichen.

In Tab. 5 und Tab. 6 sind die entsprechenden Trendwerte aufgeführt. Aus Gründen der Übersichtlichkeit wurde sich dabei auf den jeweils höchsten Bezugshorizont der zeitabhängigen MSL-

Beschickung beschränkt. Alle Trendwerte der übrigen Bezugshorizonte finden sich in den Überschreitungsgrafiken innerhalb des Anhang 2 des Abschlussberichtes. Zur besseren Lesbarkeit wurde die führende Null vor dem Dezimaltrennzeichen nicht aufgeführt.

In Tab. 5 sind die Ergebnisse der linearen Trendanalysen auf Basis der Überschreitungszahl von n hintereinander auftretenden $T_{nw} \geq MSL + 100$ cm des jeweiligen Jahres in der Deutschen Bucht für die Zeiträume 1937-2008 und 1954-2008 für alle Pegel zusammengestellt und in Tab. 6 finden sich die entsprechenden Ergebnisse für Thw-Ereignisse $\geq MSL + 300$ cm des jeweiligen Jahres.

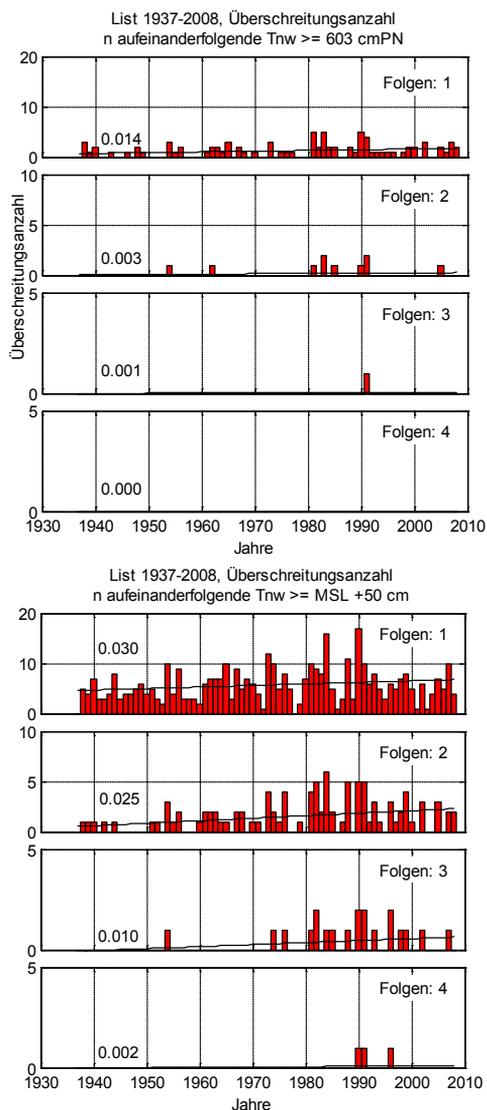


Abb. 40: List 1937-2008, Überschreitungszahlen durch 1-8 aufeinanderfolgende T_{nw} (Folgen 5-8 unbesetzt).
 Oben: $\geq MT_{nw1937-2008} + 200$ cm = 603 cm, unten: $\geq MSL + 50$ cm des jeweiligen Jahres

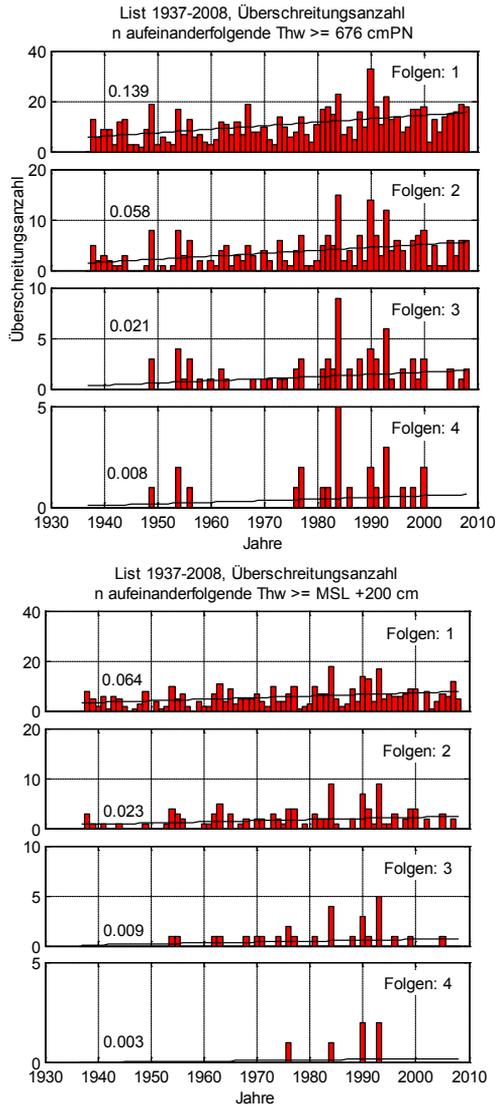


Abb. 41: List 1937-2008, Überschreitungen durch 1-4 aufeinanderfolgende Thw (Folgen 6-8 für MSL besetzte Reihe unbesetzt). Oben: $\geq MThw_{1937-2008} + 100 \text{ cm} = 676 \text{ cm}$, unten: $\geq MSL + 200 \text{ cm}$ des jeweiligen Jahres

Tab. 5: Ergebnisse der linearen Trendanalysen (Ereignisse/a) der Überschreitungszahl von n hintereinander auftretenden $T_{nw} \geq MSL + 100$ cm in der Deutschen Bucht für die Zeiträume 1937-2008 und 1954-2008

Pegel / Ereigniszahl		1937-2008								1954-2008							
		1	2	3	4	5	6	7	8	1	2	3	4	5	6	7	8
List	Tnw	,012	,002	,001						,004	-,002	,001					
Hörnum	Tnw	,004	,001	,001						-,005	-,002	,001					
Wyk	Tnw	-	-	-	-	-	-	-	-	,004	-,002	,001					
Dagebüll	Tnw	,010	,000							,001	-,002						
Wittdün	Tnw	,006	,001	,001						-,004	-,002	,001					
Husum	Tnw	,008	-,001							-,002	-,004						
Helgoland	Tnw	-	-	-	-	-	-	-	-	-,004	-,003						
Cuxhaven	Tnw	,006	-,001							-,007	-,003						
Bremerhaven	Tnw	,003								-,004	-,001						
LT Alte Weser	Tnw	-,001	-,000							-,003	-,001						
Wilhelmshaven	Tnw	,000	,000							-,003	,000						
Norderney	Tnw	,000	-,000							-,008	-,001						
Emden	Tnw	-	-	-	-	-	-	-	-	-,002	,000						
synth. Zeitreihe (S H)	Tnw	,008	,001	,001						-,000	-,002	,001					
synth. Zeitreihe (Niedersachsen)	Tnw	,002	-,000							-,004	-,001						
synth. Zeitreihe (Dt. Bucht)	Tnw	,005	,000	,001						-,003	-,002	,001					

Tab. 6: Ergebnisse der linearen Trendanalysen (Ereignisse/a) der Überschreitungszahl von n hintereinander auftretenden Thw \geq MSL + 300 cm in der Deutschen Bucht für die Zeiträume 1937-2008 und 1954-2008

Pegel / Ereigniszahl		1937-2008								1954-2008							
		1	2	3	4	5	6	7	8	1	2	3	4	5	6	7	8
List	Thw	,005	,001							,005	,001						
Hörnum	Thw	,009								,004							
Wyk	Thw	-	-	-	-	-	-	-	-	,010	-,001	,001	,001				
Dagebüll	Thw	,034	,006	,002	,001					,015	,001	,002	,000				
Wittdün	Thw	,011	,001							,008	,001	,000	,000				
Husum	Thw	,053	,026	,007	,003	,001				,034	,013	,003	,002	,002			
Helgoland	Thw	-	-	-	-	-	-	-	-	,001							
Cuxhaven	Thw	,016	,004	,002	,001	,001				-,001	-,002	-,000	,001	,001			
Bremerhaven	Thw	,035	,014	,004	,002	,001				,007	,004	,002	,002	,001			
LT Alte Weser	Thw	,011	,003	,000						,009	,002	-,000					
Wilhelmshaven	Thw	,037	,014	,004	,002	,001				,009	,004	,001	,001	,001			
Norderney	Thw	,010	,002							,005	,002						
Emden	Thw	-	-	-	-	-	-	-	-	,012	,004	,002	,001				
synth. Zeitreihe (SH)	Thw	,022	,009	,004	,002	,001				,013	,003	,001	,001	,002			
synth. Zeitreihe (Niedersachsen)	Thw	,022	,007	,003	,002	,001				,007	,002	,001	,001	,001			
synth. Zeitreihe (Dt. Bucht)	Thw	,022	,008	,003	,002	,001				,009	,002	,001	,001	,001			

6. Ergebnisse der Untersuchungen zur Entwicklung der Verweildauern der Tidewasserstände in der Deutschen Bucht

Nach den Auswertungen zur Entwicklung des MSL und der Tideketten sollen hier nun die Ergebnisse zu den Betrachtungen der Verweildauern der Tidewasserstände dargestellt und diskutiert werden. Die zugrunde liegende Auswertemethodik wurde in Kap. 3.8 beschrieben.

Die Verweildauer definiert die Zeit, in der sich ein Wasserstand innerhalb vorgegebener Grenzen bewegt. Für die Auswertung der Verweildauern in der Deutschen Bucht werden die Grenzbereiche als Höhenstufen definiert, die jeweils 20 cm umfassen. Die Entwicklung der Verweildauern wird in unterschiedlichen Zeitabschnitten analysiert. Um saisonale Differenzen ausfindig zu machen, werden daher sowohl Kalenderjahre, als auch Sommerhalbjahre und Winterhalbjahre ausgewertet. Die entsprechenden Untersuchungen ermöglichen einen Überblick über die jeweiligen Verläufe der Exposition von Watt und Vegetation, der potenziellen Belastung von Küsten, Stränden, Deckwerken, Deichen etc. sowie ebenso wie die Tideketten über potenzielle Be- oder Verhinderung der Binnenentwässerung.

Diese Auswertungen sind nur für Zeitreihenabschnitte möglich, für die mindestens stündliche Wasserstandsaufzeichnungen vorliegen; nur auf Basis einer Scheitelzeitreihe ist keine Bestimmung von Verweilzeiten möglich. Die Auswertung der Verweildauern beschränkt sich damit für fast alle untersuchten Pegel auf den Zeitabschnitt von 1994, bzw. 1997, 1999 und 2000 bis 2008. Lediglich für den Pegel Cuxhaven liegen bis 1918 zurückreichend mindestens Stundenwerte lückenlos digital vor

(Abb. 2). Aus diesem Grund konnten aussagekräftige Untersuchungen über den Verlauf der Verweildauern nur für den Pegel Cuxhaven durchgeführt werden.

Für die Auswertung von Verweildauern von Sturmflutwasserständen konnte darüber hinaus auf durchgehend digitalisierte Ganglinien eines Sturmflutkollektivs von 311 Ereignissen für den Pegel Cuxhaven (Zeitraum 1901 bis 2008) und 199 Ereignissen für den Pegel Hörnum (Zeitraum 1936 bis 2008) aus dem Projekt XtremRisK (OUMERACI et al., 2009) zurückgegriffen werden.

6.1 Ergebnisse der Verweildaueruntersuchungen der Pegel

Für den Pegel Cuxhaven liegt über das gesamte verfügbare Datenkollektiv die einzige, langjährig durchlaufende Zeitreihe von Stundenwerten vor. Abb. 42 zeigt die Entwicklung der Auswertung von allen Wasserstandswerten eines Jahres über mittlere Tiden und Verweildauern von Einzeljahren (Abb. 42 Mitte und links) und schließlich zur Aneinanderreihung der jährlichen mittleren Tide vom Start des Gesamtauswertungszeitabschnitts 1918 bis zum Ende 2008 in Form einer durchlaufenden Kurvenfläche (Abb. 42 rechts). Mit dieser durchlaufenden, dreidimensionalen Kurvenfläche sind verschiedene Betrachtungen möglich. Anhand der Konturlinien ist bereits in der isometrischen Perspektive ein ansteigender Trend des Gesamtniveaus der mittleren Tide erkennbar. Abb. 43 stellt diese Kurvenfläche der jährlichen Mittleren Tide auf der linken Hälfte als Seitenansicht dar und zeigt damit den bereits aus übrigen Zeitreihenuntersuchungen bekannten Verlauf der MThw- als auch der MTnw-Scheitel. Auf der rechten Hälfte der Abb. 43 ist die Kurvenfläche von der Stirnseite dargestellt und zeigt damit die Umhüllende aller mittleren Jahrestiden.

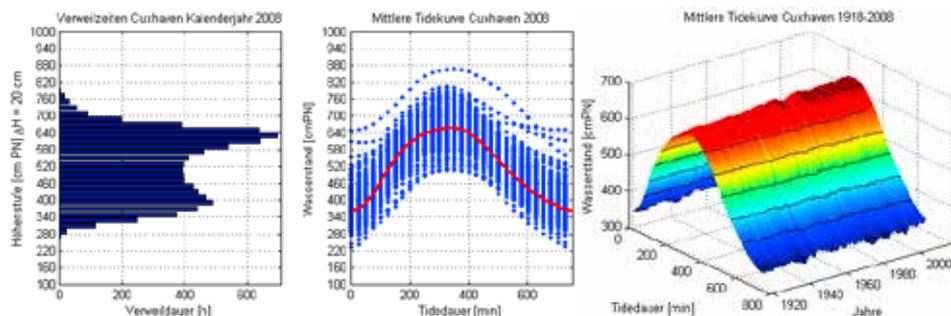


Abb. 42: Pegel Cuxhaven: Verweildauer Verteilung für das Kalenderjahr 2008 (links), Mittlere Tide (durchgezogene Linie) und ausgedünnte Punktplots aller Einzeltiden (Punkte) des Kalenderjahr 2008 und Verlauf der jährlichen Mittleren Tide von 1918 bis 2008 (rechts)

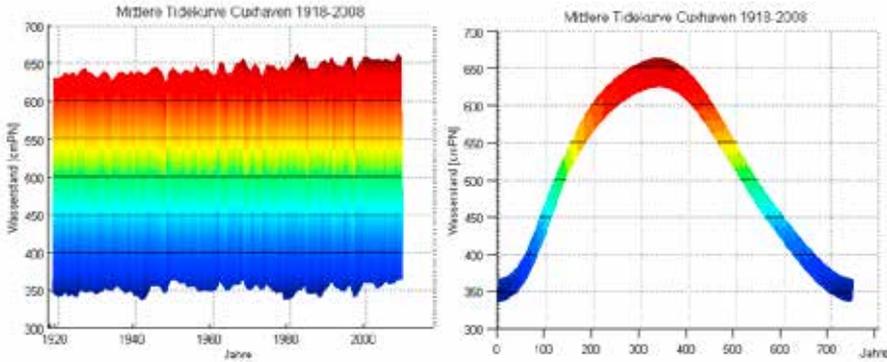


Abb. 43: Pegel Cuxhaven, Darstellung der Kurvenfläche der jährlichen Mittleren Tide von 1918 bis 2008 (Links: Seitenansicht, Wasserstand bezogen auf Jahre, Rechts: Stirnansicht, Wasserstand bezogen auf Tidedauer)

Eine weitere Art der Darstellung ergibt sich in Form einer senkrechten Draufsicht (Abb. 44). Auf der Ordinate ist die Tidedauer in Minuten und auf der Abszisse ist die Zeit aufgetragen. Die Wasserstände, bezogen auf den Pegelnullpunkt, sind als Konturflächen und -linien im Abstand von 50 cm dargestellt. Anhand der Konturflächen kann der Verlauf der durch jeweils gleiche Wasserstände eingenommene Anteil an der Gesamtdauer einer Tide nachvollzogen werden. Sie geben damit Auskunft über die Zunahme mittlerer Verweildauern des Wasserstands oberhalb verschiedener Niveaus, bezogen auf den Pegelnullpunkt und ohne Berücksichtigung des MSL-Verlaufs.

Um diese Zunahme zu quantifizieren, wurden an die Konturlinien des Wasserstands von 400 cmPN und 600 cmPN jeweils für den Flutast (jeweils obere Trendlinie in Abb. 44) und den Ebbast (jeweils untere Trendlinie in Abb. 44) lineare Trends angepasst. Die schwarzen Trendgeraden spannen so den Anteil der Tidedauer auf, in der der Wasserstand am Pegel Cuxhaven oberhalb 600 cmPN verweilt. Während diese Verweildauer 1918 180 min betrug, lag sie 2008 bei 244 min und weist somit eine Zunahme von 36% bei einem mittleren jährlichen Trend von 0,7 min/a auf. Analog spannen die weißen Linien den Anteil der Tidedauer auf, in der der Wasserstand am Pegel Cuxhaven oberhalb 400 cmPN verweilt. 1918 betrug diese Verweildauer 559 min und sie wächst bis 2008 auf 598 min. Eine Erhöhung und Aufsteilung der mittleren Tidekurve zeigt sich also auch in Form der Verweildauerzunahme, die für niedrigere Tidewasserstände einen geringeren Wert annimmt. Hier mit einer Zunahme von 7% der mittleren Verweildauer über 400 cmPN, entsprechend einem mittleren jährlichen Trend von 0,43 min/a. In den Verweildauern innerhalb der Tidedauer lässt sich also für den Pegel Cuxhaven ein ähnlicher Effekt wie für die in JENSEN und MUDERSBACH (2007) beschriebene Zunahme des Tidehubs durch unterschiedliche Anstiege von MT_{nw} und MT_{hw} zeigen.

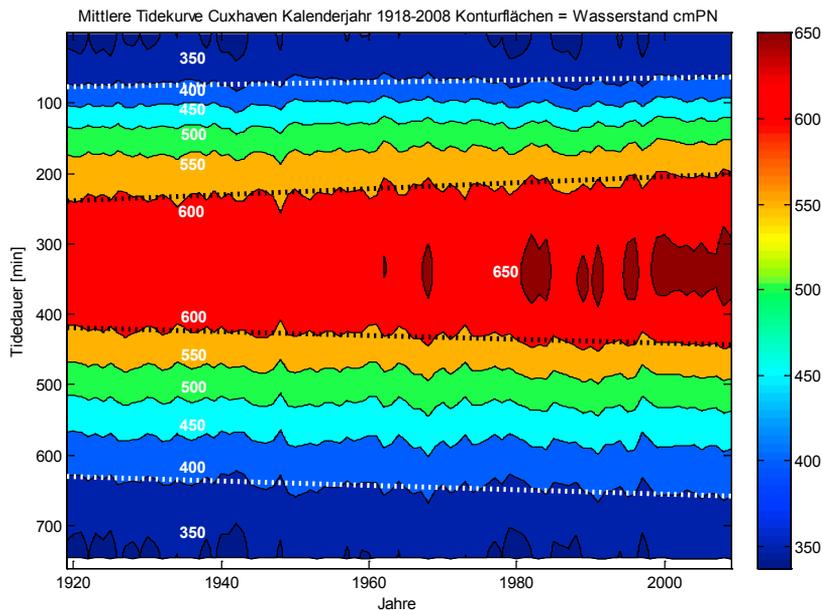


Abb. 44: Verlauf der Mittleren Tidekurve für den Tidepegel Cuxhaven von 1918 bis 2008. Die Farbwerte geben den Wasserstand an. Schwarze Geraden zeigen den linearen Trend der mittleren Verweildauer oberhalb 600 cmPN, weiße Geraden zeigen den linearen Trend der mittleren Verweildauer über 400 cmPN

Die Zeitreihen für die Sommerhalbjahre 1918-2008 und Winterhalbjahre 1917/18-2007/08 wurden auf gleiche Weise ausgewertet. Die entsprechenden Ergebnisse sind gemeinsam mit den vorgenannten Werten für die Kalenderjahre in Tab. 7 zusammengestellt.

Tab. 7: Pegel Cuxhaven, mittlere Verweildauerzunahme

	Kalenderjahre	Sommerhalbjahre	Winterhalbjahre
Verweildauer ≥ 400 cmPN 1918	559 min	562 min	549 min
Verweildauer ≥ 400 cmPN 2008	598 min	588 min	599 min
Verweildauer ≥ 600 cmPN 1918	180 min	187 min	165 min
Verweildauer ≥ 600 cmPN 2008	244 min	239 min	232 min
Prozentuale Zunahme Verweildauer ≥ 400 cmPN	7%	5%	9%
Prozentuale Zunahme Verweildauer ≥ 600 cmPN	36%	28%	41%
linearer Trend Zunahme Verweildauer ≥ 600 cmPN	0,70 min/a	0,29 min/a	0,55 min/a
linearer Trend Zunahme Verweildauer ≥ 400 cmPN	0,43 min/a	0,57 min/a	0,74 min/a

Wie diesen Ergebnissen zu entnehmen ist, sind sowohl für die Verweildauern oberhalb 400 cmPN als auch 600 cmPN die weitaus stärksten Zunahmen im Winterhalbjahr zu verzeichnen. Auch die Darstellung der Konturflächen für die Sommerhalbjahre (Abb. 45) und Winterhalbjahre (Abb. 46) zeigt die stark unterschiedlichen Verläufe, die sich bei den Winterhalbjahren insbesondere durch eine deutlich höhere interannuelle Varianz der Verweildauern auszeichnet.

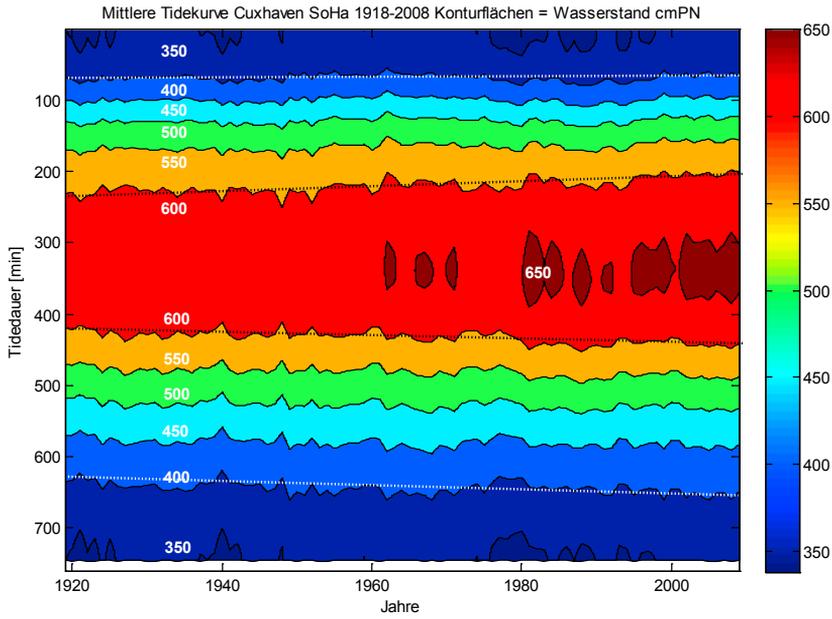


Abb. 45: Verlauf der Mittleren Tidekurve für den Tidepegel Cuxhaven für Sommerhalbjahre von 1918 bis 2008. Die Farbwerte geben den Wasserstand an. Schwarze Geraden zeigen den linearen Trend der mittleren Verweildauer oberhalb 600 cmPN, weiße Geraden zeigen den linearen Trend der mittleren Verweildauer über 400 cmPN

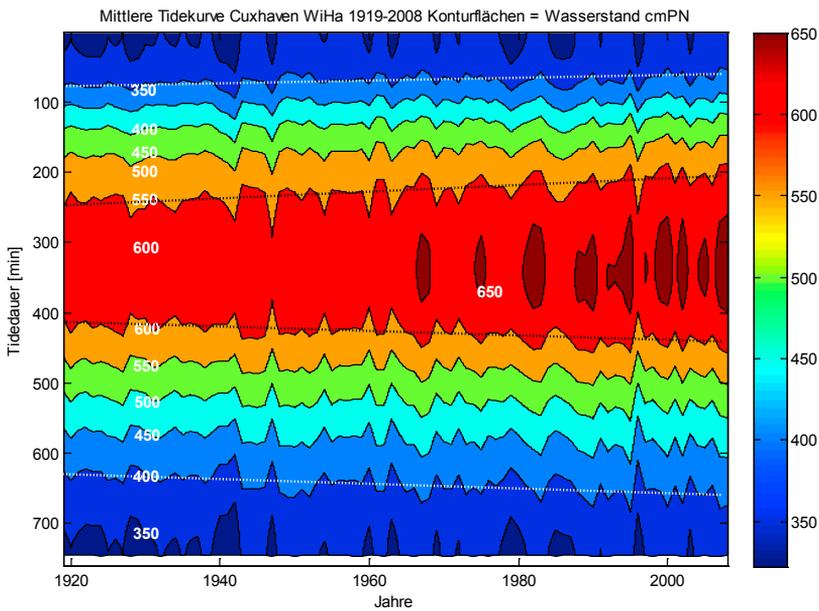


Abb. 46: Verlauf der Mittleren Tidekurve für den Tidepegel Cuxhaven für Winterhalbjahre von 1917/18 bis 2007/08. Die Farbwerte geben den Wasserstand an. Schwarze Geraden zeigen den linearen Trend der mittleren Verweildauer oberhalb 600 cmPN, weiße Geraden zeigen den linearen Trend der mittleren Verweildauer über 400 cmPN

Analog zur Herangehensweise der Zusammenstellung eines Flächenverlaufs der mittleren Tidekurve über den Gesamtbeobachtungszeitabschnitt, kann der Verlauf der Verweildauern über den Gesamtzeitabschnitt erstellt und visualisiert werden. Es werden also nicht die mittleren Tidekurven der einzelnen Jahre (Abb. 42, Mitte), sondern die Verweildauern je Höhenstufe der einzelnen Jahre (Abb. 42, links) aneinander gereiht. Es resultiert die in Abb. 47 in isometrischer Perspektive dargestellte Folge von Verweildauersäulen. Jede einzelne Säule zeigt dabei, wie lang sich der Wasserstand im jeweiligen Jahr innerhalb der jeweiligen Höhenstufe aufgehalten hat.

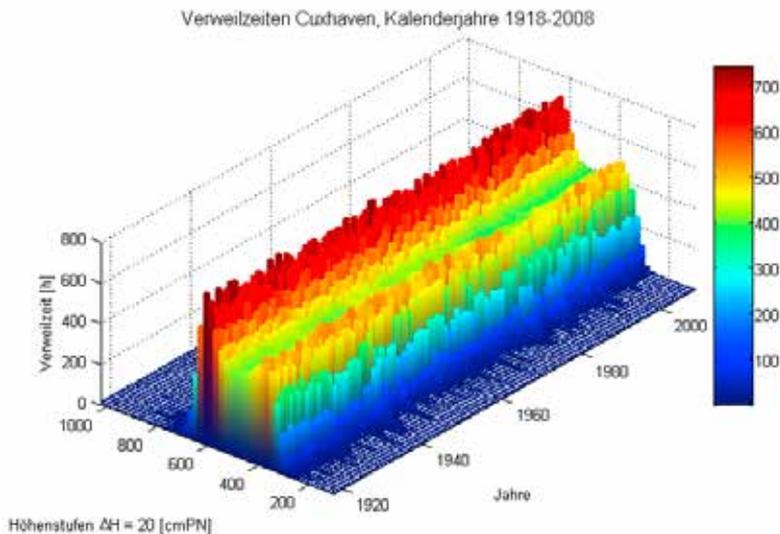


Abb. 47: Verlauf der jährlichen Verweildauern für den Tidepegel Cuxhaven von 1918 bis 2008. Die Farbwerte geben die Verweilzeit in Stunden pro Jahr an (Isometrie)

In der Aufsicht, welche in der Ordinate die Höhenstufen oberhalb des Pegelnullpunkts und in der Abszisse die Jahre zeigt, wird der Verlauf der Höhenverteilungen deutlicher (Abb. 48). Der Farbwert der einzelnen Elemente gibt wie in Abb. 47 die Verweildauer in Stunden an; in leeren Elementen hielt sich der Wasserstand während des gesamten Jahres nicht auf. Somit sind in dieser Ansicht Jahre mit extremen Scheitelwasserständen einfach durch die Verteilung der Randelemente gut erkennbar. Weiterhin kann die bimodale Verteilung der Verweildauerkurve mit zwei deutlichen Scheiteln, einmal um die Thw und einmal um die Tnw herum gut in Form der zwei „Gipfelkämme“ verfolgt werden. Die obere Kammlinie kann aufgrund der hohen Verweildauern von 600 und mehr Minuten durch die rotschattierten Elemente in Abb. 48 sehr einfach wahrgenommen werden. Die untere Kammlinie weist niedrigere Verweildauerspitzen auf und tritt im Vergleich in der Aufsicht nicht ganz so deutlich hervor. Beide Gipfelkämme wurden daraufhin auf ihre Trends untersucht und die entsprechenden Ausgleichslinien ebenfalls in Form der gestrichelten schwarzen Linie in Abb. 48 dargestellt.

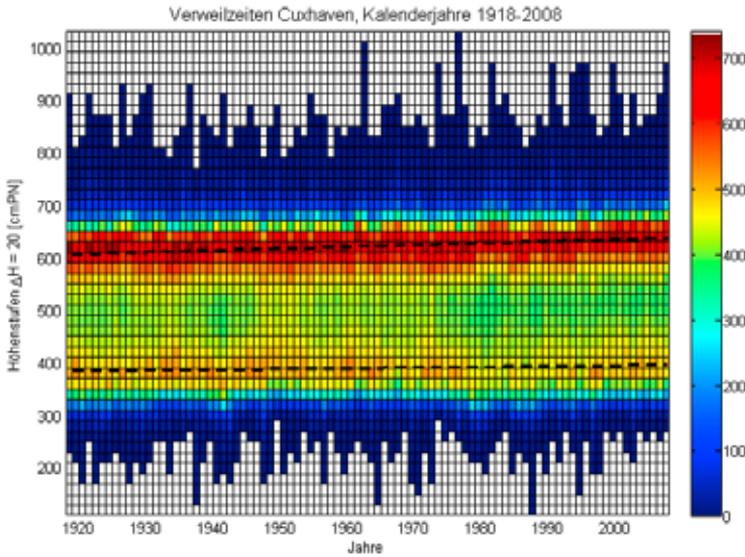


Abb. 48: Verlauf der jährlichen Verweildauern für den Tidepegel Cuxhaven von 1918 bis 2008. Die Farbwerte geben die Verweildauer in Stunden pro Jahr an (Aufsicht)

Um diese Anstiegsraten der Höhenstufen der höchsten Verweildauern zu bestimmen, wurde eine entsprechende Teilmenge aller Verweildauerelemente ≥ 600 h/a erzeugt und diesen Elementen als Gewichtungswert die Verweildauer oberhalb des Grenzwertes von 600 h/a zugeordnet. Aus dieser Teilmenge, die in Abb. 49 dargestellt ist, wurde durch lineare Regression sowohl eine ungewichtete als auch gewichtete Trendgerade bestimmt. Die gewichtete Trendgerade ergibt somit eine Anstiegsrate von 0,25 cm/a für Verweildauern ≥ 600 h/a am Pegel Cuxhaven an.

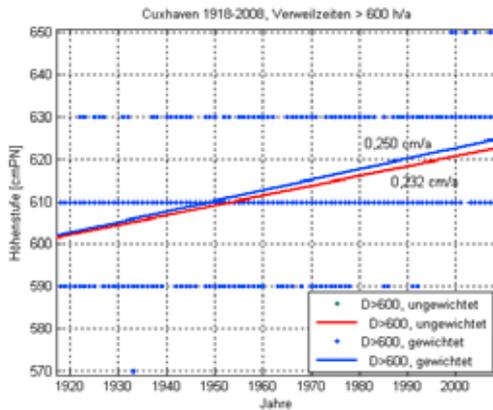


Abb. 49: Pegel Cuxhaven: Verteilung jährlicher Verweildauern ≥ 600 h/a in Bezug auf Höhenstufe und Jahr (Punkte) sowie lineare Trends (ungewichtet: rote Linie, gewichtet: blaue Linie)

In ähnlicher Weise wurden die Anstiegsraten der Höhenstufen der Verweildauern untersucht, die den unteren, weniger ausgeprägten Kamm der Wasserstände um den Tnw herum bilden (Abb. 50). Eine Separation aller Verweildauerelemente ≥ 450 h/a, welche den unteren Gipfelbereich defi-

nieren, würde ohne Nebenbedingung auch alle Verweildauern des oberen, in Abb. 49 dargestellten Kamms um die Thw-Wasserstände herum erfassen. Daher wurde zusätzlich die Nebenbedingung herangezogen, dass nur Höhenstufen unterhalb 500 cmPN zu der Teilmenge zugelassen werden. Die ermittelte Anstiegsrate für für Verweilzeiten ≥ 450 h/a und Höhenstufen < 500 cmPN beträgt 0,1 cm/a.

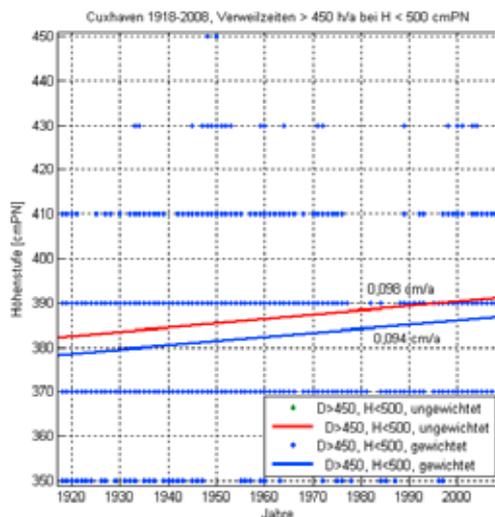


Abb. 50: Pegel Cuxhaven: Verteilung jährlicher Verweildauern ≥ 450 h/a (für Höhenstufen unterhalb 500 cmPN) in Bezug auf Höhenstufe und Jahr (Punkte) sowie lineare Trends (ungewichtet: rote Linie, gewichtet: blaue Linie)

Auch in den jährlichen Verweildauern schlägt sich also der Anstieg der Tidewasserstände, der für Thw und Tnw zudem unterschiedlich aussfällt, nieder. Während es 1918 ein Niveau von 602,1 cmPN war, welches im Mittel länger als 600 h/a durch den Wasserstand erreicht wurde, hat sich dieses Niveau bis zum Jahr 2008 auf 624,9 cmPN erhöht. Dies entspricht einer Erhöhung von 3,8%, bzw. einem Anstieg von 0,25 cm/a. Für Verweildauern niedriger Wasserstände hat sich das Niveau von 378,2 cmPN, welches 1918 im Mittel länger als 450 h/a durch den Wasserstand eingenommen wurde, auf 386,8 cmPN bis zum Jahr 2008 erhöht. Dies entspricht einer Erhöhung von 2,3%, bzw. einem Anstieg von 0,09 cm/a.

Entsprechend des betrachteten Verhaltens muss es also Höhenstufen geben, in welcher die Verweildauer des Wasserstandes einen ansteigenden Trend aufweist. Aber ebenso Höhenstufen, wo die Verweildauern absteigenden Trend aufweisen. Dies kann gezeigt werden, wenn für beliebige Höhenstufen Jahreszeitreihen der entsprechenden Verweildauern separiert und dargestellt werden. So zeigt Abb. 51 den Verweilzeitenverlauf der Höhenstufen von 620-640 cmPN, 640-660 cmPN und 660-680 cmPN von 1918-2008 (Benennung in der Grafik jeweils durch die Mitte der Höhenstufen). Die ebenfalls dargestellten, ermittelten linearen Trends weisen unterschiedliche Anstiegsraten zwischen 1,24 h/a (Höhenstufe 620-640 cmPN) und 2,71 h/a (Höhenstufe 660-680 cmPN) auf. Demgegenüber zeigt Abb. 52 für die Höhenstufen von 560-580 cmPN, 580-600 cmPN und 600-620 cmPN abfallende Trends zwischen -0,61 h/a (Höhenstufe 600-620 cmPN) und -1,266 h/a (Höhenstufe 580-600 cmPN).

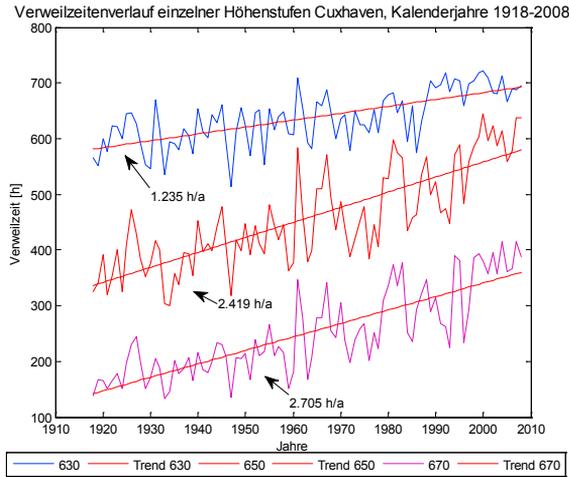


Abb. 51: Verweilzeitenverlauf einzelner Höhenstufen (620-640 cmPN, 640-660 cmPN und 660-680 cmPN, jeweils mit Stufenmitte gekennzeichnet) mit steigenden Trendverläufen, Cuxhaven, 1918-2008

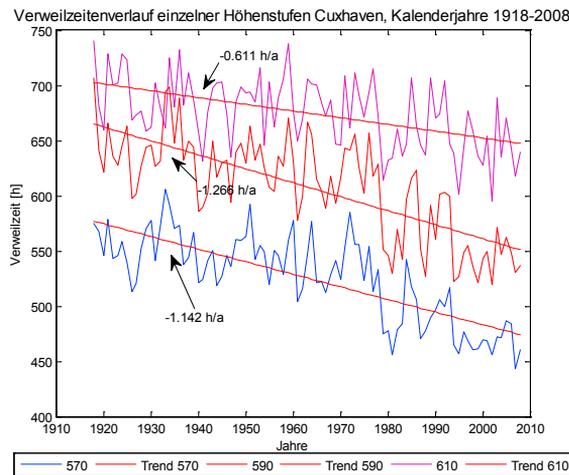


Abb. 52: Verweilzeitenverlauf einzelner Höhenstufen (560-580 cmPN, 580-600 cmPN und 600-620 cmPN, jeweils mit Stufenmitte gekennzeichnet) mit fallenden Trendverläufen, Cuxhaven, 1918-2008

Insgesamt ist für den Pegel Cuxhaven festzuhalten, dass durch die Auswertung langjährig vorliegender Aufzeichnungen des Wasserstands in wenigstens Stundenintervallen aussagekräftige Trendaussagen sowohl zu anteiligen Veränderungen von Verweildauern und Wasserstandshöhen innerhalb der mittleren Tide (Abb. 44) als auch bezogen auf die mittlere Verweildauer innerhalb eines Jahres (Abb. 48) gewinnen lassen.

Für die übrigen untersuchten Pegel wurden, wie eingangs des Kapitels erwähnt, ohne Trendbetrachtungen die jährlichen Verweildauern bestimmt und über den für alle Pegel gemeinsam verfügbaren Zeitabschnitt 2000 bis 2008 als Mittlere Verweildauern jeweils für Kalenderjahre (KJ), Sommerhalbjahre (SoHaJ, 1.5.-31.10.) und Winterhalbjahre (WiHaJ, 1.11.-30.4.) dargestellt. Da verfügbare Stundenwerte für die beiden Pegel Norderney und Emden erst mit Beginn des Kalenderjahrs 2000

vorlagen, ist für diese beiden Pegel der Auswertzeitabschnitt der Winterhalbjahre um 1 Jahr verkürzt von 2001 bis 2008. Diese Auswertung zeigt dabei die Form der Verteilung der Verweildauern über unterschiedliche Höhenstufen für alle untersuchten Pegel und die Unterschiede zwischen Kalenderjahren und den Teilzeiträumen Sommer- und Winterhalbjahr. Auf den folgenden Seiten sind die entsprechenden Verweildauern von Abb. 53 bis Abb. 56 dargestellt (entsprechende Zahlenwerte sind tabellarisch in Anhang 2 des Abschlussberichtes aufgeführt).

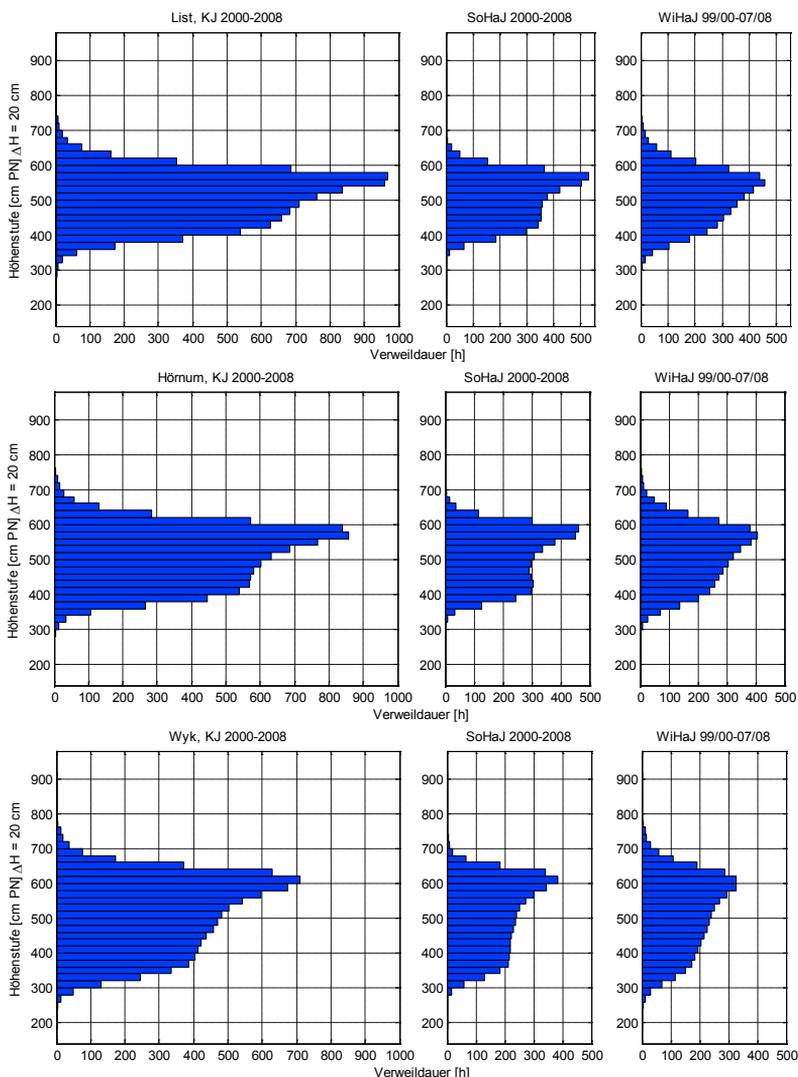


Abb. 53: Pegel List, Hörnum und Wyk. Verweildauer [h] für Kalender-, Sommerhalb- und Winterhalbjahr je 20 cm Höhenstufe (bezogen auf jeweiliges Pegelnul)

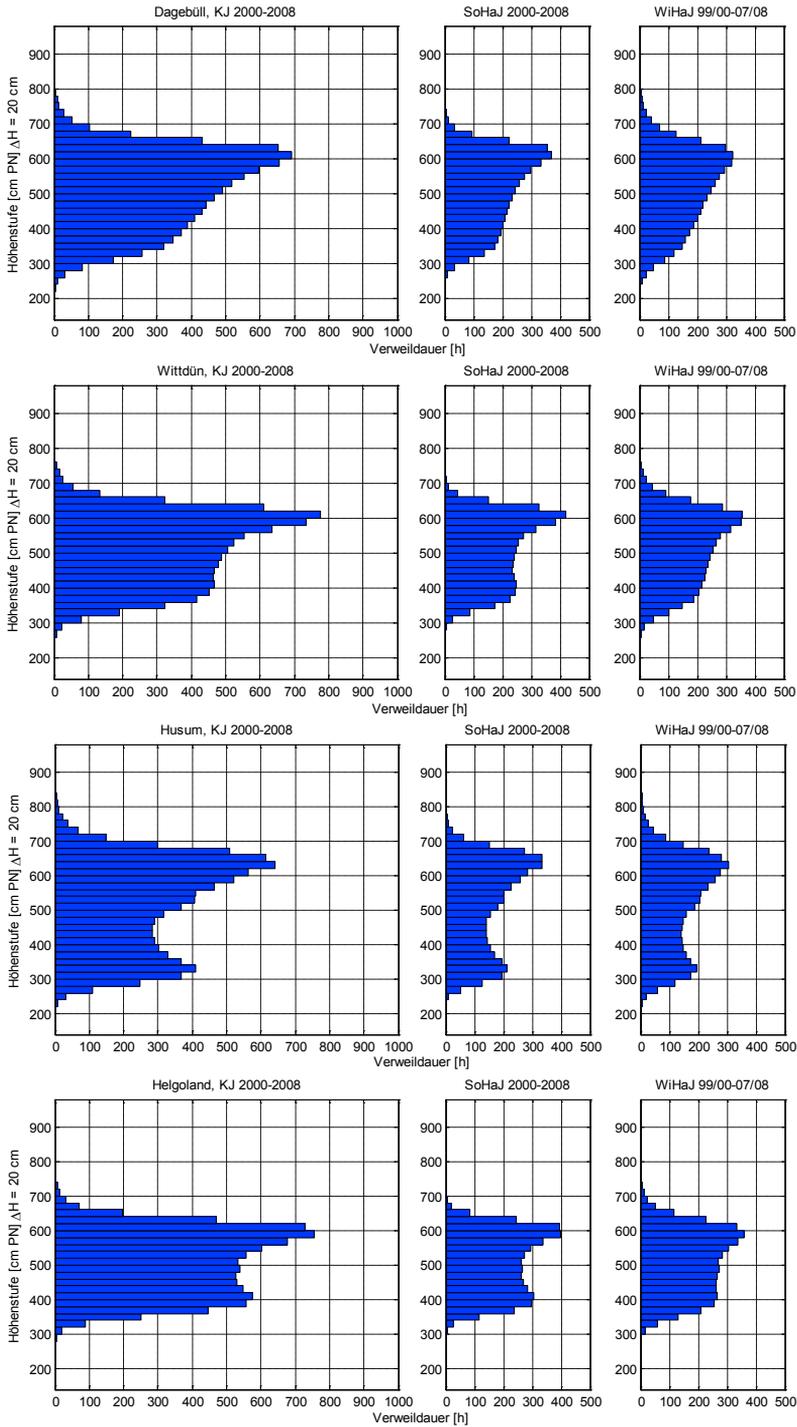


Abb. 54: Pegel Dagebüll, Wittdün, Husum und Helgoland. Verweildauer [h] für Kalender-, Sommerhalb- und Winterhalbjahr je 20 cm Höhenstufe (bezogen auf jeweiliges Pegelnul)

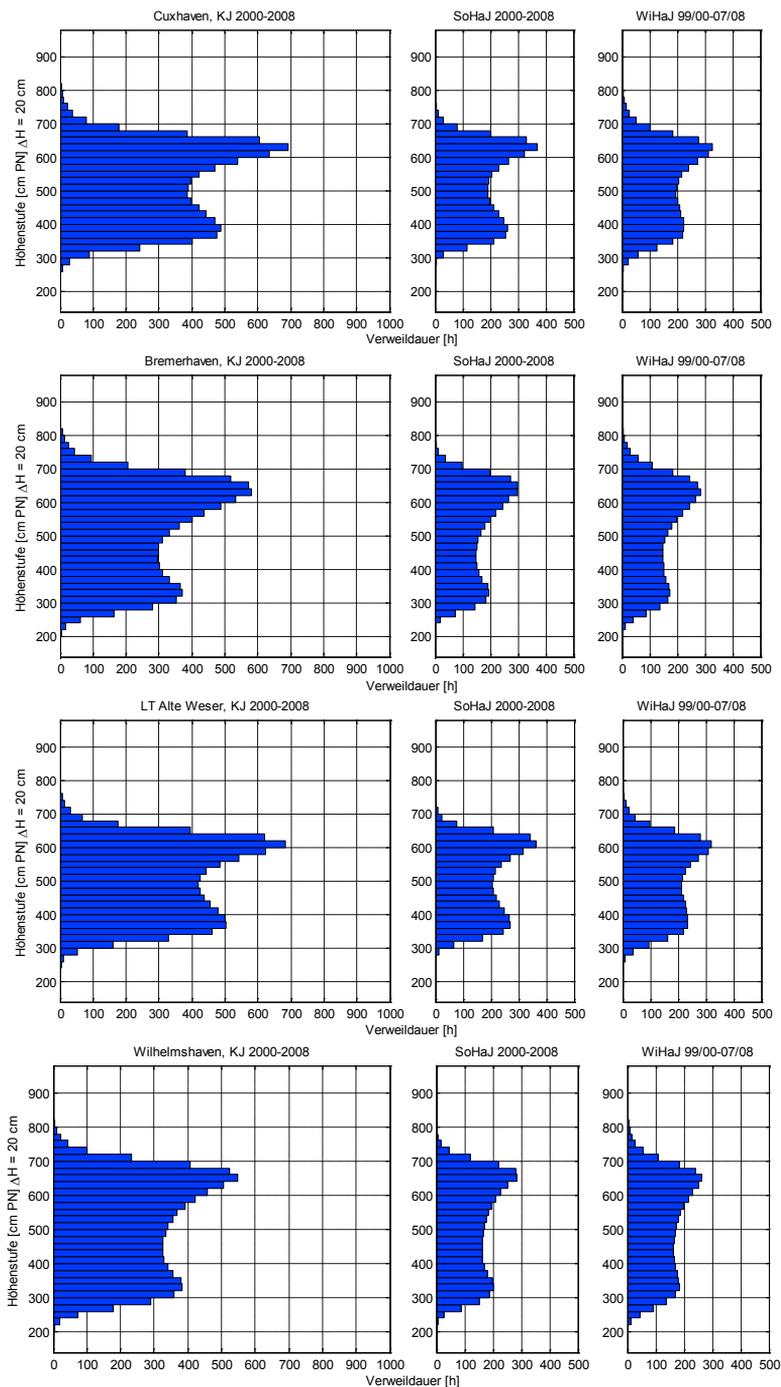


Abb. 55: Pegel Cuxhaven, Bremerhaven, LT Alte Weser und Wilhelmshaven. Verweildauer [h] für Kalender-, Sommerhalb- und Winterhalbjahr je 20 cm Höhenstufe (bezogen auf jeweiliges Pegelnul)

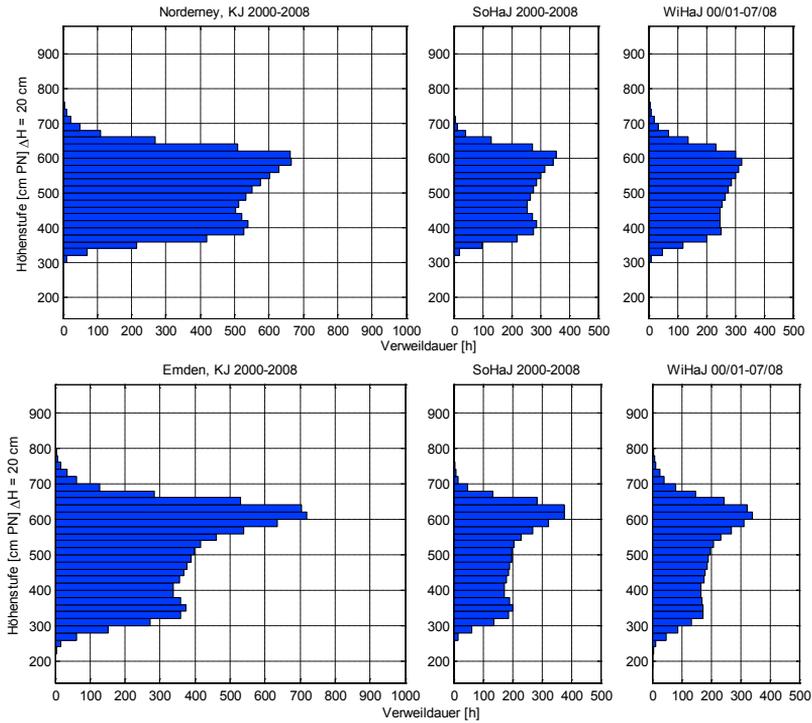


Abb. 56: Pegel Norderney und Emden. Verweildauer [h] für Kalender-, Sommerhalb- und Winterhalbjahr je 20 cm Höhenstufe (bezogen auf jeweiliges Pegelnul)

In Abb. 57 sind die jährlichen Verweildauern (2008) der einzelnen Pegel entsprechend ihrer geographischen Verteilung um eine Übersichtskarte der Deutschen Bucht angeordnet. Hier wird deutlich, dass die Verteilung der Verweildauern der Wasserstände einem Nord-Süd Unterschied unterliegt. Während die Pegel der schleswig-holsteinischen Küste bis auf Husum eine unimodale Verteilung mit Schwerpunkt der Verweildauern nahe dem mittleren Tidehochwasser aufweisen, zeigen die niedersächsischen Pegel und Husum eine stark bimodal ausgeprägte Verteilung mit Maxima jeweils nahe dem mittlerem Tidehoch- und Tideniedrigwasser.

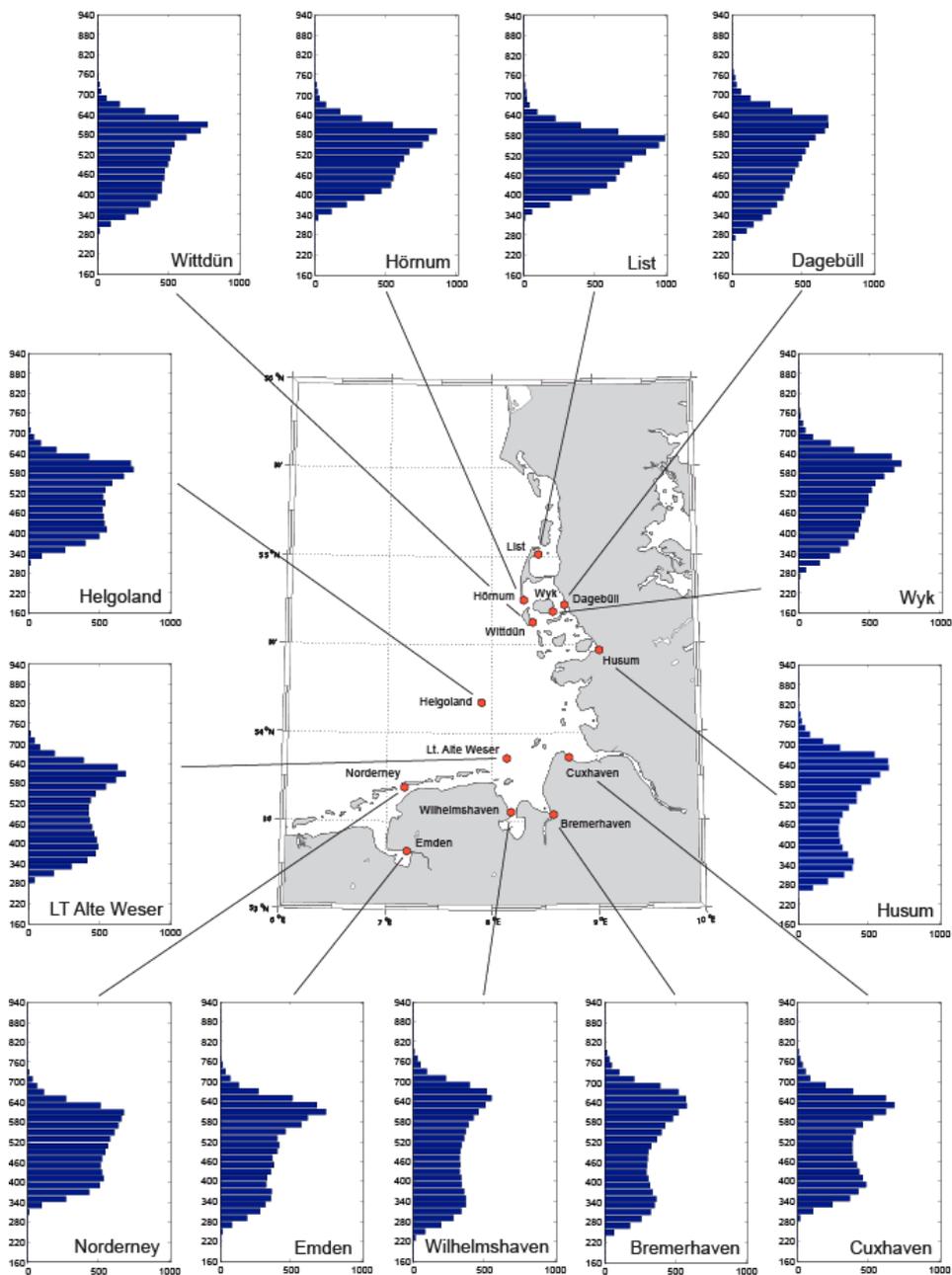


Abb. 57: Jährliche Verweildauern für die Untersuchungspegel (Kalenderjahr 2008)

6.2 Verweildauern von Sturmfluten am Pegel Hörn um und Cuxhaven

Wie in Kap. 6 erwähnt, konnte für die Auswertung von Verweildauern über die Zeiträume hinaus, für die durchgehende digitalisierte Wasserstandsaufzeichnungen vorliegen, auf durchgehend digitalisierte Ganglinien eines Sturmflutkollektivs von 311 Ereignissen für den Pegel Cuxhaven (Zeitabschnitt 1901 bis 2008) und 199 Ereignissen für den Pegel Hörnum (Zeitabschnitt 1936 bis 2008) aus dem Projekt XtremRisK (OUMERACI et al., 2009) zurückgegriffen werden. In der Folge können also auch die Ausprägungen der Sturmfluttätigkeit für diese beiden Pegel hinsichtlich des Parameters Verweildauer untersucht werden.

Für die Auswertung der Verweildauern von Sturmflutwasserständen in der Deutschen Bucht werden alle Sturmfluten seit 1901 für den Pegel Cuxhaven bzw. seit 1936 für den Pegel Hörnum ausgewertet. Die Ereignisse wurden anhand der allgemeinen Sturmflutdefinition des Bundesamtes für Seeschifffahrt und Hydrographie (BSH) ausgewählt und ausgewertet. Eine Sturmflut definiert sich nach den in Tab. 8 aufgeführten Grenzwerten über dem MThw eines Pegels. Die Grenzwerte zur Definition variieren also von Jahr zu Jahr und sind abhängig von den lokalen Verhältnissen an einem Pegelstandort. Dies beinhaltet, dass an einem Pegel ein Sturmflutereignis auftritt, welches an einem anderen Pegel nicht der Definition entspricht und somit nicht im Kollektiv auftritt. Für die Auswahl der Sturmfluten am Pegel Cuxhaven wurden alle Sturmflutereignisse untersucht, die einen Wasserstand größer 1,5 m über dem jeweiligen Jahres-MThw erreicht haben; für den Pegel Hörnum wurde gemäß dem Projekt XtremRisk (OUMERACI et al., 2009) ein entsprechender Äquivalenzwert über einen quantilsbasierten Ansatz von 1,4 m über dem jeweiligen Jahres-MThw herangezogen.

Tab. 8: Grenzwerte zur Definition einer Sturmflut

Definition	Wasserstandsgrenzwert
Sturmflut	1,5 bis 2,5 m über MThw
schwere Sturmflut	2,5 bis 3,5 m über MThw
sehr schwere Sturmflut	mehr als 3,5 m über MThw

Aufgrund der größeren Datendichte ergeben sich somit 311 Sturmflutereignisse für den Pegel Cuxhaven zwischen 1901 und 2008, während am Pegel Hörnum lediglich 199 Ereignisse aus dem Zeitabschnitt zwischen 1936 und 2008 Berücksichtigung finden. Zur Entwicklung der Sturmflutverweildauern innerhalb dieser Zeitspanne werden die Verweildauern als Jahreswerte ausgewertet. Damit gehen also pro Jahr unterschiedlich viele Sturmflutereignisse mit in die Untersuchung ein, wodurch in einigen Jahren mehrere Sturmflutereignisse und in anderen Jahren gar keine Sturmflutereignisse zu verzeichnen sind. Die Sturmflutverweildauer eines einzelnen Jahres ist demnach definiert als die Anzahl der Überschreitungen eines definierten Grenzwasserstands pro Jahr. Für die Auswertung wird die Verweildauer in der Folge in Stunden analysiert.

Abb. 58 zeigt die Entwicklung der kumulierten jährlichen Sturmflutverweildauern für den Pegel Hörnum zwischen 1936 und 2007. Die Entwicklung der jährlichen Verweildauern ist sehr großen Schwankungen unterworfen. Trotz dieser erheblichen Schwankungen lässt sich eine kontinuierliche Zunahme der Sturmflutverweildauern von Beginn der Untersuchungen bis Anfang der 90er Jahre festhalten, welche sich sowohl in der linearen Regressionsgeraden (grün dargestellt) als auch in zentrisch aufgetragenen 19-jährigen gleitenden Mittel manifestiert. In den beiden darauffolgenden Jahr-

zehnten ist dann eine eher gegenläufige Entwicklung zu beobachten, die zu einer leichten Abnahme der Sturmflutverweildauern führt. Dieser Verlauf stimmt mit den Erkenntnissen von HOFSTEDÉ (2009) überein, der die Verweildauern für die Pegel List und Husum untersuchte. Die Untersuchungen beinhalten dabei jedoch nicht die Entwicklung des säkularen Meeresspiegelanstiegs, der in dieser Arbeit in der Auswahl der Sturmfluten Berücksichtigung findet und zu leicht verringerten Tendenzen innerhalb der Stichprobe führt.

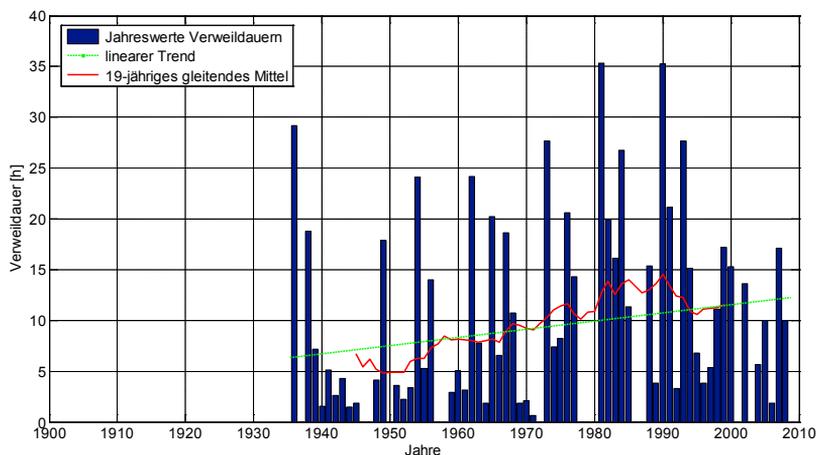


Abb. 58: Entwicklung der kumulierten jährlichen Verweildauern für Sturmflut-Wasserstände am Pegel Hörnum 1936-2008. Grenzwert zur Definition einer Sturmflut zeitabhängig nachgeführt

Da bei dieser Betrachtung Einzelereignisse zu Jährlichkeiten aufsummiert werden, muss die begriffliche Verknüpfung der Verweildauer mit der Intensität differenziert betrachtet werden. Kommt es in einer jährlichen Periode zu mehreren kleinen Sturmflutereignissen, summiert sich die jährliche Verweildauer zu ähnlich hohen Werten auf, wie es bei es nur ein oder zwei sehr extremen Sturmfluten gegeben ist. Daher ist der Begriff der Sturmflutintensität in diesem Fall nur im Zusammenhang mit der zeitlichen Überschreitung eines definierten Sturmflutgrenzwertes zu sehen. Die Grafiken geben dagegen keinerlei Informationen darüber, ob die Sturmfluten auch höher aufgelaufen sind als in den Jahren zuvor. Da mit der Intensität einer Sturmflut häufig vordergründig die Höhe einer Sturmflut assoziiert wird, muss auch für die Einzelereignisse eine getrennte Betrachtung durchgeführt werden.

In Abb. 59 sind daher alle Einzelereignisse in ihrer zeitlichen Reihenfolge mit den tatsächlichen Sturmflutverweildauern dargestellt. Während es in der Periode zwischen 1936 und 1991 zu insgesamt zu 8 Ereignissen gekommen ist, bei denen die Wasserstände einen Sturmflutgrenzwert um mehr als 10 Stunden überschritten haben, verzeichnet die Periode zwischen 1992 und 2007 kein einziges Ereignis dieser Größenordnung. Sturmflutereignisse mit geringerer Verweildauer treten dagegen häufiger auf als zuvor. Wird eine lineare Regressionsgerade durch das Streudiagramm gelegt, zeichnet sich eine insgesamt eher rückläufige Entwicklung bezüglich der Länge der Sturmflutverweildauern ab. Eine Approximation der Verweildauern durch ein Polynom 4. Grades zeigt eine periodische Entwicklung. Aus der Abbildung lässt sich also schlussfolgern, dass die Sturmfluten im letzten Drittel des Untersuchungszeitabschnitts zwar gehäuft auftreten, die Verweildauer einzelner Sturmflu-

ten hierbei aber nicht an die Werte des bisherigen Beobachtungszeitabschnitts, insbesondere zwischen Mitte der 70er bis Mitte der 90er Jahre, heranreicht.

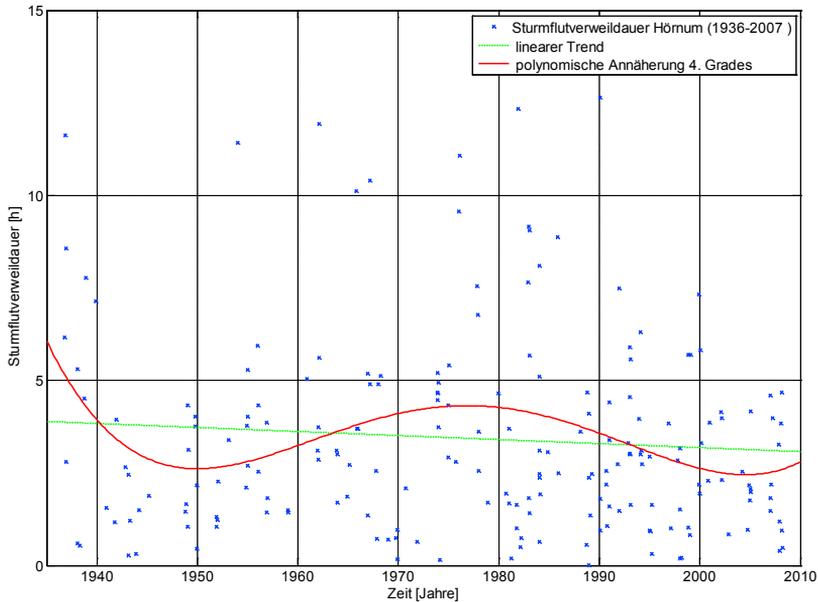


Abb. 59: Entwicklung der Sturmflutverweildauern für Einzelereignisse am Pegel Hörnum

Eine ähnliche Entwicklung bezüglich der jährlichen Verweildauern kann auch am Pegel Cuxhaven in Abb. 60 für diesen Zeitabschnitt beobachtet werden. Allerdings steht hier ein etwas größeres Datenkollektiv zur Verfügung. Die Mehrinformation, die sich aus dem größeren Datenkollektiv gewinnen lässt, relativiert die Erkenntnisse vom Pegel Hörnum ein wenig, da die Verweildauern vor 1936 auf einem etwas höheren Niveau liegen, als in den Jahren zuvor. Dadurch fällt der lineare Trend für die Periode 1901 bis 2008 etwas geringer aus, als für den Zeitabschnitt 1936 bis 2008 am Pegel Hörnum. Betrachtet man die Ergebnisse der Untersuchungen von HOFSTEDÉ (2009) für den Pegel Husum, welche eine Periode von 1868-2006 umfassen, lässt sich feststellen, dass auch hier ähnliche Entwicklungen in den Daten beobachtet wurden. In diesem Datensatz lässt sich weiterhin eine zyklische Entwicklung erkennen, die die etwas höheren Werte zu Beginn des 20. Jahrhunderts erklären. Sie deutet die Entwicklung von weniger intensiven Sturmfluten Ende des 19. Jahrhunderts zu intensiveren Sturmfluten Anfang des 20. Jahrhunderts mit einer Abschwächung in der Mitte und einem Wiederanstieg Ende des 20. Jahrhunderts relativ gut an. Wie für den Pegel Hörnum, sind in Abb. 61 auch für den Pegel Cuxhaven alle Einzelereignisse in ihrer zeitlichen Reihenfolge mit den tatsächlichen Sturmflutverweildauern dargestellt.

Um Tendenzen im Zusammenhang mit der Entwicklung der MSL abschätzen zu können werden für die Trenduntersuchungen die selben Zeiträume gewählt wie in den Untersuchungen zum MSL. Die Zeiträume umfassen die Perioden zwischen 1901-2008, 1937-2008, 1951-2008 und 1970-2008 (siehe Tab. 9). Im Gegensatz zum MSL, bei dem ein verstärkter Anstieg im Zeitabschnitt zwischen 1971 und 2008 zu verzeichnen ist, deutet sich für den gleichen Zeitabschnitt eine Beruhigungsphase hinsichtlich der Sturmflutintensität an.

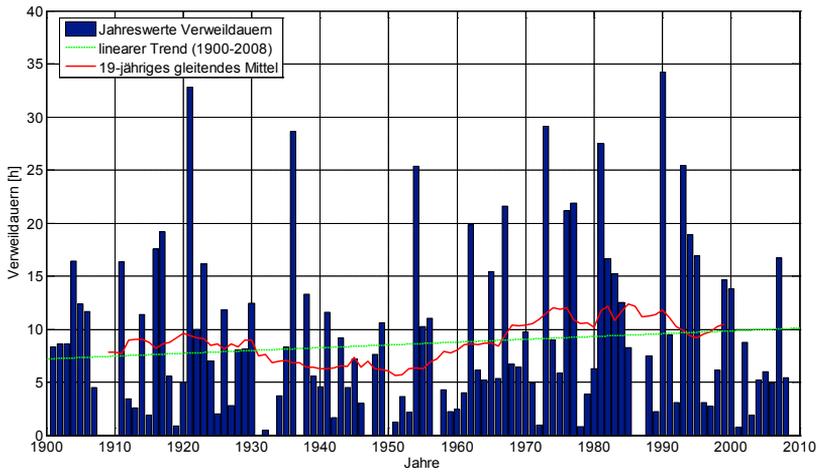


Abb. 60: Entwicklung der kumulierten jährlichen Verweildauern für Sturmflut-Wasserstände am Pegel Cuxhaven 1901-2008. Grenzwert zur Definition einer Sturmflut zeitabhängig nachgeführt

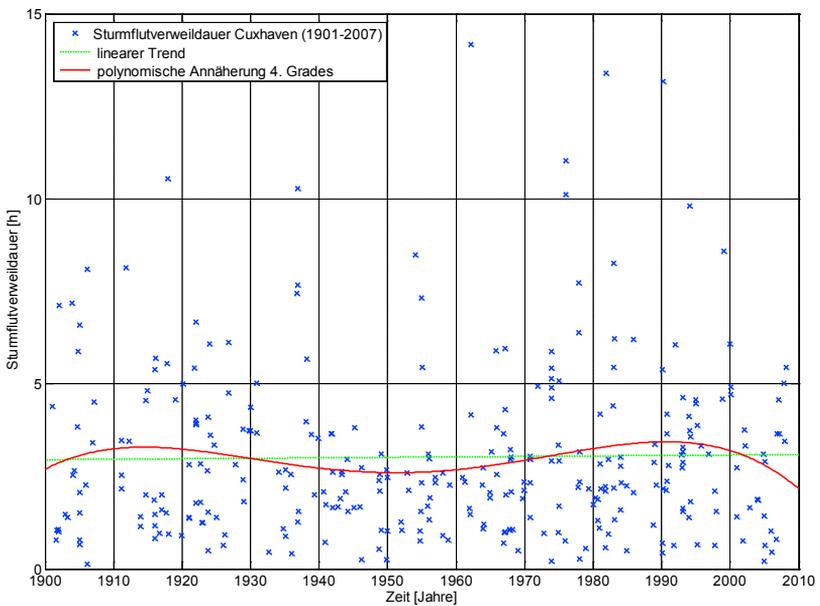


Abb. 61: Entwicklung der Sturmflutverweildauern für Einzelereignisse am Pegel Cuxhaven

Tab. 9: Lineare Trends der jährlichen Sturmflutverweildauer für unterschiedliche Zeiträume

Pegel	Lineare Trends [min/Jahr] für unterschiedliche Zeiträume (incl. Standardfehler)			
	1901-2008	1937-2008	1951-2008	1971-2008
Hörnum	-	6,34 ± 0,21	4,08 ± 9,03	-1,20 ± 20,25
Cuxhaven	1,36 ± 2,89	3,77 ± 5,33	1,44 ± 7,97	-6,99 ± 29,32

7. Fazit und weiterer Forschungsbedarf

Ziel des Forschungsvorhabens AMSeL war es, die Entwicklung des mittleren Meeresspiegels in der Deutschen Bucht über einen möglichst langen Zeitabschnitt auf Basis hochaufgelöster Pegel­daten zu analysieren und gleichzeitig Untersuchungen zu Verweildauern und Tideketten durchzuführen. Einer der Arbeitsschwerpunkte bestand in der Datenrecherche und Aufbereitung qualitativ hochwertiger Zeitreihen. Dabei konnten Qualitätsunterschiede zwischen den historischen (vor 1936) und neueren Datensätzen (ab 1936) festgestellt werden. Bei der Generierung langer Zeitreihen des relativen Mean Sea Levels (RMSL) wurden sowohl hochaufgelöste Daten, als auch Scheitelwerte in Kombination mit dem k-Wert Verfahren genutzt. Dabei kamen verschiedene Stationaritätstests zur Anwendung, wodurch eine hohe Qualität der generierten RMSL-Zeit­reihen gewährleistet ist. Aus den Analysen dieser Zeitreihen hat sich ergeben, dass ein langfristiger Meeresspiegelanstieg zu verzeichnen ist. Über die letzten Jahrzehnte hinweg konnte eine Beschleunigung im Anstieg identifiziert werden, welche jedoch unter Berücksichtigung aller verfügbaren Daten nach heutigem Kenntnisstand nicht als außergewöhnlich in den letzten 170 Jahren bezeichnet werden kann. Eine signifikante zusätzliche Beschleunigung im RMSL-Anstieg im Bereich der Deutschen Bucht, welche als anthropogen verursacht bezeichnet oder dem Klimawandel zugeschrieben werden kann, ist demnach nicht eindeutig nachweisbar. Die aktuell hohen Anstiegsraten verdeutlichen gleichzeitig die Notwendigkeit der regelmäßigen Aktualisierung der hier vorgestellten Ergebnisse. Dies wird auf Basis der erarbeiteten Methoden und den entstandenen Softwarelösungen zukünftig mit weniger Aufwand verbunden sein, als es in der hier zugrunde liegenden Bearbeitung der Fall war. Aus dem Vergleich der ermittelten Anstiegsraten für die Bereiche Schleswig-Holstein und Niedersachsen haben sich höhere relative Anstiegsraten für den Bereich Schleswig-Holstein ergeben, welche zum Teil auf stärkere vertikale Landbewegungen (in diesem Fall Landsenkung) zurückzuführen sind. Ein einfacher Ansatz zur Ermittlung der vorherrschenden Vertikalbewegungen an den hier berücksichtigten Pegelstandorten auf Basis der RMSL-Zeit­reihen wurde vorgestellt und führte insgesamt zu plausiblen Ergebnissen. Aus dem Vergleich der MSL-Rekonstruktion für die Deutsche Bucht mit einer globalen und einer Nord-Ost-Atlantik Rekonstruktion konnten zunächst neue Erkenntnisse bezüglich der Entwicklung des MSL in der Vergangenheit erzielt werden. Gleichzeitig konnten wichtige Erkenntnisse für den Umgang mit möglichen zukünftigen Meeresspiegelentwicklungen im Rahmen der regionalen Küstenschutzplanung gezogen werden. Bei den Vergleichsbetrachtungen konnten deutliche Unterschiede in der MSL-Entwicklung über die letzten ca. 150 Jahre in der Deutschen Bucht und im globalen Mittel festgestellt werden. Beim Vergleich der MSL-Rekonstruktionen für die Deutsche Bucht und den Nord-Ost-Atlantik konnte über größere Zeitabschnitte des betrachteten Zeitabschnittes ein ähnliches Verhalten nachgewiesen werden. Auf Basis dieser Ergebnisse konnte die Empfehlung abgeleitet werden, für aktuelle Küstenschutzfragen auf die verfügbaren regionalisierten Meeresspiegelszenarien zurückzugreifen, wie sie beispielsweise von KATSMAN et al. (2008 und 2011) und LOWE et al. (2009) abgeleitet wurden. Gleichzeitig wurde die Möglichkeit aufgezeigt und diskutiert, die nun verfügbare lange MSL-Rekonstruktion für die Deutsche Bucht direkt zur Ableitung von Szenarien über wenige Dekaden hinweg zu nutzen.

Aus den Analysen zu Verweildauern und Tideketten geht hervor, dass für die jeweils abzuleitenden Parameter positive Trends zu verzeichnen sind. Für die durch unterschiedlich lange T_{nw}-Ketten erreichten Wasserstände liegen die Trends in der Mehrzahl über den Trends des jeweiligen MT_{nw}

und oft auch über dem Trend des jeweiligen MSL. Auch für die Thw-Ketten liegen die Trends meist über dem Trend des MThw, was in diesem Fall gleichbedeutend mit einer Überschreitung der Anstiegsrate des MSL ist.

Bezüglich der Häufigkeit solcher Kettenereignisse erscheint eine signifikante Trendbestimmung aufgrund der geringen Anzahl entsprechender extremer Ereignisse sowie der Beeinflussbarkeit des Trends durch unterschiedlich entlang der Zeitachse angeordnete Einzelereignisse schwierig. Generell wird jedoch die Schlussfolgerung gestützt, dass eine Berücksichtigung des Jahres-MSL (zeitabhängig) sinnvoll und trendreduzierend ist, aber dass dennoch ein gehäuftes Auftreten von Ereignissen, sowohl von Tnw- als auch Thw-Ketten, in den Jahren zwischen Mitte der 70er bis Mitte/Ende der 90er zu beobachten ist. Die Bestimmung des MSL als Referenz für das Auftreten und den Trendverlauf von Kettenereignissen ist damit eine wichtige, jedoch allein nicht hinreichende Größe.

Auch bei den Verweildauern, die langjährig nur für den Pegel Cuxhaven analysiert werden konnten, ist festzuhalten, dass durch die Auswertung langjährig vorliegender Aufzeichnungen des Wasserstands in mindestens Stundenintervallen aussagekräftige Trendaussagen sowohl zu anteiligen Veränderungen von Verweildauern und Wasserstandshöhen innerhalb der mittleren Tide als auch bezogen auf die mittlere Verweildauer innerhalb eines Jahres gewinnen lassen.

Während im Rahmen des dreijährigen Forschungsvorhabens viele interessante und für die Praxis relevante Fragestellungen bearbeitet und teilweise abschließend beantwortet werden konnten, so haben sich während der Bearbeitung auch viele weitere Fragen ergeben. Im Nachfolgenden soll der aus Sicht der Autoren bestehende Forschungsbedarf zu den hier behandelten Themen dargestellt werden. Hierdurch sind weitere unverzichtbare Erkenntnisse zur Verbesserung des Verständnisses des komplexen Systems Ozean und dessen dynamischen Verhaltens zu erwarten.

Beginnend bei den Wasserstandsdaten, welche die Grundlage für die hier vorgestellten Ergebnisse liefern, hat sich bei verschiedenen Arbeitsschritten die Notwendigkeit weiterer Digitalisierungskampagnen von Pegeldaten für ein besseres Verständnis der stattgefundenen Änderungen und der Reduzierung der Unsicherheiten gezeigt. Neben längeren Zeitreihen mit hochaufgelösten Daten sind auch die historischen Daten unverzichtbar, um belastbarere Aussagen ableiten zu können. Trotz der bekannten Unsicherheiten bei diesen Daten aus dem 19. und von Anfang des 20. Jahrhunderts, können sie einen wichtigen Beitrag zur Reduzierung der Gesamtunsicherheit leisten. Je mehr lange Zeitreihen verfügbar sind, desto eher sind statistische Verfahren, wie sie beispielsweise in DANGENDORF (2010) beschrieben sind, für die Homogenisierung der Zeitreihen anwendbar.

Bei der Generierung der RMSL-Zeitreihen für die gewählten Untersuchungspegel konnte zwar einerseits der Nutzen des k-Wert Verfahrens (besonders in Kombination mit Stationaritätstests) nachgewiesen werden. Andererseits konnte festgestellt werden, dass auch durch Berücksichtigung dieses Ansatzes nicht dieselbe Qualität bei den RMSL-Zeitreihen erzielt werden kann, wie es auf Basis hochaufgelöster Daten der Fall ist. Hier gilt es weitere Optimierungsansätze zu prüfen.

Beim Vergleich mit der MSL-Rekonstruktion für den Nord-Ost-Atlantik konnte zwar eine gute Übereinstimmung mit der MSL-Rekonstruktion für die deutsche Nordseeküste festgestellt werden, dennoch ergeben sich auch hier, besonders in Bezug auf die ermittelten Anstiegsraten, gewisse Unterschiede. Eine Ausdehnung des hier berücksichtigten Untersuchungsgebietes auf die gesamte Nordsee lässt wichtige Hinweise darüber zu, ob zumindest innerhalb dieses Gebietes ein vergleichbares Verhalten in der MSL-Entwicklung in der Vergangenheit zu beobachten war. Die Beantwortung dieser Frage spielt eine entscheidende Rolle, wenn es darum geht, den Begriff „regional“ genauer zu definie-

ren, wenn über „regionale“ Meerspiegelszenarien diskutiert wird. Stellt sich bei einer solchen großräumigeren Untersuchung heraus, dass auch innerhalb des Nordseebeckens signifikant unterschiedliche Entwicklungen stattgefunden haben, muss über noch kleinräumigere Betrachtungen für die Ableitung von Szenarien nachgedacht werden.

Neben den Pegeldaten können bei zukünftigen Studien auch Satellitendaten berücksichtigt werden, die heute eine Länge > 15 Jahre aufweisen und damit länger zurückreichen als viele der verfügbaren hochaufgelösten Pegelzeitreihen. Hierdurch lassen sich Rückschlüsse über die langfristige Entwicklung des MSL im Küstenbereich im Vergleich zum offenen Ozean ziehen (siehe z.B. WHITE et al. 2005). Gleichzeitig können weitere Parameter (wie z.B. atmosphärischer Luftdruck) oder abgeleitete Indizes wie die Nordatlantische Oszillation in die Untersuchungen einfließen und zu einem besseren Verständnis der stattfindenden Prozesse beitragen.

Aus Sicht des deutschen Küstenschutzes ist eine Ausdehnung der Untersuchungen auf den Bereich der Ostsee ein unverzichtbarer nächster Schritt, um auch hier wichtige Erkenntnisse zunächst für die stattgefundenen, aber auch für die zukünftige Entwicklung des MSL abzuleiten.

Obwohl die hier vorgestellten Analysen und Ergebnisse alle auf Jahreswerten basieren, sind im Rahmen der Projektbearbeitung zusätzlich RMSL-Monatswerte für alle Untersuchungspegel generiert worden. Diese können die Grundlage für detaillierte Analysen der interannuellen Variabilität und deren Entwicklung bilden, wobei gleichzeitig weitere periodische Anteile, die hier nur ansatzweise berücksichtigt wurden, näher betrachtet und untersucht werden können.

Es wurde mehrfach auf die Notwendigkeit der Entwicklung regionaler MSL-Szenarien auf Basis von Modellstudien hingewiesen, welche bei der Planung regionaler Küstenschutzstrategien genutzt werden können. Um die Ergebnisse solcher Studien mit Hilfe von Beobachtungsdaten validieren zu können, sind lange und qualitativ hochwertige Beobachtungszeitreihen des MSL erforderlich, die um den Effekt der vertikalen Landbewegungen korrigiert sind. Während hier ein einfacher Ansatz für eine erste Abschätzung der Trends der Landbewegungen genutzt wurde, sind in Zukunft die Ergebnisse aus CGPS-Messungen (Continuous Global Positioning System) für diesen Zweck heranzuziehen. Bei der Ableitung von Szenarien über wenige Dekaden hinweg kann auf Basis der hier erzielten Ergebnisse empfohlen werden, auch direkt auf lange und qualitativ hochwertige MSL-Rekonstruktionen zurückzugreifen und Extrapolationsverfahren anzuwenden. Geeignete Methoden, die u.a. eine Abschätzung der Unsicherheiten zulassen sind zu entwickeln.

Unter dem Gesichtspunkt des Überflutungsrisikos sind vergleichende Untersuchungen zur Entwicklung der Extremwasserstände und des RMSL im Bereich der Deutschen Nordseeküste zu empfehlen. Diese lassen Erkenntnisse darüber erwarten, ob die beobachteten Trends in den Extremwasserständen (z.B. JENSEN, 1985; MUDERSBACH, 2010) sich einzig durch Änderungen im RMSL erklären lassen, oder ob ggf. andere Faktoren eine Rolle spielen, die in diesem Fall zu identifizieren sind (MUDERSBACH et al., zur Veröffentlichung eingereicht).

Ein starker Hinweis in diese Richtung wird auch durch die o.g. Ergebnisse zum Trendanstieg der durch unterschiedlich lange T_{nw} bzw. T_hw-Ketten erreichten Wasserstände gegeben, welche in der Mehrzahl über den Trends des jeweiligen MT_{nw}/MT_hw und oft auch über dem Trend des jeweiligen MSL liegen. Hier sollte eine tiefer gehendere stochastische Betrachtung von Eintrittsraten und möglichen Periodizitäten entsprechender Kettenereignisse im Vergleich sowohl mit dem RMSL als auch unterschiedlichen Quantilen des Tidewasserstands erfolgen.

Wird der Gesichtspunkt des Überflutungsrisikos nicht nur auf die Belastung „extremer Tidewasserstand“, sondern auch auf „hoher Binnenwasserstand“ bzw. „behinderte Binnenentwässerung“ ausgedehnt, so geben die hier vorgelegten Auswertungen Hinweise auf den Belastungsbeitrag von der Seeseite in Form ansteigender MSL bzw. Tideketten und Verweildauern. Ein vollständiges Bild der Belastungssituation lässt sich jedoch nur aus der Verknüpfung von Tide- und binnenseitiger Belastung zeichnen. Eine Erweiterung der in FRANK (2007) durchgeführten Untersuchungen zu bivariaten Auftretenswahrscheinlichkeiten von Binnenhochwasserereignissen und Thw-Folgen, sowohl in Bezug auf anzuwendende Methodiken und heranzuziehende Parameter, als auch auf den Untersuchungsraum Deutsche Bucht, ist daher zu empfehlen.

Tideketten können im Grunde als Realisierungen unterschiedlicher Windstau- bzw. Sturmflut-Ereignisse in Bezug auf die astronomische Gezeit aufgefasst werden. Hier sollte geprüft werden, inwieweit auch für die Deutsche Bucht durch eine dedizierte Analyse dieser stochastischen und deterministischen Anteile eine nochmals verbesserte Sicht und eine Quantifizierung von extremen einzelnen und in Folge auftretenden Tidescheitelwasserständen erlangt werden kann. Beispiele für Modell- und Ensemblegestützte Untersuchungen für Großbritannien bzw. die gesamte Nordsee geben u.a. LOWE et al. (2001) und WOTH, WEISSE und VON STORCH (2005).

8. D a n k s a g u n g

Das Forschungsvorhaben AMSeL wurde vom Bundesministerium für Bildung und Forschung (BMBF) unter der Leitung des Projektträgers Jülich (PTJ) gefördert (Fördernummer: 03KIS068). Das Vorhaben wurde fachlich vom Kuratorium für Forschung im Küsteningenieurwesen (KFKI) begleitet. Im Rahmen der regelmäßigen Treffen mit der projektbegleitenden Gruppe wurden wichtige Hinweise für die Erarbeitung der hier dargestellten Ergebnisse aus den Reihen der Teilnehmer gegeben. Mitglieder der projektbegleitenden Gruppe waren:

Christoph Blasi, Stefanie Dibbern, Dr. Gabriele Gönnert, Marko Kastens, Dr. Sylvin Müller-Navarra, Dietrich Rupert, Dr. Astrid Sudau, Frank Thorenz (Obmann), als Gast: Detlef Schaller.

Wir bedanken uns außerdem bei den Dienststellen der Wasser- und Schifffahrtsverwaltung des Bundes und der Länder für die Bereitstellung der benötigten Daten und die Unterstützung bei Rückfragen jeglicher Art zu den verwendeten Datensätzen.

9. S c h r i f t e n v e r z e i c h n i s

- ALBRECHT, F.; WAHL, T.; JENSEN J. and WEISSE, R.: Regional mean sea level changes in the German Bight in the 20th century, *Ocean dynamics* (in press), 2011.
- AUGATH, W.: Stand und Weiterentwicklung der Höhenüberwachung der niedersächsischen Nordseeküste. *Nachrichten der Niedersächsischen Vermessungs- und Katasterverwaltung*, 43, 78-92, 1993.
- BARNETT, T. P.: The estimation of global sea level change: a problem of uniqueness. *J. Geophys. Res.*, 89, C5, 7980–7988, 1984.
- BEHRE, K.-E.: Eine neue Meeresspiegelkurve für die südliche Nordsee. *Probleme der Küstenforschung im südlichen Nordseegebiet*. 28, 9-63, 2003.

- BLASI, C.: Anwendung des Gaußschen Tiefpassfilters auf mittlere Tidehochwasserstände zur Evaluierung der Wasserstandsentwicklung an vier ausgewählten Pegeln der deutschen Nordseeküste. In: Deutsche Gewässerkundliche Mitteilungen, 35, 22-28, 1991.
- BOX, G. E. P. and JENKINS, G. M.: Time Series Analysis- forecasting and control. Holden-Day, London, 1976.
- BUNGENSTOCK, F. and SCHÄFER, A.: The Holocene relative sea-level curve for the tidal basin of the barrier island Langeoog, German Bight, Southern North Sea. *Global and Planetary Change*, 66(1-2), 34-51, 2009.
- CAZENAVE, A.; DOMINH, K.; GUINEHUT, S.; BERTHIER, E.; LLOVEL, W.; RAMILLIEN, G.; ABLAIN, M. and LARNICOL, G.: Sea level budget over 2003–2008: A reevaluation from GRACE space gravimetry, satellite altimetry and Argo. *Global and Planetary Change*, 65, 83–88, 2008.
- CHURCH, J. A.; GREGORY, J. M.; HUYBRECHTS, P.; KUHN, M.; LAMBECK, K.; NHUAN, M. T.; QIN, D. and WOODWORTH, P. L.: 'Changes in Sea Level', In: *Climate Change 2001, The Scientific Basis*, eds. Houghton and Ding, Cambridge Univ. Press, Cambridge, 2001.
- CHURCH, J.A.; WHITE, N.J.; COLEMAN, R.; LAMBECK, K. and MITROVICA, J.X.: Estimates of the regional distribution of sea level rise over the 1950-2000 period. In: *Journal of Climate*, 17, 2609-2625, 2004.
- CHURCH, J. A. and WHITE, N. J.: A 20th century acceleration in global sea-level rise. *Geophys. Res. Lett.*, 33, L01602. doi:10.1029/2005GL024826, 2006.
- CHURCH, J. A.; WHITE, N. J.; AARUP, T.; WILSON, S. W.; WOODWORTH, P. L.; DOMINGUES, C. M.; HUNTER, J. R. and LAMBECK, K.: Understanding global sea levels: past, present and future. *Sustain Sci* 3(1), 9–22. doi: 10.1007/s11625-008-0042-4, 2008.
- DANGENDORF, S.: Anwendung analytischer Verfahren zur Detektion von Instationaritäten in Wasserstandszeitreihen am Beispiel der Deutschen Bucht, Diplomarbeit, Forschungsinstitut Wasser und Umwelt (fwu), Universität Siegen (unveröffentlicht), 2010.
- DOMINGUES, C.M.; CHURCH, J.A.; WHITE, N.J.; GLECKLER, P.J.; WIJFFELS, S.E.; BARKER, P.M. and DUNN, J.R.: Improved estimates of upper-ocean warming and multi-decadal sea-level rise. *Nature* 453, 1090-1093. doi:10.1038/nature07080, 2008.
- DREBES, H.: Untersuchungen über die Bemessungsgrundlagen tideabhängiger Entwässerungssysteme. Mitteilungen aus dem Institut für Wasserwirtschaft, Hydrologie u. landwirtschaftlichen Wasserbau der Technischen Universität Hannover, Bd. 22, 123-249, Hannover, 1971.
- FRANK, T.: Hochwassersicherheit in sielbeeinflussten Gewässersystemen am Beispiel des Bongsieler Kanals. *Dresdner Wasserbauliche Mitteilungen*, Heft 34, Dissertation, Dresden, 2007.
- FÜHRBÖTER, A. und JENSEN, J.: Säkularänderungen der mittleren Tidewasserstände in der Deutschen Bucht. *Die Küste*, 42, 78-100, 1985 .
- FÜHRBÖTER, A.: Über Verweilzeiten und Wellenenergien. *Mitteilungen des Leichtweiss-Instituts für Wasserbau*, Heft 65, 1979.
- FÜHRBÖTER, A.: Veränderungen des Säkularanstieges an der deutschen Nordseeküste. *Wasser und Boden*, Heft 9, 1986.
- GHIL, M.; ALLEN, M.R.; DETTINGER, M. D.; IDE, K.; KONDRASHOV, D.; MANN, M. E.; ROBERTSON, A. W.; SAUNDERS, A.; TIAN, Y.; VARADI, F. and YIOU, P.: Advanced spectral methods for climatic time series. *Rev. Geophys.*, 40(1), 1003, doi:10.1029/2000RG000092, 2002.
- GOLYANDINA, N.; NEKRUTKIN, K. and ZHIGLEÏĀVSKLĀI, A. A.: Analysis of time series structure. SSA and related techniques. Chapman & Hall/CRC (Monographs on statistics and applied probability, 90), Boca Raton, Florida, 2001.
- GÖNNERT, G.; ISERT, K.; GIESE, H. und PLÜß, A.: Charakterisierung der Tidekurve. *Die Küste*, 68, 2004.

- GÖNNERT, G.; JENSEN, J.; VON STORCH, H.; THUMM, S.; WAHL, T. und WEISSE, R.: Der Meeresspiegelanstieg - Ursachen, Tendenzen und Risikobewertung. *Die Küste*, 76, 2009.
- GRINSTED, A.; MOORE, J. C. and JEVREJEVA, S.: Reconstructing sea level from paleo and projected temperatures 200 to 2100 AD. In: *Climate Dynamics*, Jg. 34, 461–472. doi: 10.1007/s00382-008-0507-2., 2009.
- HAIGH I. D.; NICHOLLS, R. J. and WELLS, N. C.: Mean sea-level trends around the English Channel over the 20th century and their wider context. *Continental Shelf Research* 29, 2083-2098, 2009.
- HOFSTEDE, J.: Entwicklung des Meeresspiegels und der Sturmflutwasserstände an den deutschen Küsten: Rückblick und Ausblick. In: Schüttrumpf, Holger (Hg.): 39. Internationales Wasserbau-Symposium Aachen 2009. *Wasserrwirtschaft und Klimawandel - Fakten, Folgen, Aufgaben*, 2009.
- HOLGATE, S. J. and WOODWORTH, P. L.: Evidence for enhanced coastal sea level rise during the 1990s, *Geophysical Research Letters*, 31, L07305, 2004.
- HOLGATE, S. J.: On the decadal rates of sea level change during the twentieth century. *Geophys. Res. Lett.*, 34, L01602, doi:10.1029/2006GL028492, 2007.
- HUNTER, J. R.: Estimating Sea-Level Extremes Under Conditions of Uncertain Sea-Level Rise. *Climatic Change*, 99, 331-350, 2010.
- IKÜS: Aufbau eines integrierten Höhenüberwachungssystems in Küstenregionen durch Kombination höhenrelevanter Sensorik, Abschlussbericht, http://tu-dresden.de/die_tu_dresden/fakultaeten/fakultaet_forst_geo_und_hydrowissenschaften/fachrichtung_geowissenschaften/gi/gg/forschung/ikues, 2008.
- IOC: Manual on sea-level measurement and interpretation. Volume 3 - Reappraisals and recommendations as of the year 2000. Intergovernmental Oceanographic Commission Manuals and Guides No. 14. IOC, Paris, 2002.
- JANSEN, E.; OVERPECK, J.; BRIFFA, K. R.; DUPLESSY, J.-C.; JOOS, F.; MASSON-DELMOTTE, V.; OLAGO, D.; OTTO-BLIESNER, B.; PELTIER, W. R.; RAHMSTORF, S.; RAMESH, R.; RAYNAUD, D.; RIND, D.; SOLOMINA, O.; VILLALBA, R. and ZHANG, D.: Palaeoclimate. In: *Climate Change 2007: The Physical Science Basis. Contribution of Working Group I to the Fourth Assessment Report of the Intergovernmental Panel on Climate Change* [Solomon, S., Qin, D., Manning, M., Chen, Z., Marquis, M., Averyt, K.B., Tignor, M., Miller, H. L. (eds.)]. Cambridge University Press, Cambridge, United Kingdom and New York, NY, USA, 2007.
- JENSEN, J.: Änderungen der mittleren Tidewasserstände an der Nordseeküste, *Mitteilungen Leichtweiß-Institut der TU Braunschweig*, vol. 83, 441-550, 1984.
- JENSEN, J.: Über instationäre Entwicklungen der Wasserstände an der deutschen Nordseeküste. *Dissertation*, TU Braunschweig, 1985.
- JENSEN, J.; MÜGGE, H. E. und VISSCHER, G.: Untersuchungen zur Wasserstandsentwicklung in der Deutschen Bucht. *Die Küste*, 47, 1988.
- JENSEN, J.; MÜGGE, H. E. und SCHÖNFELD, W.: Analyse der Wasserstandsentwicklung und Tidedynamik in der Deutschen Buch. *Die Küste*, 53, 1992.
- JENSEN, J.; HOFTEDE, J.; KUNZ, H.; DE RONDE, J.; HEINEN, P. and SIEFERT, W.: Long Term Water Level Observations and Variations. *Coastal Zone '93, Special Volume "Coastlines of the Southern North Sea"*, 1993.
- JENSEN, J. und SPIEB, V.: Untersuchungen zur Häufigkeit von Tnw-Sprüngen und Tnw-Ketten-Erhöhungen an der Westküste Schleswig-Holsteins, Bericht, *Forschungsinstitut Wasser und Umwelt (fwu), Universität Siegen (unveröffentlicht)*, 1996.
- JENSEN, J. und MUDERSBACH, C.: Zeitliche Änderungen in den Wasserstandszeitreihen an den Deutschen Küsten. In: Glaser R., Schenk, W., Vogt, J., Wießner, R., Zepp, H. und Wardenga, U.

- (Hrsg.), Berichte zur Deutschen Landeskunde, Themenheft: Küstensenarien, Band 81, Heft 2, 99-112, Selbstverlag Deutsche Akademie für Landeskunde e.V., Leipzig, 2007.
- JEVREJEVA, S.; GRINSTED, A.; MOORE, J. C. and HOLT, S.: Nonlinear trends and multiyear cycles in sea level records. *J. Geophys. Res.*, 111, C09012. doi:10.1029/2005JC003229, 2006.
- JEVREJEVA, S.; MOORE, J. C.; GRINSTED, A. and WOODWORTH, P. L.: Recent global sea level acceleration started over 200 years ago?, *Geophys. Res. Lett.*, 35, L08715, doi:10.1029/2008GL033611, 2008.
- JEVREJEVA, S.; MOORE, J. C. and GRINSTED, A.: How will sea level respond to changes in natural and anthropogenic forcings by 2100. In: *Geophysical Research Letters*, Jg. 37, L07703. doi:10.1029/2010GL042947, 2010.
- KATSMAN, C. A.; HAZELEGER, W.; DRIJFHOUT, S. S.; VAN OLDENBORGH, G. J. and BURGERS, G. J. H.: Climate scenarios of sea level rise for the northeast Atlantic Ocean: a study including the effects of ocean dynamics and gravity changes induced by ice melt. *Climatic Change*, 2008.
- KATSMAN, C. A.; STERL, A.; BEERSMA, J. J.; VAN DEN BRINK, H. W.; HAZELEGER, W. and 15 co-authors: Exploring high-end scenarios for local sea level rise to develop flood protection strategies for a low-lying delta - the Netherlands as an example. *Climatic Change* (in press), 2011.
- KRAMER, J.: Neue Siele und Schöpfwerke in Ostfriesland. *Die Küste*, 18, 47-74, 1969.
- LASSEN, H.; LINKE, G. and BRAASCH, G.: Säkularer Meeresspiegelanstieg und tektonische Senkungsvorgänge an der Nordseeküste. *Zeitschr. f. Vermessungsw. und Raumordng.*, H. 2, 1984.
- LASSEN, H.: Örtliche und zeitliche Variationen des Meeresspiegels in der südöstlichen Nordsee. *Die Küste*, 50, 65-96, 1989.
- LENTZ, H.: Fluth und Ebbe und die Wirkungen des Windes auf den Meeresspiegel. Otto Meissner, Hamburg, 1879.
- LAWA und BMV (Hg.): Pegelvorschrift. Berlin und Bonn, 26, 27, 28, 31, 1997.
- LAWA: Weitergehende Auswertung von Tidekurven und deren Standardisierung. 1. Aufl. Kulturbuchverlag, Berlin, 18, 2001.
- LOWE, J. A.; HOWARD, T. P.; PARDAENS, A.; TINKER, J.; HOLT, J.; WAKELIN, S.; MILNE, G.; LEAKE, J.; WOLF, J.; HORSBURGH, K.; REEDER, T.; JENKINS, G.; RIDLEY, J.; DYE, S. and BRADLEY, S.: UK Climate Projections science report: Marine and coastal projections. Met Office Hadley Centre, Exeter, UK, 2009.
- LOWE, J. A.; GREGORY, J. M. and FLATHER, R. A.: Changes in the occurrence of storm surges around the United Kingdom under a future climate scenario using a dynamic storm surge model driven by the Hadley Centre climate models. *Climate Dynamics*, 18, 179-188, 2001.
- LÜDERS, K.: Sturmtidenketten. Jahresbericht 1973 der Forschungsstelle für Insel- und Küstenschutz der Niedersächsischen Wasserwirtschaftsverwaltung, Band XXV, 1973.
- MANN, H. B.: Nonparametric Test Against Trend. *Econometrica, Journal of the Econometric Society*, 13, 245-259, 1945.
- MANN, M. E.: On smoothing potentially non-stationary climate time series. *Geophys. Res. Lett.*, 31, L07214, doi:10.1029/2004GL019569, 2004.
- MANN, M. E.: Smoothing of climate time series revisited. *Geophys. Res. Lett.*, 35, L16708, doi:10.1029/2008GL034716, 2008.
- MEEHL, G. A.; STOCKER, T. F.; COLLINS, W. D.; FRIEDLINGSTEIN, P.; GAYE, A. T.; GREGORY, J. M.; KITOH, A.; KNUTTI, R.; MURPHY, J. M.; NODA, A.; RAPER, S. C. B.; WATTERSON, I. G.; WEAVER, A. J. and ZHAO, Z. C.: Global Climate Projections. In: *Climate Change 2007: The Physical Science Basis. Contribution of Working Group I to the Fourth Assessment Report of the Intergovernmental Panel on Climate Change* [Solomon, S., Qin, D., Manning, M., Chen, Z., Marquis, M.,

- Averyt, K. B., Tignor, M., Miller, H.L. (eds.). Cambridge University Press, Cambridge, United Kingdom and New York, NY, USA, 2007.
- MILLER, L. and DOUGLAS, B. C.: Gyre-scale atmospheric pressure variations and their relation to 19th and 20th century sea level rise. *Geophys. Res. Lett.*, 34, L16602. doi:10.1029/2007GL030862, 2007.
- MITCHUM, G. T.; NEREM, R. S.; MERRIFIELD, M. A. and GEHRELS, W. R.: Modern Sea-Level-Change Estimates, in *Understanding Sea-Level Rise and Variability* (eds J. A. Church, P. L. Woodworth, T. Aarup, W. S. Wilson), Wiley-Blackwell, Oxford, UK, 2010.
- MITROVICA, J. X.; TAMISIEA, M. E.; DAVIS, J. L. and MILNE, J. L.: Recent mass balance of polar ice sheets inferred from patterns of global sea level change. *Nature* 409, 1026–1029, 2001.
- MITROVICA, J. X.; GOMEZ, N. and CLARK, P. U.: The Sea-Level Fingerprint of West Antarctic Collapse, *Science*, 323, 753, doi: 10.1126/science.1166510, 2009.
- MOORE, J. C.; GRINSTED, A. and JEVREJEVA S.: The new tools for analyzing the time series relationships and trends. *Eos Trans. AGU*, 86-24, 2005.
- MUDERSBACH, C.: Untersuchungen zur Ermittlung von hydrologischen Bemessungsgrößen mit Verfahren der instationären Extremwertstatistik – Methoden und Anwendungen auf Pegelwasserstände an der Deutschen Nord- und Ostseeküste. *Mitteilungen des Forschungsinstituts Wasser und Umwelt der Universität Siegen*, Band 1, ISSN 1868-6613, 2010.
- MUDERSBACH, C.; WAHL, T. and JENSEN, J.: Trends in extreme sea levels along the German North Sea coastline compared to regional mean sea level changes, *Continental Shelf Research* (zur Veröffentlichung eingereicht).
- MÜGGE, H. E. and JENSEN, J.: Untersuchungen zum Pegelstandort Büsum. *Deutsche Gewässerkundliche Mitteilungen DGM*, 35. Jahrgang, Heft 1, 1991.
- NICHOLLS, R. J.: Impacts of and Responses to Sea-Level Rise, in *Understanding Sea-Level Rise and Variability* (eds J. A. Church, P. L. Woodworth, T. Aarup and W. S. Wilson), Wiley-Blackwell, Oxford, UK. doi: 10.1002/9781444323276.ch5, 2010.
- NICHOLLS, R. J.; MARINOVA, N.; LOWE, J.A.; BROWN, S. and VELLINGA, P.: Sea-level rise and its possible impacts given a 'beyond 4°C world' in the twenty-first century. *Phil. Trans. R. Soc. A* 2011 369, 161-181, 2011.
- OUMERACI, H.; JENSEN, J.; GÖNNERT, G.; PASCHE, E.; KORTENHAUS, A.; NAULIN, M.; WAHL, T.; THUMM, S.; UJEYL, G. and BURZEL, A.: Extremsturmfluten an offenen Küsten und in Ästuargebieten: Risikoeermittlung und -beherrschung im Klimawandel. Vortrag anlässlich des 14. KFKI-Seminars zur Küstenforschung, Bremerhaven, 2009.
- PELTIER, W. R.: Global glacial isostatic adjustment and modern instrumental records of relative sea level history. In: *Sea Level Rise*, edited by B. C. Douglas, M. S. Kearney, and S. P. Leatherman, Elsevier, New York., 2001.
- PELTIER, W. R.: Global Glacial Isostasy and the Surface of the Ice-Age Earth: The ICE-5G(VM2) model and GRACE, *Ann. Rev. Earth. Planet. Sci.*, 32, 111–149, doi: 10.1146/annurev.earth.32.082503.144359, 2004.
- PUGH, D. T.: *Changing sea levels. Effects of tides, weather and climate.* Cambridge University Press, 2004.
- RAHMSTORF, S.: A Semi-Empirical Approach to Projecting Future Sea-Level Rise, *Science*, 315, 5810, 368–370. doi: 10.1126/science.1135456, 2007.
- RAHMSTORF, S.; CAZENAVE, A.; CHURCH, J. A.; HANSEN, J. E.; KEELING, R. F.; PARKER, D. E. and SOMERVILLE, R. C. J.: Recent climate observations compared to projections. *Science* 316, 709, 2007.

- RAY, R. D. and DOUGLAS, B. C.: Experiments in Reconstructing Twentieth-Century Sea Levels, *Progress in Oceanography* (in press), 2011.
- ROHLING, E.; GRANT, K.; HEMLEBEN, C.; SIDDALL, M.; HOOGAKKER, B.; BOLSHAW, M. and KUCERA, M.: High rates of sea-level rise during the last interglacial period. *Nat. Geosci.* 1, 38–42, 2008.
- SALAS, J. D.; DELLEUR, J. W.; YEYEVICH, V. M. and LANE, W. L.: Applied modeling of hydrologic time series. Water Resources Publications, Littleton, United States, 1980.
- SALAS J. D.: Analysis and modelling of hydrologic time series. In: D.R.Maidment, ed. *Handbook of hydrology*. New York: McGraw-Hill Inc., 19.1–19.72, 1993.
- SCHÖNE, T.; SCHÖN, N. and THALLER, D.: IGS Tide Gauge Benchmark Monitoring Pilot Project (II-GA): scientific benefits. *Journal of Geodesy*, 83, 249–261, 2009.
- SCHÖNFELD, W. und JENSEN, J.: Anwendung der Hauptkomponentenanalyse auf Wasserstandszeitreihen von deutschen Nordseepegeln. *Die Küste*, 52, 1991.
- SCHÜTTE, H.: Neuzeitliche Senkungserscheinungen an unserer Nordseeküste. *Jb. Oldenburg, Ver. Altertumskunde Landesgesch.* 16, Oldenburg, 1908.
- SHENNAN, I. and WOODWORTH, P. L.: A comparison of late Holocene and twentieth-century sea-level trends from the UK and North Sea region. *Geophysical Journal International*, 109, 96–105, 1992.
- SIEFERT, W. und LASSEN, H.: Gesamtdarstellung der Wasserstandsverhältnisse im Küstenvorfeld der Deutschen Bucht nach neuen Pegelaufzeichnungen. *Die Küste*, 42, 1985.
- VON STORCH, H. and ZWIERS, F. W.: *Statistical Analysis in Climate Research*, Cambridge University Press, ISBN 0 521 45071 3, 494 pp, 1999.
- WOTH, K.; WEISSE, R. and VON STORCH, H.: Climate change and North Sea storm surge extremes: an ensemble study of storm surge extremes expected in a changed climate projected by four different regional climate models. *Ocean Dynamics*, 56 (1), 3–15, 2005.
- SUDAU, A. und WEISS, R.: Der Einfluss vertikaler Landbewegungen auf langwellige Wasserstandsbeobachtungen, In: *Mitteilungen des IWW - 40. IWASA, Internationales Wasserbausymposium Aachen* (in press), 2011.
- TÖPPE, A. und BROCKMANN, T.: Tidewasserstände am Pegel Bensenel seit 1825. *Mitteilungen des Leichtweiss-Instituts für Wasserbau*, H. 120, Braunschweig, 1992.
- TRENBERTH, K. E.; JONES, P. D.; AMBENJE, P.; BOJARIU, R.; EASTERLING, D.; KLEIN TANK, A.; PARKER, D.; RAHMIZADEH, F.; RENWICK, J. A.; RUSTICUCCI, M.; SODEN, B. and ZHAI, P.: Observations: Surface and Atmospheric Climate Change. In: *Climate Change 2007: The Physical Science Basis. Contribution of Working Group I to the Fourth Assessment Report of the Intergovernmental Panel on Climate Change* [Solomon, S., Qin, D., Manning, M., Chen, Z., Marquis, M., Averyt, K. B., Tignor, M., Miller, H. L. (eds.)]. Cambridge University Press, Cambridge, United Kingdom and New York, NY, USA, 2007.
- VELLINGA, P. et al.: Exploring high-end climate change scenarios for flood protection of The Netherlands. *International Scientific Assessment carried out at request of the Delta Committee. Scientific report WR-2009-05*. KNMI, Alterra, The Netherlands, 2008.
- VERMEER, M. and RAHMSTORE, S.: Global sea level linked to global temperature. In: *Proceedings of the National Academy of Sciences*, Jg. 106, H. 51, 21527–21532. doi: 10.1073/pnas.0907765106., 2009.
- WAHL, T.; JENSEN, J. and FRANK, T.: Changing Sea Level and Tidal Dynamics at the German North Sea Coastline. *Proc. of the Coastal Cities Summit 2008 – Values and Vulnerabilities*, St. Petersburg, Florida, USA, 2008.
- WAHL, T.; JENSEN, J. and FRANK, T.: On analysing sea level rise in the German Bight since 1844. *Nat. Hazards Earth Syst. Sci.* 10:171-179. doi:10.5194/nhess-10-171-2010, 2010.

- WAHL, T.; JENSEN, J.; FRANK, T. and HAIGH, I. D.: Improved estimates of mean sea level changes in the German Bight over the last 166 years, *Ocean Dynamics*. doi: 10.1007/s10236-011-0383-X (online first), 2011a.
- WAHL, T.; FRANK, T. and JENSEN, J.: Regional patterns of sea level change in the German North Sea related to global patterns – Are IPCC projections reliable for regional planning purposes, 34th IAHR world congress, Brisbane, Australia, (zur Veröffentlichung angenommen), 2011b.
- WANNINGER, L.; ROST, C.; SUDAU, A.; WEISS, R.; NIEMEIER, W.; TENGEN, D.; HEINERT, M.; JAHN, C. H.; HOST, S. and SCHENK, A.: Bestimmung von Höhenänderungen im Küstenbereich durch Kombination geodätischer Messtechniken, *Die Küste*, 76, 2009.
- WBGU (Wissenschaftlicher Beirat der Bundesregierung, Globale Umweltveränderungen): *Die Zukunft der Meere – zu warm, zu hoch, zu sauer*. Sondergutachten, Berlin, 2006.
- WHITE, N. J.; CHURCH, J. A. and GREGORY, J. M.: Coastal and global averaged sea level rise for 1950 to 2000. *Geophysical Research Letters*, 32, L01601, 2005.
- WOODWORTH, P. L.: Trends in UK mean sea level, *Mar. Geod.*, 11, 57– 87, 1987.
- WOODWORTH, P. L.: A search for accelerations in records of European mean sea level, *Int. J. Climat.*, 10, 129–143, 1990.
- WOODWORTH, P. L.; TSIMPLIS, M. N.; FLATHER, R. A. and SHENNAN, I.: A review of the trends observed in British Isles mean sea level data measured by tide gauges. *Geophys. J. Int.*, 136, 651–670, 1999.
- WOODWORTH, P.; WHITE, N. J.; JEVREJEVA, S.; HOLGATE, S. J.; CHURCH, J. A. and GEHRELS, W. R.: Evidence for the accelerations of sea level on multi-decade and century time scales. *Int. J. Climatol.*, 29, 777–789, doi:10.1002/joc.1771, 2008.
- WOODWORTH, P. L.; TEFERLE, F. N.; BINGLEY, R. M.; SHENNAN, I. and WILLIAMS, S. D. P.: Trends in UK mean sea level revisited. *Geophys. J. Int.*, 176(22), 19–30. doi: 10.1111/j.1365-246X.2008.03942.x, 2009.
- WOODWORTH, P. L.; POUVREAU, N. and WÖPPELMANN, G.: The gyre-scale circulation of the North Atlantic and sea level at Brest. *Ocean Sci.* 6, 185-190, 2010.
- WÖPPELMANN, G.; POUVREAU, N. and SIMON, B.: Brest sea level record: A time series construction back to the early eighteenth century, *Ocean Dynamics*, 56(5-6), 487–497, doi: 10.1007/s10236-005-0044-z, 2006.
- WÖPPELMANN, G.; MIGUEZ, B. M.; BOUIN, M. N. and ALTAMIMI, Z.: Geocentric sea-level trend estimates from GPS analyses at relevant tide gauges world-wide. *Global and Planetary Change* 57, 369-406, 2007.
- WÖPPELMANN, G.; POUVREAU, N.; COULOMB, A.; SIMON, B. and WOODWORTH, P. L.: Tide gauge datum continuity at Brest since 1711: France's longest sea-level record. *Geophys. Res. Lett.*, 35, L22605, 2008.
- WÖPPELMANN, G.; LETETREL, C.; SANTAMARIA, A.; BOUIN, M. N.; COLLILIEUX, X.; ALTAMIMI, Z.; WILLIAMS, S. D. P. and MIGUEZ, B. M.: Rates of sea-level change over the past century in a geocentric reference frame. *Geophys. Res. Lett.*, 36, L12607, 2009.

Measurement and Analysis of Wave-Induced Suspended Sediment Transport above Rippled and Plane Seabeds

By ALIREZA AHMARI and HOCINE OUMERACI

Z u s a m m e n f a s s u n g

Sandige Küsten sind ständigen morphologischen Veränderungen unterworfen. Die fortdauernde Küstenverformung und Erosion sind das Ergebnis der Wechselwirkung zwischen Strömung und Sediment, die zu einem Längs- und Quertransport der Sedimente führen. Auf Grund der zunehmenden Besiedlungen und wirtschaftlichen Nutzungen der Küstengebiete (Tourismus, Industrie-Infrastrukturen, Häfen und Molen, Offshore-Anlagen, etc.) in den letzten Jahrzehnten werden u.a. verbesserte wissenschaftliche Grundlagen hinsichtlich der Wechselwirkungen zwischen hydro- und morphodynamischen Prozessen zunehmend unverzichtbar für die Entwicklung verlässlicher prädiktiver Modelle zur Berechnung der Auswirkungen der Ingenieurmaßnahmen auf die küstenmorphologischen Veränderungen. Da die dramatischsten Küstenumformungen infolge des Sedimenttransports unter Sturmflutbedingungen erfolgen, stellt die Suspensionsfracht die wichtigste Transportform der Sedimente durch küstennahe seeganginduzierte Strömungen dar. Die im Rahmen der vorliegenden Arbeit durchgeführte Wissensstandsanalyse hat dennoch gezeigt, dass trotz zahlreicher Labor- und Feldversuche auf dem Gebiet des Sedimenttransports weder verlässliche Daten noch Modelle vorliegen, die die zeitliche und räumliche Variabilität der Suspensionsfracht sowie die damit verbundenen hydro- und morphodynamischen Prozesse unter den verschiedensten Seegangverhältnissen über geriffelten und glatten Sandsohlen beschreiben können. Aus diesem Grund werden im Rahmen dieser Arbeit umfassende Laboruntersuchungen in dem Großen Wellenkanal (GWK) des Forschungszentrums Küste (FZK), eine gemeinsame zentrale Einrichtung der Leibniz Universität Hannover und der Technischen Universität Braunschweig, mit den folgenden Zielsetzungen durchgeführt: (i) Bestimmung der bestgeeigneten Messtechnik für die Suspensionsfracht anhand einer Vergleichsanalyse der Messdaten ermittelt durch akustische Sensoren (ABS), optische Sensoren (OTM) sowie durch mechanisches System (TSS) unter großmaßstäblichen Laborbedingungen insbesondere über den geriffelten Sandsohlen. (ii) Verbesserung des Wissensstandes der ablaufenden wellen-induzierten Prozesse sowie deren Einfluss auf die Suspensionsfracht und darauf basierend (iii) die Verifizierung des von Nielsen (1979) vorgeschlagenen 1DV Berechnungsmodells, das die zeitliche und räumliche Verteilung suspendierter Sedimentkonzentrationen über geriffelten Sandsohlen unter regelmäßigem und unregelmäßigem Seegang beschreibt.

S c h l a g w ö r t e r

Suspendierter Sedimenttransport, wellen-induzierte Prozesse, Acoustic Backscatter Sensor, ABs, geriffelte Sohle, regelmäßiger Seegang, unregelmäßiger Seegang

S u m m a r y

Littoral zones are continuously subject to change as a result of the erosive and accretive relocation of sediment material induced by waves in the nearshore zone. Due to the increasing importance of coastal zones, especially in recent decades, a substantial improvement of our understanding of wave-induced sediment transport mechanisms and morphological processes as well as their interactions with man-made structures is a crucial issue. This particularly applies to an increase in human activ-

ities in the nearshore, onshore and offshore zones (e.g. recreation, infrastructure, harbours and piers, offshore wind turbines). The most dramatic morphological changes and recessions of the coastline generally occur during storms, when the dominant transport mechanism in the nearshore zone is due to suspended load. Nevertheless, a review of present-day knowledge clearly shows that despite the numerous field and laboratory studies on sediment transport, no reliable data and models are yet available which can properly describe the spatial/temporal distribution of suspended sediment concentrations and the associated mechanisms under different wave conditions over a plane or rippled bed. On account of this, it was proposed to carry out extensive laboratory measurements of suspended sediment concentrations, seabed profile evolution and instantaneous wave-induced flow velocity in the Large Wave Flume (GWK) of the Coastal Research Centre (FZK) in Hanover, an institution operated jointly by the universities of Hanover and Brunswick.

Firstly, the most appropriate measuring technique for recording small-scale intrawave sediment entrainment/suspension processes especially above a rippled bed was identified through a comparative analysis of data obtained simultaneously using different measurement techniques, including an Acoustic Backscatter Sensor (ABS), an Optical Turbidity Meter (OTM) and a Transverse Suction System (TSS). Secondly, the data obtained from the most appropriate measuring technique identified (i.e. the ABS) were analysed in order to obtain a better understanding of the intrawave mechanisms governing the entrainment and suspension of sediment above both plane and rippled beds. Thirdly, an integrated approach based on the one-dimensional diffusion equation was developed for modelling intrawave sand transport processes above rippled beds beneath non-breaking waves. The 1DV model proposed by Nielsen (1989) was considered and verified using the most relevant non-dimensional hydrodynamic and morphological parameters derived from the results of Step 2. This model was successfully applied to describe phase-dependent sand entrainment and suspension processes close to a rippled seabed.

Keywords

Suspended sediment transport, intrawave processes, Acoustic Backscatter Sensor, ABS, rippled seabed, plane seabed, non-breaking waves, near-breaking waves

Contents

1. Introduction	167
2. State of knowledge regarding measuring and modelling techniques	168
2.1 Measuring techniques for suspended load.....	168
2.1.1 Time-averaged measuring techniques (TSS)	169
2.1.2 Time-dependent measuring techniques	170
2.1.3 Optical Turbidity Meter (OTM)	170
2.1.4 Previous investigations using the OTM.....	171
2.1.5 Acoustic Backscatter Sensors (ABS)	172
2.1.6 Previous investigations using the ABS.....	173
2.2 Modelling of suspended load above plane and rippled seabeds.....	175
3. Large-scale experiments in the Large Wave Flume (GWK)	182
3.1 Overall approach and measurement phases	182
3.2 Model setup.....	185
3.3 Instrumentation	185
3.4 Testing programme and procedure : Phase 1.....	187
3.5 Testing programme and procedure: Phase 2.....	190
4. Comparative analysis of suspended sediment concentration measurements	191
4.1 Experimental results.....	191
4.2 Time-averaged measurements	192

4.3 Time-dependent measurements	196
5. Intrawave analysis.....	197
5.1 Time-dependency of mobile suspended sediment concentrations.....	198
5.2 Phase-dependent and bed-dependent concentrations around a steep ripple.....	199
5.3 Phase-dependent ripple-averaged concentrations above a rippled seabed.....	201
5.4 Phase-dependent ripple-averaged concentrations above a plane seabed.....	203
5.5 Effect of sediment diffusivity.....	204
5.5.1 Mixing process	204
5.5.2 Sediment diffusivity above rippled beds.....	207
5.5.3 Interpretation of the sediment diffusivity profiles and empirical prediction formulae	211
6. 1DV model for suspended sand concentrations above rippled seabeds	215
6.1 Time-dependent suspended sediment concentrations	216
6.2 Pick-up function for sediment entrainment.....	217
6.3 1DV model for predicting wave-induced suspended sediment transport.....	220
6.4 Governing equations	220
6.5 Discussion of the considered 1DV model	223
6.6 Comparison of computed results and ABS measurements	224
7. Concluding remarks and recommendations for further research	227
8. Acknowledgements	230
9. References	230

1. I n t r o d u c t i o n

The range of applications of models for suspended sediment transport, which constitutes the major part of the total nearshore sediment transport by waves, is continuously increasing. The vertical distribution of suspended sediment concentration is important for several coastal engineering problems, such as the scour around structures, nearshore morphological changes and the recession of coastlines. Several research investigations involving mathematical, laboratory and field studies have so far been carried out to obtain a better description of suspended load. Most of these studies, however, include a number of simplifications and assumptions such as the time-averaged or depth-averaged treatment of suspended sediment concentration characteristics. Although the number of sediment transport models is growing rapidly, many of these models are purely empirical and a generic description of sediment transport is still not available. In order to arrive at more reliable as well as generic models, an integrated consideration of the nearshore hydrodynamic and morphodynamic processes responsible for the spatial and temporal variation of suspended sediment concentration is urgently required. This is particularly the case during storm events over the entire nearshore zone, when wave-induced sediment transport is primarily governed by suspended load. Furthermore, a knowledge of the vertical distribution of suspended sediment concentration is additionally required to calculate the total sediment transport. Owing to the phase difference between the magnitudes of flow velocity and suspended sediment concentration induced by unsteady flow, information is not only required concerning the mean concentration of suspended sediment and the mean flow velocity, but also a de-

tailed description of the temporal and spatial variations of these parameters above different seabed forms. This study more specifically concerns a description of the temporal and spatial entrainment of sediment under different wave conditions in the nearshore zone.

2. State of knowledge regarding measuring and modelling techniques

In order to predict long-term changes in the nearshore zone, particularly under erosive conditions, a detailed analysis of the pertaining hydrodynamic and morphodynamic processes and their interaction is required. A suitable method of carrying out this analysis is to perform a sediment flux calculation. A review of different bed form regimes has shown that above plane seabeds subject to oscillatory flow, instantaneous sand entrainment takes place by turbulent diffusion, while over rippled seabeds, the sediment dynamics in a near-bed layer with a thickness of about 1-2 ripple heights are dominated by coherent periodic vortex structures. In the case of rippled seabeds, it is very important to consider the phase lags between flow velocities and suspended sand concentration caused by lee-wake vortices in the rippled seabed regime. Despite the large number of data sets available on time-averaged concentrations and ripple dimensions, the number of time-dependent and net transport measurements in large-scale experimental facilities is limited. This means that existing transport models, especially research models, are not sufficiently validated by reliable and accurate experimental data (VAN DER WERF, 2006). Moreover, cross-comparisons of operational and research models for sediment transport have shown that the greatest discrepancies and disagreements occur in the case of rippled seabed regimes. In order to predict suspended sediment processes, a detailed knowledge of the most relevant sediment variables is essential. These include, e.g. the size and settling velocity of the sediment particles as well as important morphodynamic parameters such as the vertical distribution of the suspended sediment concentration, the temporal fluctuation of sediment particles under different flow conditions, and the sediment transport rate. Field and laboratory measurements are required in order to obtain this information. Given the wide range of measuring techniques, which have been developed from simple mechanical samplers to more sophisticated optical and acoustic samplers, an important step is to select the most appropriate technique for a particular purpose. In this context, the literature review given in the following focuses on two major aspects:

- Measurement techniques that have been validated by many different experiments over recent years for measuring the time-dependent sediment entrainment induced under different wave conditions.
- Present state of knowledge regarding the available time-averaged and time-dependent models for predicting suspended sediment concentration and the most commonly used measuring techniques for the accurate measurement of suspended sediment concentrations in large-scale laboratory facilities

2.1 Measuring techniques for suspended load

No rigorous mathematical description of the regularities of two-phase flux motion is yet available (KOS'YAN et al., 1995). The importance of the distribution of suspended sediment concentration due to wave action for a variety of coastal engineering problems has thus led to considerable efforts

to reliably record and analyse suspended sediment transport as the major component of the total sediment load due to waves in the nearshore zone. A determination of empirical relationships describing the suspended sediment transport process is therefore not possible without precise measurement methods and devices. The application of reliable methods for measuring suspended sediment concentration fluctuations in order to improve our knowledge of the entrainment process as well as precise observations of temporal and spatial sediment transport mechanisms rank among the most urgent tasks in the coastal zone. There are several methods to determine the suspended sediment concentration in water, which are based on three main principles:

- The pump-sampling method to measure time-averaged sediment concentration.
- Acoustic methods to measure time-dependent sediment concentration fluctuations.
- Optical methods to measure time-dependent sediment concentration fluctuations.

The pump-sampling method is used to measure the mean suspended sediment concentration over time at different levels above the seabed. Using this simple method allows us to collect sediment samples at given locations with different elevations above the seabed without taking account of the temporal fluctuation of suspended sediment particles under different wave conditions. The result of such measurements is the mean concentration of suspended sediment particles over a specific time period at given levels above the seabed. Although the temporal variation of suspended sediment fluctuations cannot be measured by this method, it is possible to evaluate the time-averaged vertical and horizontal profiles of the suspended sediment distribution above the seabed, which can be very useful regarding the calibration of optical and acoustic devices and the verification of time-dependent measurements. Acoustic and optical methods are used to measure the temporal variation of suspended sediment fluctuations under different flow conditions. The main measurement devices used to measure the time-dependent concentration of suspended particles are:

- The Optical Backscatter Sensor (OBS)
- The Optical Turbidity Meter (OTM)
- The Acoustic Backscatter Sensor (ABS)
- The Laser diffraction device (LISS1)
- The Acoustic Doppler Current Profiler (ADCP)

Moreover, a number of acoustic and optical sampling methods permit the non-intrusive measurement of sediment concentrations, which represents an important advantage compared to mechanical sampling methods.

2.1.1 Time-averaged measuring techniques (TSS)

Due to the fact that there is no general method based on basic physical principles to perfectly predict suspended sediment transport, it is necessary to record data from a wider variety of conditions. One of the most important methods to study the distribution of suspended sediment concentration under wave and current action in the coastal environment is to collect time-averaged profiles of suspended sediment concentrations by means of mechanical sampling methods (BOSMAN, 1982). In this context, the Transverse Suction System (TSS) serves as a reliable method to measure time-averaged concentrations of suspended sediment at given elevations above the seabed under current and wave action. The results of investigations by BOSMAN et al. (1987) generally show that measurements under two-dimensional unidirectional flow and oscillatory flow conditions are reliable, provid-

ed that the suction intakes are normal (perpendicular) to the oscillatory flow and that the intake velocity is approximately equal to or greater than the flow velocity (for more details, see CRICKMORE and AKED, 1975 and VAN RIJN, 2006).

2.1.2 Time - dependent measuring techniques

The problem with traditional mechanical devices regarding the measurement of sediment concentrations is that this measuring technique is unable to account for the temporal fluctuations of sediment particles in the water column above the seabed. This is due to the group structure of waves, their transformation within the coastal zone and the contribution of phase shifts between sediment entrainment and the oscillatory water flow at different frequencies of the irregular wave spectrum. In this context, an investigation of the temporal-spatial fluctuation and transport of suspended sediment particles based on suspension mechanisms is necessary to determine the phase and amplitude ratios between the Suspended Sediment Concentration (SSC), the Turbulent Kinetic Energy (TKE) and the wave energy losses due to wave-breaking and shear stress in the seabed boundary layer. Such an approach would permit an estimation of the contribution of sediment entrainment and local convection as well as the diffusion and advection of sediment particles to the sediment concentration over the entire water column. In addition, this would assist in the evaluation of the seabed profile evolution and hence to the near-bed flow regime. In the recent years, advanced techniques to measure the spatial-temporal fluctuations of suspended sediment concentrations have been applied in operational instruments. Such developments include:

- The transmission and scattering of light (optical methods)
- Ultra-sound and the scattering of acoustic energy (acoustic methods)
- Gamma radiation (nuclear methods)

The advantage of such instruments is to provide an instantaneous concentration in the form of an analogue/digital signal (no sample handling) and facilitate all forms of offline data handling. These devices do have certain limitations, however. They are found to suffer from occasional instrument instability, and are highly sensitive to turbidity, particle size and air bubbles. Two measurement methods which are more frequently used to measure the temporal-spatial variations of suspended sediment concentration, namely the optical method (Optical Turbidity Meter; OTM) and the multi-frequency Acoustic Backscattering System (ABS), are briefly discussed in the following.

2.1.3 Optical Turbidity Meter (OTM)

The Optical Turbidity Meter (OTM) (Figure 1), developed at the Russian Academy of Sciences, P.P.Shirshov Institute of Oceanology (KOS'YAN et al., 1995; KOS'YAN et al., 2009a, KOS'YAN et al., 2009b), is commonly used for studying the time-dependent distribution of suspended particle concentration and turbidity in the near-bed layer of nearshore zones, where fairly coarse particles of inorganic origin ($>50 \mu\text{m}$) at high concentrations prevail. The Optical Turbidity Meter (OTM) is a suitable optical device for the selective measurement of the time-dependent fluctuations of suspended sediment concentration at the different heights above the sea bed (point measurements).

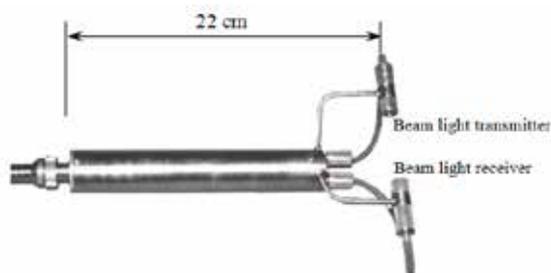


Figure 1: Optical Turbidity Meter (OTM) (KOS'YAN et al., 1995)

An Optical Turbidity Meter (OTM) is designed to carry out experimental turbidimetric measurements in research work (ONISHCHENKO and KOS'YAN, 1989; KOS'YAN et al., 1995; KOS'YAN et al., 2001). This device is based on a reduction of light beam intensity when a light beam passes through water containing suspended sediment according to Buger's law. The electrical and physical parameters of the device are suitably matched according to the recommendations for measuring concentrations in excess of 1 mg/l for particle sizes varying from 50 to 400 μm (for more information, see KOS'YAN et al., 1995). Due to the fact that the light beam emitted from the transmitter of the turbidity meter is weakened by suspended particles rather than being scattered, this method serves as a suitable means of measuring suspended material concentration in the wave-breaking zone or in the inner surf zone, where a vast number of air bubbles are entrained in a mixture of water and suspended sediment and transported together with broken waves towards the shoreline. In this case, the light beam should penetrate the air bubbles. As this is not the case in backscattering methods, the existence of air bubbles is unlikely to affect the measurement of suspended sediment concentrations under such severe conditions. The major limitations of the Optical Turbidity Meter (OTM) are as follows:

- The high sensitivity of OTMs against a murky seawater background due to fine organic, muddy and silty materials tends to increase light beam attenuations.
- Instability of the optical sensors over a long period of use in seawater.
- Selective measurement principle of the optical turbidity meter.
- Difficult calibration procedures.

For more information regarding the technical features of the OTM, see AHMARI (2012).

2.1.4 Previous investigations using the OTM

The Russian-German experiment (Norderney-94), involving the use of the Optical Turbidity Meter (OTM), confirmed the existence of turbulent mechanisms governing sediment suspension and also succeeded in determining the variability scales of the turbulent kinetic energy and the concentration of suspended sediment (KOS'YAN et al., 2001). An analysis of the measured data confirmed the presence of a sharp increase in suspended sediment concentration corresponding to the time of maximum turbulent fluctuations of the cross-shore and long-shore velocities. GRUENE et al. (2007) conducted a series of investigations using the Optical Turbidity Meter (OTM) in the Large Wave Flume (GWK) at the Coastal Research Centre (FZK) in Hanover, which provided an opportunity to reproduce storm dynamic processes in the coastal zone at prototype scale under controlled condi-

tions. The high-frequency fluctuations of suspended sediment particles and the dependency of the suspended sediment concentrations on the form of the wave spectrum are discussed in this investigation. KOS'YAN et al. (2007) used the Optical Turbidity Meter (OTM) to model the vertical distribution of Suspended Sediment Concentration (SSC) above a seabed with small ripples, taking into account the spectral effect of irregular waves with a pronounced group structure. They also checked the reliability of the model using laboratory data from the SISTEX'99 experiment. Generally speaking, the results show a good correlation between the concentrations calculated by the model and the experimental data. The sediment suspension processes in reality, however, are much more complex than the mechanisms considered in this model. In order to improve such models, further experimental and theoretical investigations are required in combination with a consideration of additional processes and an improvement of the measuring devices. For more information, see AHMARI (2012).

2.1.5 A c o u s t i c B a c k s c a t t e r S e n s o r s (A B S)

Acoustic backscatter measurements of sediment concentration using sound scattering methods have been applied more frequently in recent years to measure the instantaneous fluctuations of suspended sediment concentrations under wave action in both field and laboratory investigations and have been validated by many experiments (THORNE et al., 1993, 1995, 2002, 2003a and b, 2007, 2009, ROLAND, 2006; THORNE and CAMPBELL, 1992; VINCENT and GREEN, 1991; GREEN and VINCENT, 1991; THORNTON et al., 1999). Non-intrusive acoustic backscatter measurements can provide a complete profile of the vertical distribution of suspended sediment concentration, thereby offering enhanced temporal and spatial resolution. The backscatter profiler transmits high frequency acoustic energy through the water column. The sample volume is defined by the acoustic beam width and the transmission duration. Suspended particles scatter a part of the acoustic energy back to the transducer. The backscattered signal is measured as a function of range. An inversion algorithm calculates the suspended sediment concentration from the returned backscatter profile. After corrections for water and sediment attenuation, the acoustic backscatter intensity from a uniform field of suspended particles of constant concentration is assumed to be an inverse function of the distance from the source (VAN RIJN, 2006). In order to determine this relationship, it is necessary to calibrate transducers in uniform suspensions. The theoretical background of the acoustics of this device is described in detail by HAY (1983), THORNE and HARDCASTLE (1997) and THORNE and HANES (2002). The ABS typically operates at frequencies between 0.5 and 5 MHz, transmits a short pulse of acoustic energy and provides centimetric resolution for measurements of suspended sediment concentrations in the near-bed region. As the sound pulse is emitted from each transducer, the suspended particles can be insonified. Suspended sediment particles backscatter a part of the acoustic pulse emitted by each probe, while the bed generally reflects a strong echo. The relationship between the received backscatter signals and the characteristics of the suspended material thus provides information on the flow, the suspended sediment particles and the time history of bed forms (VAN RIJN, 1986, 2006). Because the transducer head is located beyond the field of measurement, the acoustic backscatter device yields non-intrusive measurements, and can register suspended sediment fluctuations with sufficient temporal resolution based on the magnitude of the measured backscattered signal. The acoustic backscattering system permits an examination of intrawave and turbulent suspension processes and provides sufficiently accurate measurements of bed location and its temporal variation. VAN RIJN (2006) ex-

plained that at low angles of incidence, the ABS may be used to monitor the formation and evolution of ripples, whereas perpendicular incidence angles provide information on suspended sediment between the sensor head and the seabed level and consequently on the erosion or accretion form of the sediment transport regime above the seabed. The vertical resolution of ABS measurements is limited by the length of the acoustic pulse and the speed at which the signal is digitised and recorded. Van Rijn thus suggested a vertical resolution of about 1 cm. Furthermore, the temporal resolution of ABS measurements depends on the pulse repetition rate and the number of pulses which must be averaged to produce statistically meaningful backscatter profiles. VINCENT and GREEN (1991) used a pulse repetition rate of 10 Hz and averaged the measurements of 4 profiles before storing the data on disc. On average, a profile was recorded every 0.58 s; 1250 average profiles were recorded during each pulse (12 min).

2.1.6 Previous investigations using the ABS

Effect of air bubbles:

VINCENT and GREEN (1991) discussed the difficulty of measuring suspended sediment concentrations using acoustic backscatter instruments in bubbly environments such as near the wave-breaking point and in the swash zone. OSBORNE et al. (1994) performed a number of experiments in the nearshore zone at Stanhope Lane Beach, Prince Edward Island, Canada (water depth of about 1.5 m, sand bed with d_{50} of about 0.23 mm). They were able to show that measurements of suspended sediment concentration outside the breaker zone (with low bubble contamination and organic material content) were relatively consistent. A single-frequency profiling ABS (2.8 MHz) together with an optical backscatter sensor (OBS) was used in these experiments. THORNTON et al. (1999) used an ABS system to determine the vertical profiles of suspended sediment across a barred beach as well as to investigate the vertical coherence length scale, which was found to be an order of magnitude greater than the wave boundary layer. They suggested solving the problem of air bubble effects in terms of the high sensitivity of acoustic backscatter sensors in the water column by analysing the time-averaged concentration profiles, which should show a decreasing concentration with increasing height above the bed. The presence of air bubbles results in an increase of measured concentrations at higher levels, which should be excluded from the analysis. They also suggested an optimum condition for ABS measurements involving uniform fine sand (0.1 to 0.3 mm grain size) under non-breaking wave conditions.

Effect of grain size:

VINCENT and GREEN (1999) performed field measurements on the Continental Shelf (Pacific East Coast of New Zealand) with three transducers (1, 2 and 4 MHz) and a pulse repetition rate of 80 Hz; each profile involved an average of 16 pulses (temporal resolution 5 Hz) and a spatial vertical resolution of 1 cm. They were able to show that the concentration profiles measured by the three transducers are identical, provided the calibration conditions are perfect. This means that the suspended sediment should have the same size distribution at all heights in the water column at the field site and in the laboratory tank. Furthermore, they found that the particle size and suspended sediment concentrations derived from the instrument pair operating at 1 and 2 MHz are the most reliable compared with other combinations. THORNE et al. (2009) illustrated the effect of seabed grain size by

means of acoustic measurements under the same hydrodynamic conditions above fine sand and coarse sand and observed that for fine sand, the seabed behaves dynamically as a plane bed. In the case of coarse sand, however, steep ripples developed on the seabed, causing flow separation at the crests of the ripples followed by leeside vortex generation. They also discussed the way in which sediment entrainment and distribution mechanisms may differ, depending on the seabed structure.

Calibration:

THORNE et al. (2002) used an ABS (including three transducers with frequencies of 1, 2 and 4 MHz) in the large-scale Delta Flume at Delft Hydraulics in the Netherlands to measure near-bed sediment concentration profiles above a rippled sandy bed ($d_{50}=0.33$ mm) under the action of regular and irregular waves. The results they obtained from the three ABS frequencies were found to be comparable. There were differences, however, due to the calibration of the voltage transfer function for the system on the one hand and also due to our present limited knowledge of the variability of the backscattering and attenuation characteristics of the different sediment types. They also used a pump sampler to calibrate the concentrations measured using acoustic transducers and obtained good agreement between the measured concentrations averaged over three ABS-frequencies and the pump sampler concentrations. The differences were found to increase, however, at greater heights above the seabed.

Effect of ripples:

THORNE et al. (2003a) used an ABS in a large flume facility to investigate the sediment entrainment process above vortex ripples beneath regular waves. The observations provided a detailed description of the sediment entrainment process, which is interpreted in relation to the process of vortex formation and shedding. The ABS exhibited consistent temporal and spatial accuracy within the suspension field above the ripples. It was also shown that a standard turbulent diffusion approach, which may be used to predict near-bed time-averaged suspended sediment concentration profiles, will necessarily yield an incorrect description of intrawave physical processes unless modified by the adoption of a non-standard eddy viscosity to represent the eddy shedding process. THORNE et al. (2009) used acoustic backscatter techniques to investigate the form of the sediment diffusivity profile above a rippled bed. The observations were made for slightly asymmetric regular waves above two sandy rippled beds, classified as medium and fine in terms of sand grain size. They showed that in the medium sand case, the steepness of the ripples contributes to flow separation and the generation of vortices on the leeward side of the ripple crest. This is confirmed by the intrawave suspended sediment measurements, leading to a relatively constant mixing length close to the bed. Accordingly, the form of the sediment diffusivity profiles is expected to be constant with height close to the bed ($z \approx \kappa_r$), while above this region ($z > \kappa_r$) the sediment diffusivity is expected to increase linearly with height. A constant region was not detected in the case of fine sand, however; the sediment diffusivity was found to simply increase linearly with height above the bed. VINCENT and GREEN (1991) showed how widely sediment suspension models may differ under different wave and current conditions, and highlighted the fact that seabed roughness has a significant effect on the level of re-suspension.

Range of errors:

GRASMEIJER et al. (2005) carried out a comparative analysis of two acoustic methods (ASTM and ABS operating at three frequencies). The seabed, situated at a local water depth of about $h=13$ m, consisted of fine sand with d_{50} of about 0.22 mm. The peak tidal velocities were of the order of 0.6 and 0.8 m/s, respectively. These investigations showed that the suspended transport rates derived from the ABS data are somewhat smaller (by a factor of 2) than those determined from ASTM measurements. This result suggests that the ABS tends to underestimate the concentrations of suspended particles smaller than 0.2 mm using transducers operating at a frequency of 2 MHz.

Response to complex wave conditions:

GREEN and VINCENT (1991) analysed the distribution of suspended sediment concentration and the vertical rate of concentration decrease under combined wave action and current flow. GREEN et al. (1995) analysed the wave induced re-suspension of sediment, the influence of wave groups on suspended sediment concentration and the advection of suspension clouds by currents by measuring wave heights, near-bed current velocities, bed shear stresses and suspended sediment concentrations and fluxes during a severe storm using a multi-frequency ABS. THORNE et al. (2007) conducted measurements on a sandy seabed close to the Santa Cruz public pier using acoustic and optical techniques. They compared the measurements of particle size and concentration using a triple frequency acoustic backscatter system (ABS) with those obtained using a commercially available miniature laser scattering and transmissometric instrument (MSCAT). Although they were able to show that the mean grain size estimated by the two methods is the same, they found that the concentration time series showed differences both in magnitude and form. In contrast to the results given by the MSCAT instrument, the ABS data appear to be consistent with wave group observations. They also found that even though the MSCAT measurements are of the same order of magnitude as the ABS measurements, they are in fact greater by a factor of 3.4 and not as clearly related to wave conditions.

2.2 Modelling of suspended load above plane and rippled seabeds

In the nearshore zone, where asymmetric waves predominate and the seabed form changes continuously as a function of the near-bed wave-induced flow regime, the prediction of sediment transport has become an important topic of research, especially in recent years. The predictive capabilities of the developed models are limited, however, and large discrepancies exist between the results of the different models in many cases. A review of the existing prediction models for suspended sediment transport under waves is thus required. This Section hence focuses on analytical and numerical models aimed at describing sediment entrainment processes above both rippled and plane seabeds under similar conditions as those simulated in large wave flume experiments. Under the action of non-breaking waves, where no significant turbulence is generated in the potential flow outside the boundary layer, the sediment particle entrainment process is restricted to:

- the thin near-bed wave boundary layer if the bed is flat or covered with very low ripples, and to
- a layer with a thickness of about 1–2 ripple heights above the ripple crest if the bed consists of steep vortex ripples.

According to NIELSEN (1992), sediment particles in suspension tend to settle out due to the gravity, unless an upward sediment flux (velocity multiplied by concentration) is generated to counterbalance the sediment settling rate. The upward sediment distribution is a consequence of either an organised convective process or a disorganised diffusive process or a combination of both. In the horizontally-averaged approach, the time-dependent sediment distribution comprises a downward component due to gravitational settling ($-w_s c$) and an upward component, which consists of a convective or diffusive distribution or a combination of both ($q_D + q_C$). This can be described by the mass conservation equation in the vertical direction as follows (NIELSEN, 1992):

$$\frac{\partial c}{\partial t} = w_s \frac{\partial c}{\partial z} - \frac{\partial q_D}{\partial z} - \frac{\partial q_C}{\partial z} \quad (1)$$

where w_s is the settling velocity, and q_D and q_C are the convective and diffusive sediment fluxes in the vertical direction, respectively, which can be defined as follows:

$$q_D(z, t) = \varepsilon_{s,z} \frac{\partial c}{\partial z} \quad (2)$$

$$q_C(z, t) = p \left(t - \frac{z}{w_c} \right) F(z) \quad (3)$$

where $\varepsilon_{s,z}$ is the turbulent sediment diffusivity coefficient in the vertical direction in a pure diffusive process, which is closely related to the eddy viscosity, ν_t , of the flow. The pick-up term, $p(t)$, in a pure convective process describes the instantaneous pick-up rate at the seabed while w_c is the average upward convection velocity of a sand particle, which can be assumed to be similar to the convection turbulence velocity, $w_t = \omega \delta_{.05} / 2.27$, where $\delta_{.05}$ is the boundary layer thickness (NIELSEN, 1992). $F(z)$ is a probability function, which expresses the probability of the entrainment of a sand particle to a level, z_e . The probability function proposed by NIELSEN (1992) is written as follows:

$$F(z) = (1 + z/l)^{-\xi} \quad (4)$$

where l is an appropriate vertical length scale. NIELSEN (1992) suggested a value of 2 for the exponent ξ . For a purely convective process $F(0) = 1$ and for $z \rightarrow \infty$, $F(z) \rightarrow 0$. NIELSEN (1992) also suggested that sediment entrainment into the water column and the distribution mechanism of suspended sediment concentration can either be described by:

- the diffusive solution if the bed is flat or covered by shorter-crested 2-D/3-D low ripples or mega-ripples, or
- the convective solution if the bed is covered by long-crested 2-D vortex ripples.

Time-dependent sediment entrainment is generally described numerically by means of the Reynolds Averaged Navier-Stokes Equations (RANSE) and the advection-diffusion equation with the following properties:

- It is generally assumed that the velocity of sediment particles in the x-direction is equal to the fluid velocity in the same direction. The only difference between the sediment and fluid velocity in the z-direction is due to the sediment settling velocity w_s ;
- The molecular viscosity is much smaller than the turbulent eddy viscosity ($\nu_m \ll \nu_t$) which also applies to the sediment diffusivity coefficient: $\epsilon_m \ll \epsilon_t$.

There are two types of boundary conditions:

- The reference concentration, c_b , at the reference level, z_b , which reacts instantaneously to changes in the flow velocity near the seabed (usually related to the Shields parameter), $c_b = f(\theta)$, and
- the pick-up function, by which the upward sediment flux or pick-up rate rather than the concentration reacts instantaneously to changes in the flow velocity.

The reference level, z_b , is often assumed to be at the lower limit of the suspended load layer, which is approximately twice the mean sediment grain size ($z_b = 2d_{50}$), and that the bed load transport takes place between the zero-velocity level $z = z_0$ and $z = 2d_{50}$. Despite the large number of data sets available on time-averaged concentrations and ripple dimensions, the number of time-dependent and net transport measurements in large-scale experimental facilities is limited. This means that existing transport models, especially research models, are not sufficiently validated by reliable experimental data. Furthermore, a comparison between operational and research models for sediment transport shows that the largest discrepancies occur in the case of a rippled bed regime. This is due to the complexity of the processes above vortex ripples associated with the phase lags between sediment concentration and orbital velocity as well as the different implementations of near-bed wave-induced flow and the reference concentration (c_b) (DAVIES et al., 2002). Overviews of the transport models for suspended sediment distribution above plane seabeds and rippled seabeds are given in Tables 1 and 2, respectively.

Table 1: Transport models for suspended sediment distribution above a plane bed.

Model	Parameter	Reference
<p>1</p> $c(z) = c_0 e^{-z/l}$ $C_0 = \rho_s \gamma \theta_r^3$ $\left\{ \begin{array}{l} 1 = 1.4 \eta_r \text{ for } \frac{A_w \omega}{w_s} > 18 \\ 1 = 0.075 \frac{A_w \omega \eta_r}{w_s} \text{ for } \frac{A_w \omega}{w_s} < 18 \end{array} \right.$	<p>$\gamma = 0.005$</p> <p>For flat beds:</p> $\theta_r = \theta' = \frac{\tau^2}{((\rho_s - \rho)/\rho) \cdot g \cdot d_{50}}$ <p>For rippled beds:</p> $\theta_r = \frac{\theta'}{(1 - \pi \eta_r / \lambda_r)^2}$	<p>- NIELSEN (1986)</p>
<p>2</p> <p>if $\varepsilon_s(z) = \kappa u_* z$:</p> $c(z) = c_b \left(\frac{z}{z_b} \right)^{-b}$ <p>if $\varepsilon_s(z) = \kappa u_* z (1 - z/h)$:</p> $c(z) = c_b \left(\frac{z}{z_a} \cdot \frac{h - z_a}{h - z} \right)^{-b}$	<p>$z_b = 2.5 d_{50}$</p> <p>$b = w_s / \kappa u_*$ (Rouse number)</p> <p>For $d_{50} = 0.13 \text{ mm}$ $b = 1.7$</p> <p>For $d_{50} = 0.21 \text{ mm}$ $b = 2.1$</p>	<p>- BOSMAN and STEETZEL (1988)</p> <p>- VAN RIJN (1993)</p>
<p>3</p> $c_b(z) = \frac{0.331(\theta - \theta_{cr})^{1.75}}{1 + \frac{0.331(\theta - \theta_{cr})^{1.75}}{0.46}}$ <p>at $z_b = 2.5 d_{50}$</p>	<p>$z_b = \text{near bed reference level}$</p> <p>$z_a =$</p> <p>$\kappa = \text{Von Karman constant } (=0.4)$</p> <p>$u_* = \text{friction velocity}$</p>	<p>- ZYSERMAN and FREDSSØE (1994)</p>
<p>4</p> $C_0 = \frac{2.58}{\rho_s} \left(\frac{u_*}{w_s} \right)^{1.45}$ <p>at $z_b = 0.01 \text{ m}$</p>	<p>$z_b = \text{near bed reference level}$</p> <p>$\theta = \text{Shields-parameter}$</p> <p>$\theta_{cr} = \text{critical Shields-parameter}$</p> <p>$u_* = \text{friction velocity}$</p> <p>$\rho_s = \text{sediment density}$</p> <p>$\theta = \text{Shields-parameter}$</p>	<p>- LEE et al. (2004)</p>

5	$C_0 = \frac{0.65}{(1 + 1/\sigma)^3} \quad \text{at} \quad z = 2d_{50}$ $\sigma = \begin{cases} \left(\frac{ \theta - \theta_{cr} - \frac{\pi p_s}{6}}{0.027 \theta s} \right)^{0.5} & \text{for } \theta > \theta_{cr} + \frac{\pi p_s}{6} \\ \pi p_s / 6 & \text{for } \theta > \theta_{cr} + \frac{\pi p_s}{6} \end{cases}$	$v_t = \varepsilon_s$ $p_s = \left[1 + \left(\frac{\pi/6}{ \theta - \theta_{cr}} \right)^4 \right]^{-1/4}$ $s = \rho_s / \rho$ $\theta_{cr} = 0.045$	<p>d_{50} = median grain size θ = Shields-parameter θ_{cr} = critical Shields-parameter ε_s = sediment diffusivity v_t = turbulent eddy viscosity</p>	<p>- DAVIES and LI (1997) - Fredsoe et al. (1985)</p>
6	$c(0, t) = A_0 p(t)$ $p(t) = 3.3 \left(\frac{\theta(t) - \theta_{cr}}{\theta_{cr}} \right)^{1.3} \frac{(\rho_s - 1)^{0.6} g^{0.6} d^{0.8}}{v^{0.2}}$	$A_0 = 0 \text{ or } 1$	<p>ρ_s = sand density ρ = water density v = kinematic viscosity θ = Shields-parameter θ_{cr} = critical Shields-parameter d = sediment grain diameter g = acceleration due to gravity</p>	<p>-KOS'YAN et al. (2007)</p>
7	$c(z) = C_0 \exp(-\alpha z)$ $\alpha = \frac{1}{h} \exp(0.396) \left(\frac{H}{H_0} \right)^{2.740} \left(\frac{h}{H_0} \right)^{-2} \left(\frac{H_0}{w_s T} \right)^{0.211}$ $C_0 = \rho \exp(-4.159) \left(\frac{h}{H_0} \right)^{-1} \left(\frac{H}{H_0} \right)^{-1.863} \left(\frac{H_0}{w_s T} \right)^{-0.137}$	<p>correlation coefficient for α: $r = 0.929$</p> <p>correlation coefficient for C_0: $r = 0.762$</p>	<p>H = local wave height H_0 = wave height in deep water h = water depth w_s = sediment fall velocity ρ = water density r = correlation coefficient</p>	<p>-PETERS et al. (2000)</p>

Table 2: Transport models for suspended sediment distribution above a bed with steep vortex ripples.

Model	Parameter	Reference
1 Turbulent closure model	ε_s = sediment diffusivity ν_t = turbulent eddy viscosity	- DAVIES and THORNE (2002)
2 1DV transport model under waves	κ = Von Karman constant (=0.4) η_r = ripple height λ_r = ripple length ν_t = turbulent eddy viscosity ε_s = sediment diffusivity β = user defined parameter	- RIBBERINK and AL- SALEM (1995)
3 2DV sediment transport model	ε_s = sediment diffusivity ν_t = turbulent eddy viscosity	- ANDERSEN (1999)
4 2VD suspended sediment and flow model	ε_s = sediment diffusivity ν_t = turbulent eddy viscosity	- HUYN' THANH et al. (1994)
5 $w_s c + \varepsilon_s \frac{\partial c}{\partial z} - w_s c_0 F(z) = 0$ $F(z) = (1 + z/l)^{-\xi}$ $\Phi(z) = e^{-w_s z / \varepsilon_s} \left[1 + \frac{w_s}{\varepsilon_s} \int_0^z e^{-w_s z' / \varepsilon_s} (1 + z'/l)^{-2} dz' \right]$	$\xi = 2$ w_s = sediment fall velocity l = concentration decay length ε_s = sediment diffusivity	- THORNE and WILLIAMS (2002)

<p>6</p>	<p>1DV transport model under waves: (a) In the lower level $z < 2\eta_r$ $\frac{\partial(c)}{\partial t} = \frac{\partial}{\partial z} \left(w_s(c) + K_s \frac{\partial(c)}{\partial z} \right)$</p> <p>(b) In the upper layer ($z > 2\eta_r$) $\frac{\partial(c)}{\partial t} = \frac{\partial}{\partial z} \left(w_s(c) + \varepsilon_s \frac{\partial(c)}{\partial z} \right)$</p>	<p>- For weakly asymmetrical waves the eddy viscosity: $K_s = \bar{K} \left((1 + \varepsilon_0) + \varepsilon_1 e^{i\omega t} + \varepsilon_2 e^{i\omega t} \right)$ $\bar{K} = c_K A \omega k_s$ $c_K = 0.004$</p> <p>-$\varepsilon_s = \beta v_t$ where: $\beta = 4.0 - 3.0 \left(\frac{z - 2\eta_r}{h - 2\eta_r} \right)^\zeta$</p>	<p>K_s = Sediment diffusivity w_s = sediment fall velocity $\varepsilon_1 = \varepsilon_1 e^{i\varphi_1}$ $\varepsilon_2 = \varepsilon_2 e^{i\varphi_2}$ k_s = equivalent bed roughness orbital excursion</p> <p>ε_s = sediment diffusivity v_t = turbulent eddy viscosity w_s = sediment fall velocity η_r = ripple height h = water depth $\zeta = 0.4$</p>	<p>- DAVIES and THORNE (2005)</p>
<p>7</p>	<p>Asymmetrical waves: $c_b = G \left(\frac{\hat{u}_c^{3.5}}{4T_c} + \frac{\hat{u}_c^{3.5}}{4T_t} \right)$</p> <p>Irregular waves: $c_b = G \frac{\hat{u}_{eff}^{3.5}}{T_p^2}$</p>	<p>$G = 3000 \pm 8 \text{ kgm}^{-6.5} \text{ s}^{5.5} \hat{u}_{eff} = 1.62 \sqrt{m_0}$</p>	<p>\hat{u}_c = maximum velocity under wave crest \hat{u}_t = maximum velocity under wave trough T_c = crest period T_t = trough period T_p = peak period of the wave spectrum m_0 = variance of the velocity signal</p>	<p>RIBBERINK (1987)</p>
<p>8</p>	<p>$c_n(z, t) = \sum_0^N \zeta_n c_n e^{in\omega t}$</p>	<p>$\zeta_n = e^{-\frac{W_s}{\varepsilon_s} \alpha_n}$ $\alpha_n = \frac{1}{2} + \sqrt{\frac{1}{4} + i \frac{n\omega \varepsilon_s}{W_s^2}}$</p>	<p>$c_n = \frac{P_n}{W_s a_n} e^{-in\psi_n}$ w_s = sediment fall velocity ε_s = sediment diffusivity P_n = The n-th harmonic of pick-up function ($p(t)$)</p>	<p>NIELSEN (1979)</p>

3. Large-scale experiments in the Large Wave Flume (GWK)

Nearshore sediment transport in relation to different wave and seabed regimes is of a complex nature. In order to gain a better understanding of this complexity, a number of experimental studies have been performed in the past (mainly in the field). Due to the enormous difficulties associated with field measurements (e.g. non-controllable transducer positions from a mobile seabed, uncertainties in ripple measurements, and interactions between the measured flow and the seabed, etc.), controlled large-scale experiments at near-prototype scale have proved to be more efficient for studying and understanding suspended sediment processes. For this reason, a series of new prototype-scale experiments have been carried out in the Large Wave Flume (GWK) which focus on time-dependent sediment transport processes above rippled and plane seabeds under the action of non-breaking and near-breaking regular and irregular waves. The acoustic backscattering technique, ABS, was deployed to determine seabed profile evolution and to measure and analyse small-scale sediment entrainment processes.

3.1 Overall approach and measurement phases

In general, the experiments carried out in the Large Wave Flume (GWK) can be divided into two distinct phases as follows:

- Phase 1: Comparative analysis of measuring techniques (Test group 1 in Figure 2).
- Phase 2: Intrawave suspended sediment concentration analysis using the most appropriate measuring devices proven in Phase 1 (Test groups 2, 3 and 4 in Figure 2).

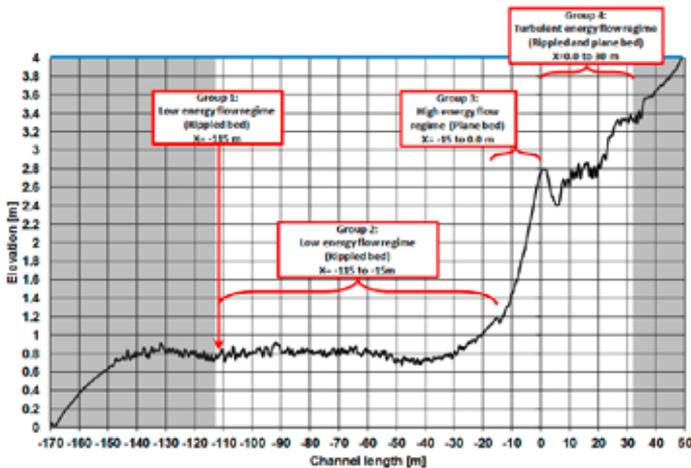


Figure 2: Longitudinal beach profile in Large Wave Flume (GWK) in an equilibrium condition showing four test groups in terms of the prevailing hydro- and morphodynamic conditions

The four groups of experiments depicted in Table 3 can be classified as follows:

Group 1 of experiments

included 33 test series with 13200 waves in three different wave height categories ($H, H_s=0.8, 1.0$ and 1.2 m, $T, T_p=5$ s, $\gamma=1.0-9.9$) at a fixed measuring point using a fixed test frame (distance from the wave paddle 111.45 m and from the bar position -115 m; see Figure 2) to carry out an extensive comparative analysis using different measurement techniques and to study the effect of peak enhancement factor, γ , in case of tests using JONSWAP-spectra, on the suspended sediment entrainment. The test conditions for the experiments in group 1 is summarised in Table 3 and the measuring station is depicted in Figure 2.

Group 2 of experiments

included 3 tests in each measuring station with regular waves ($H=1.0$ m, $T=5$ s) and JONSWAP spectra ($H_s= 0.8, 1.0$ m; $T_p=5$ and 7 s; $\gamma=3.3$) every 20 m towards bar area using a movable instrumentation frame from point $X= -115$ m to $X=-15$ m in non-breaking wave zone (see Figure 2). The test conditions for the experiments in group 2 are summarised in Table 4 and the measuring station is depicted in Figure 2.

Group 3 of experiments

included 3 tests in each measuring station with regular waves ($H=1.0$ m, $T=5$ s) and JONSWAP spectra ($H_s= 0.8, 1.0$ m; $T_p=7$ and 5 s; $\gamma=3.3$) using the movable instrumentation frame from point $X= -15$ m to $X=\pm 0.0$ m (bar position) above plane bed beneath strong asymmetric near-breaking waves. The test conditions for the experiments in group 3 are summarised in Table 4 and the measuring station is depicted in Figure 2.

Group 4 of experiments

included three tests in each measuring station with regular waves ($H=1.0$ m, $T=5$ s) and JONSWAP spectra ($H_s= 0.8, 1.0$ m; $T_p=7$ and 5 s; $\gamma=3.3$) using the movable instrumentation frame from $X=\pm 0.0$ m (bar position) to $X=30$ m above rippled and plane bed beneath breaking and broken waves. The test conditions for the experiments in group 2 are summarised in Table 4 and the measuring station is depicted in Figure 2.

Table 3: Summary of test conditions for the three test series of group 1 shown in Figure 2.

Test group	Wave type	H, H_s [m]	T_p [s]	Water depth h [m]	Flow regime		Bed form	Distance from wave paddle [m]	Distance from bar X [m]
					Near bed zone	Boundary layer			
1-1	Regular waves, JONSWAP ($\gamma=1.0-9.9$)	0.8	5	3.20	Low energy	Turbulent rough	Rippled bed (2D-3D ripples)	111.45	-115
1-2	Regular waves, JONSWAP ($\gamma=1.0-9.9$)	1.0	5	3.20			Rippled bed (2D-3D ripples)	111.45	-115
1-3	Regular waves, JONSWAP ($\gamma=1.0-9.9$)	1.2	5	3.20			Rippled bed (2D-3D ripples)	111.45	-115

Table 4: Summary of test conditions for the three test series of groups 2.4 shown in Figure 2.

Test group	Wave type	H, H_s [m]	T_p [s]	Water depth h [m]	Flow regime		Bed form	Distance from wave paddle [m]	Distance from bar X [m]
					Near bed zone	Boundary layer			
2	Regular waves	1.0	5	3.20	Low energy	Turbulent rough	Rippled bed (2D-3D ripples)	111.45 to 205	-115 to -15
	JONSWAP ($\gamma=3.3$)	0.8	7	3.20			Rippled bed (2D-3D ripples)	111.45 to 205	-115 to -15
	JONSWAP ($\gamma=3.3$)	1.0	5	3.20			Rippled bed (2D-3D ripples)	111.45 to 205	-115 to -15
3	Regular waves	1.0	5	1.20 to 2.80	High energy	Turbulent rough	Plane bed	205 to 220	-15 to 0.0
	JONSWAP ($\gamma=3.3$)	0.8	7	1.20 to 2.80			Plane bed	205 to 220	-15 to 0.0
	JONSWAP ($\gamma=3.3$)	1.0	5	1.20 to 2.80			Plane bed	205 to 220	-15 to 0.0

4	Regular waves	1.0	5	0.60 to 1.60	High turbulent	Turbulent rough	Rippled bed (2D-3D ripples)	220 to 250	0.0 to 30
	JONSWAP ($\gamma=3.3$)	0.8	7	0.60 to 1.60			Rippled bed (2D-3D ripples)	220 to 250	0.0 to 30
	JONSWAP ($\gamma=3.3$)	1.0	5	0.60 to 1.60			Rippled bed (2D-3D ripples)	220 to 250	0.0 to 30

3.2 Model setup

In both experimental phases the concrete bottom of the GWK flume was covered with a sand layer representing the seabed. Four tests with different wave parameters, comprising well-sorted sand (GWK sand) with $d_{50} = 0.242$ mm and a non-uniformity factor of $U = d_{60}/d_{10} = 2.24$, were performed in 2008.

3.3 Instrumentation

The following devices were used in the GWK experiments:

- Transverse Suction System (TSS) with 5 intake nozzles mounted at the points shown in Figure 3 a above the seabed for time-averaged measurements of suspended sediment concentrations
- Multifrequency Acoustic Backscatter Sensors (ABS, type: Aquascatt) (2 instruments) for measuring the temporal-spatial vertical distribution of suspended sediment concentration and the bed location time series (Figure 3 c).
- Optical Turbidity Meter (OTM) (4 instruments) for measuring suspended sediment concentrations at given heights above the seabed (Figure 3 d).
- Electromagnetic Current Meter (ECM) manufactured by “Nordeutsche Seekabel Werke (NSW)” (5 instruments) for simultaneous measurements of the vertical and horizontal components of the wave-induced orbital flow velocities at the given heights above the seabed (Figure 3 b).
- Wave gauges (22 instruments) for simultaneous measurements of the free water surface elevation along the entire beach profile including the measurement points.

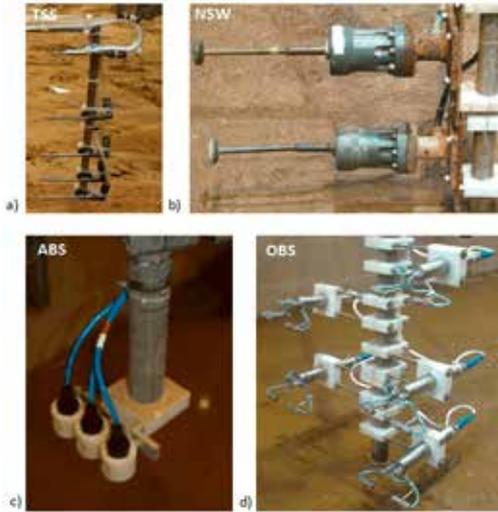


Figure 3: Sensors used in the GWK experiments: a) Intake nozzles of the Transverse Suction System (TSS); b) Velocity sensors (Electromagnetic Current Meters, ECMs); c) Acoustic Backscatter Sensors (ABS) and d) Optical Turbidity Meters (OTMs)

Table 5 summarises all of the instrumentation deployed in the tests for measuring suspended sediment concentrations and instantaneous hydrodynamic parameters and their sampling rates. For more details, see AHMARI (2012).

Table 5: Instrumentation and sampling rates.

Measurement characteristics	Instrumentation	Remarks	Sampling rate
Free water surface elevation (η)	Wave Gauges (WGs)	-18 gauges along the flume -1 gauge at each measurement point	40 Hz
Wave-induced orbital velocity (u, w)	Electromagnetic Current Meter (ECMs)	-3 sensors at the wall of the flume -2 sensors at the measurement point near the bed	40 Hz
Suspended Sand Concentration (SSC)	Transverse Suction System (TSS)	-5 nozzles at different levels above the sand bottom	-Extraction of water and sediment: 20 min. -Nozzle speed: 1.5 m/s
	Acoustical Backscatter System (ABS)	-3 transducers with different frequencies (1.0, 2.0, 4.0 MHz) Operation range: 80 cm above the sand bed	-Number of bins: 100 -Spatial resolution: 0.01 m -Sampling rate: 4 Hz
	Optical Turbidity Meter (OTMs)	-4 transducers mounted at different levels above the sand bed at two beams	40 Hz

3.4 Testing programme and procedure: Phase 1

Phase 1 of the experiments included measurements of the temporal-spatial distribution of suspended sediment concentrations (SSC) above a moveable sand bed using mechanical, optical and acoustic techniques for comparative purposes. Also included were simultaneous measurements of water surface elevations and the vertical and horizontal components of orbital flow velocity induced by non-breaking regular and irregular waves above a rippled seabed over the horizontal part of the beach profile. For this purpose, a fixed instrumentation frame was installed at a measuring station located at 114.45 m in front of wave paddle (see Figure 4). The first aim of the experiments was to carry out a comparative analysis of the different measuring techniques in order to identify the most appropriate measuring device regarding sufficient spatial and temporal accuracy. The second aim of this experimental phase was to measure and analyse the effects of the peak enhancement factor on the suspended sediment concentration entrainment process for the case of irregular waves (JONSWAP spectra).

Hydrodynamics:

The experiments were performed under the action of regular and irregular waves (JONSWAP spectra). The peak period was kept constant (T or $T_p=5$ s) whereas the peak enhancement factor γ was varied from $\gamma=1$ to 9.9 to investigate the influence of the increasing power spectral density of different JONSWAP spectra compared to the completely developed reference spectrum (P.M.) represented by the coefficient γ , which has not yet been fully account for in previous studies. Moreover, the instantaneous free water surface elevations as well as the wave-induced orbital velocity components were measured simultaneously with suspended sediment concentrations during each test. Measurements were performed in each test for almost 400 waves with a total duration of about 35 min. The water depth above the concrete bottom of the wave flume was 4 m, corresponding to a still water depth above the sand bed in the range of 3.15 to 3.22 m depending on the instantaneous seabed profile evolution at the measuring station. The peak wave period $T_p=5$ s was held constant in each test. The two components of the intrawave orbital flow velocity (u and w) were measured using two Electromagnetic Current Meters (ECMs) at two different levels above the seabed. In order to avoid any disturbance of the mobile seabed during intrawave hydrodynamic forcing in the near-bed zone, the first ECM was mounted at 0.25 m above the initial seabed level. This elevation is low enough to record the intrawave velocity above the expanded wave boundary layer over a rippled seabed. The second ECM was then mounted at 0.2 m above the first one (0.45 m above the seabed) to record the velocity time series at a higher elevation in the ambient flow.

The free water surface elevation, η , was measured simultaneously by means of a Wave Gauge (WG) located at a measuring station 111.45 m in front of the wave paddle (see Figure 4).

Morphodynamics:

Prediction models for sediment transport above seabeds covered with ripples, dunes and sand waves require the geometry of sedimentary structures as input, which is mostly expressed by their steepness (e.g. ripple steepness, η_r/λ_r , where η_r is the ripple height and λ_r , the ripple length). According to GRANT and MADSEN (1982), steep ripples ($\eta_r/\lambda_r > 0.1$) are responsible for the major



Figure 4: Location of the measuring devices used in the Phase 1 experiments

part of bed roughness under oscillatory flow conditions. Depending on the model and the required accuracy, ripple geometry may have an influence on the calculation of bed roughness, the prediction of seabed formations, the near-bed flow regime or the detailed behaviour of sediment entrainment and transport above sedimentary structures. In general, the sedimentary structures induced by non-breaking regular and irregular waves, as observed in the presented large-scale GWK experiments, can be divided in two main groups:

[1] Long ripples under quasi-equilibrium conditions $\eta_r/\lambda_r < 0.08$:

As confirmed by many field and laboratory experiments, ripple geometry requires sufficient time to become established (equilibrium ripples) and change the near-bed flow condition at any instant (DOUCETTE and O'DONOGHUE, 2002; O'DONOGHUE and CLUBB, 2001). Quasi-equilibrium sand ripples are long seabed structures formed below previously more energetic waves and do not adjust themselves to prevailing flow conditions (HANES et al., 2001). Depending on the mobility number, an equilibrium condition requires many hours to become established. In the presented large-scale experiments it was found that a quasi-equilibrium condition is approximately attained after a time period of about 15 hours (Test group 1 with mobility $\psi < 100$ (see Section 5), $H, H_s = 0.8, 1.0, 1.2$ m, $T, T_p = 5$ s).

The GWK mechanical beach profiler is a mechanical profiler with a length of 7.60 m. The depth of penetration into the sand caused by the dead weight of the sensor arm was found to be in the range of 2 to 20 mm. Owing to this loss of bed profile, which is crucial with regard to ripple development under laboratory conditions in the wave flume ($\eta_r = 0-15$ cm and $\lambda_r = 0-100$ cm), this method of bed profiling is not accurate enough to investigate ripple geometry under non-equilibrium conditions when considering the effect of ripple steepness, which is an important factor in any study of sediment transport above rippled seabeds. Assuming a mean seabed profile loss of about 10 mm, measurements of bed profile evolution at the measuring station using the mechanical seabed profiler revealed the permanent appearance of rounded regular long ripples (3-D low ripples, $0.08 \leq \eta_r/\lambda_r \leq 0.12$; where η_r and λ_r are the ripple height and ripple length, respectively) partly superimposed on irregular 2-D steep ripples ($\eta_r/\lambda_r > 0.12$).

Empirical formulae based on field and laboratory experiments have been developed which take into account the effects of flow and sediment parameters on ripple geometry (ripple steepness)

(NIELSEN, 1981, 1992; GRANT and MADSEN, 1982; VAN RIJN, 1989; WIBERG and HARRIS, 1994). Such formulae only seem to be valid, however, over the specific range of conditions upon which they are based. A large number of such formulae are based on empirical data from wave flume experiments involving short periodic waves with low amplitudes. Ripples, which are not fully developed under such conditions, are found to reach equilibrium with hydrodynamic forcing. These models have not been applied so far to large-scale laboratory experiments with prototype periods and orbital amplitudes (VAN DER WERF, 2006; O'DONOGHUE and CLUBB, 2001). An attempt has been made, however, to demonstrate the approximate development of ripple geometry under quasi-equilibrium conditions induced by irregular and regular non-breaking waves along a rippled sand profile using the predictive formulae of NIELSEN (1992). For more details, see AHMARI (2012).

[2] Ripples under non-equilibrium conditions ($0.10 < \eta_r / \lambda_r$):

Non-equilibrium ripples are 2-D and 3-D steep and low sedimentary structures which have not yet reached the equilibrium condition and migrate predominantly in the onshore direction under the action of regular non-breaking asymmetrical waves (DOUCETTE and O'DONOGHUE, 2002). As mentioned above, the time-averaged beach profile measured with the GWK mechanical bed profiler was not sufficiently accurate to register the steepness of the migrated non-equilibrium ripples, which is essential regarding sediment entrainment processes and the near-bed flow regime. Figure 5 shows the steep ripples in a non-equilibrium condition observed after completion of the tests. The empirical formulae are unable to predict ripple steepness correctly, as an average error of 37 to 55 percent was found in the prediction of ripple steepness under non-equilibrium conditions (JETTE and HANES, 1996). This could be due to errors in the previously collected data sets used to construct these models, or to gaps in our present knowledge of the mechanics of ripple formation and geometric equilibrium within the flow field (DOUCETTE and O'DONOGHUE, 2002).



Figure 5: Ripples observed immediately after the tests in a non-equilibrium condition with onshore migration

An important advantage of the ABS measuring technique is the ability to detect the bed location in conjunction with measurements of the concentration event. This is unique, especially regarding the determination of the reference concentration, C_θ . Moreover, the bed location is the clue for detecting the differences between measured and predicted profiles of suspended sediment concentration. Changes in bed location are revealed by an increase in signal amplitude and any variation in the form of the ABS measurement time series when the bed response contaminates a range bin (THORNE et al. 2002). By means of a quantitative analysis of the behaviour of steep non-equilibrium ripples, which migrate onshore beneath the ABS, it was possible to track the ripple height (η_r) from clearly-defined

echoes of the ABS return signals at the three ABS frequencies over the measurement time series for each test run.

Mobile sediment:

Suspended sediment concentration was measured using the 1.0, 2.0 and 4.0 MHz ABS transducers over a time period of about 35 min for each test series at an operating height of about 0.8 m above the seabed with a spatial resolution of 0.01 m. An explicit acoustic inversion (THORNE and HANES, 2002) was carried out on the averaged recorded backscatter voltages to convert the measured acoustic signals into concentration values. Optical Turbidity Meters (OTMs) were also used to simultaneously measure temporal and spatial suspended sediment concentration fluctuations at given points above the seabed. Time-averaged pump-sampled concentrations measured by the TSS were also used to conduct a comparative analysis between the mechanical time-averaged concentrations and the calculated time-averaged and bed-averaged concentrations based on the ABS and OTM data sets.

3.5 Testing programme and procedure: Phase 2

The sediment transport problem can in fact be imagined as a triad of three interacting components (THORNE et al., 2002): seabed morphology (e.g. bed forms), hydrodynamic forcing (e.g. currents, waves) and mobile sediment (e.g. suspended sediment). Each solution of the sediment transport problem requires the determination of these triad-components and a precise knowledge of the interaction between them. Due to the restrictions of previous experiments concerned with the measurement of suspended sediment concentration, which have mostly been performed under limited hydrodynamic and geomorphological conditions, a new series of large-scale experiments were carried out in the present study. The aim of these experiments was to extensively measure sand transport processes both temporarily and spatially under non-breaking and near-breaking regular and irregular wave action covering a wide range of near-seabed hydrodynamic-morphological interactions in the nearshore zone. The procedure adopted in the new experiments, which focus on the measurement of time-dependent suspended sediment concentration along the entire beach profile reproduced in Large Wave Flume (GWK), is described in the following:

In order to achieve the goal of the Phase 2 experiments, acoustic concentration measurements were performed using the ABS device as the most suitable measuring device identified in Phase 1. The major purpose of these measurements was to identify and record small-scale entrainment processes above a sandy seabed. The experiments also included simultaneous measurements of water surface elevations, η , as well as wave-induced near-bed orbital flow velocities. A TSS instrument was also used to measure the time-averaged concentration at four different heights above the seabed during each test. The measurements were performed along the entire beach profile starting from the first measuring station above the shoaling and breaking zone and extending to the inner and outer surf zones (groups 2, 3 and 4 of the experiments listed in Table 4). A moveable steel-frame with stilts was used to support the measuring devices and also to provide sufficient flexibility for measurements along the entire beach profile (see Figure 6). For more details, see AHMARI (2012).

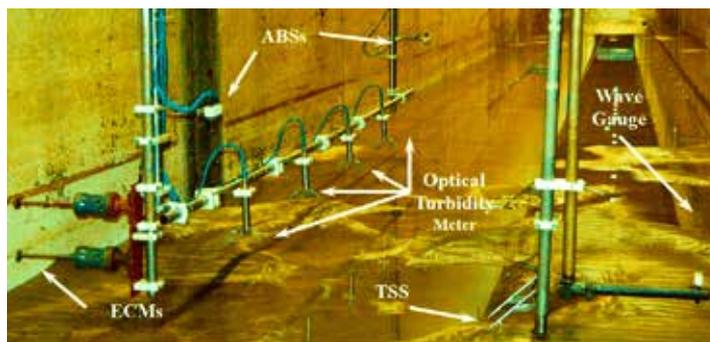


Figure 6: Location of the measuring devices used in Phase 2 of the experiments

4. Comparative analysis of suspended sediment concentration measurements

Several experiments in the past have been performed using mechanical, optical and acoustic devices to measure and analyse suspended sediment transport in the nearshore zone (see Section 2.5). In some of these experiments using mechanical devices, such as the pump sampling system, it was only possible to measure time-averaged concentrations of suspended sediment at selected heights above the seabed. Other more advanced techniques (optical devices, acoustic devices, laser technique) have also been applied to measure the time series of suspended sediment concentration fluctuations at single points above the seabed. New-generation measuring devices (acoustic backscattering systems, optical techniques and laser devices) have been used more recently to study further details of the temporal entrainment of sediment particles due to intrawave processes above sandy seabeds. Process-oriented sediment transport models have also been developed in recent years to represent details of temporal and spatial sediment transport processes under the action of waves and currents. Small-scale sediment entrainment processes and suspended sediment distribution mechanisms, especially above rippled seabeds, and the temporal and spatial interactive effects of both rippled structures and the near-seabed hydrodynamic regime on mobile sediment transport are complex in nature. For this reason, it is necessary to comparatively analyse the different techniques for measuring suspended sediment concentration induced by waves, with the objective of identifying the most appropriate technique capable of consistently monitoring the interactive processes near the seabed with sufficient temporal and acoustic accuracy. A comparative analysis of the results obtained by the Transverse Suction System (TSS), multi-frequency Acoustic Back-scattering Sensors (ABS) and the Optical Turbidity Meter (OTM), as discussed in Section 3, will now be described with the afore-mentioned objectives in the following Sections.

4.1 Experimental results

Simultaneous measurements of suspended sediment concentrations using an acoustic device (ABS), a mechanical device (TSS) and an optical device (OTM) were performed in the Large Wave Flume (GWK). One of the important goals of the experiments in phase 1 was basically to capture the representative concentration data for a comparative analysis between three measuring devices in two

directions. One was focused on the time-averaged sand transport processes over rippled beds under regular and irregular flows covering a wide range of hydrodynamic and morphological conditions. The other was focused on the time-dependent sediment transport processes over rippled seabeds, in particular, on the combined time-dependent velocity and concentration field under regular weakly asymmetric flows. These new experiments are described in the following Sections.

4.2 Time-averaged measurements

The time-averaged vertical distribution of suspended sediment concentration using all three devices is illustrated by way of example in Figures 7 and 8 (ABS measurements: closed white circles; OTM measurements: closed red circles and TSS measurements: closed triangles). As can be seen in Figure 7, the ABS device provides a complete vertical profile of the suspended sediment concentration over a defined vertical operating range up to the transducer head. The ABS transducers operate in a mono-static mode (the transducers operate simultaneously as transmitters and receivers). The acoustic signals were superposed with a pulse repetition rate of 128 Hz for each transducer and the backscattered signals were averaged in terms of hardware over 32 profiles to yield a temporal resolution of 0.25 s (4 Hz). The spatial resolution (bin size) for the test series was 0.01 m and the operating range was 0.8 m above the initial sandy bottom. The concentrations measured by Optical Turbidity Meters (OTMs) (red closed circles in Figure 7) were averaged over duration of about 20 minutes during each test run. The TSS measurements (black triangles) were also performed over a time period of about 20 minutes during each test. Figure 7 a shows the time-averaged vertical concentration profile for a test performed with irregular waves (JONSWAP spectrum, $H_s=1.2\text{m}$, $T_p=5\text{s}$), whereas Figure 7 b shows the time-averaged vertical distribution of suspended sand concentrations induced by non-breaking regular waves ($H=1.2\text{m}$, $T=5\text{s}$). The figures clearly illustrate an exponential decrease in suspended sediment concentration towards the water surface. Moreover, Figure 8 shows the effect of wave height on the vertical distribution of time-averaged and bed-averaged suspended sediment concentrations above the seabed. As is evident in the figures, increasing wave height induces an increase in momentum transfer at higher elevations, which consequently results in higher suspended sediment concentrations. Figures 7 and 8 show that the rapid decrease in suspended sediment concentration takes place in a near-bed region with a thickness of about 20 cm (Layer 1). Above this height (Layer 2), the rate of decrease in suspended sediment concentrations is much lower than in the first layer. Due to the fact that the seabed was rippled under the prevailing hydrodynamic regime, this significant difference between the decreasing slope of the vertical distribution profile corresponds to the influence of steep ripples, which modifies the near-bed intrawave flow regime and consequently affects the sediment entrainment mechanisms above rippled beds.

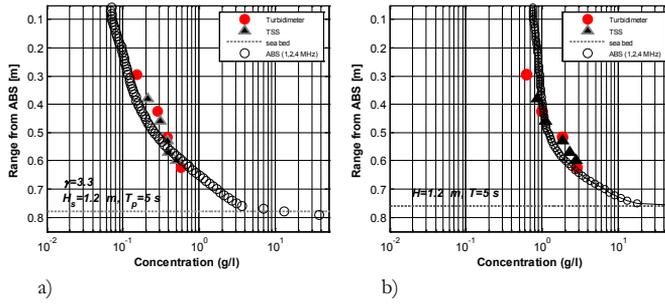


Figure 7: Time-averaged and bed-averaged ABS (closed white circles), Optical Turbidity Meter (closed red circles) and TSS (black triangles) measurements of suspended sediment concentration: a) for a JONSWAP spectrum ($H_s=1.2$ m, $T_p=5$ s, $\gamma=3.3$) and b) for regular waves ($H=1.2$ m, $T=5$ s)

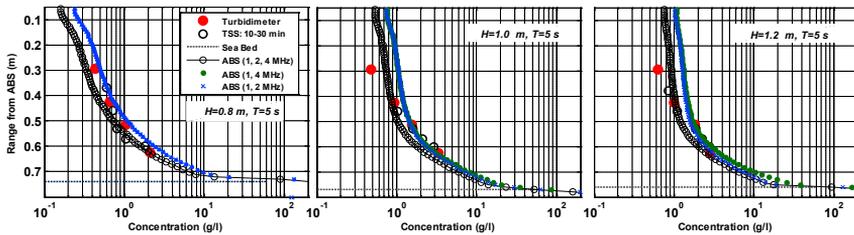


Figure 8: Effect of wave height on the vertical time-averaged and bed-averaged concentration profiles measured by the ABS at different frequencies (1,2,4 MHz; 1,2 MHz and 1,4 MHz), Turbidimeter (red dots) and TSS (white circles) for regular waves with $b=3.18$ m, $H=0.8, 1.0, 1.2$ m, $T=5$

A statistical analysis aimed at quantifying the close agreement between the acoustic and optical measurements is discussed in the following. Figures 9 a, b, c show the regression plots between “acoustic” concentrations (C_{ABS}), “optical” concentrations (C_{OTM}) and “pump-sampled” concentrations (C_{TSS}) carried out at different heights above the sandy bed under the action of regular and irregular waves ($H_s, H = 0.8, 1.0, 1.2$ m; $T, T_p, H = 5$ s). Linear regressions on the data yielded the correlation coefficients $R^2 = 0.9444, 0.9679$ and 0.9744 for the $C_{ABS}-C_{TSS}$ plot, $R^2 = 0.98, 0.99$ and 0.9935 for the $C_{OTM}-C_{TSS}$ plot, and $R^2 = 0.8884, 0.9117$ and 0.9124 for the $C_{OTM}-C_{ABS}$ plot for $H_s = 0.8, 1.0$ and 1.2 m, respectively. As can be seen in Figure 9 a, the mean concentrations lie very close to the $C_{ABS}-C_{TSS}$ regression line. In the case of the ABS measurements, the regression gradients for the 3 wave heights were $C_{ABS}/C_{TSS}=0.9884, 0.9944, 0.9337$, respectively, which shows that there is no significant scatter from the $C_{ABS}-C_{TSS}$ regression line. Moreover, Figure 9 b shows a comparison between the time-averaged concentrations measured by the OTM and the TSS. As the OTM and TSS intake nozzles were not mounted at the same heights above the seabed, a one to one comparison between them was not possible. The data measured by the first and the third TSS nozzles mounted at 12 cm and 26 cm above the seabed, respectively, could however be reasonably compared with the concentrations measured by the first and the second turbidity meters located at 14 cm and 28 cm above the seabed, respectively. Good agreement is generally observed between the time-averaged C_{TSS} and C_{OTM} , especially at concentrations below 1 g/l. The regression analysis shows, however, that the mean concentrations measured by the turbidity meters generally tend to be overestimated compared with the TSS concentrations, which is more pronounced at higher concentrations (the regres-

sion gradients for the 3 wave heights were $C_{OTM}/C_{TSS}=1.12, 1.1157$ and 1.0607 , respectively). This discrepancy may be partly explained by the larger attenuations at higher concentration levels due to the re-suspension of more muddy and silty materials. Finally, Figure 9 c shows the regression analysis between the time-averaged concentrations measured by the ABS and OTM. The regression gradients ($C_{OTM}/C_{ABS}=1.1333, 1.1088$ and 0.1164 for the 3 wave heights, respectively) indicate a small overestimation of C_{OTM} compared to C_{ABS} , particularly at higher concentrations. This may be explained by the steady background concentrations measured by the OTMs. The corresponding correlation coefficients were found to be $R^2= 0.8884, 0.9117, 0.9124$.

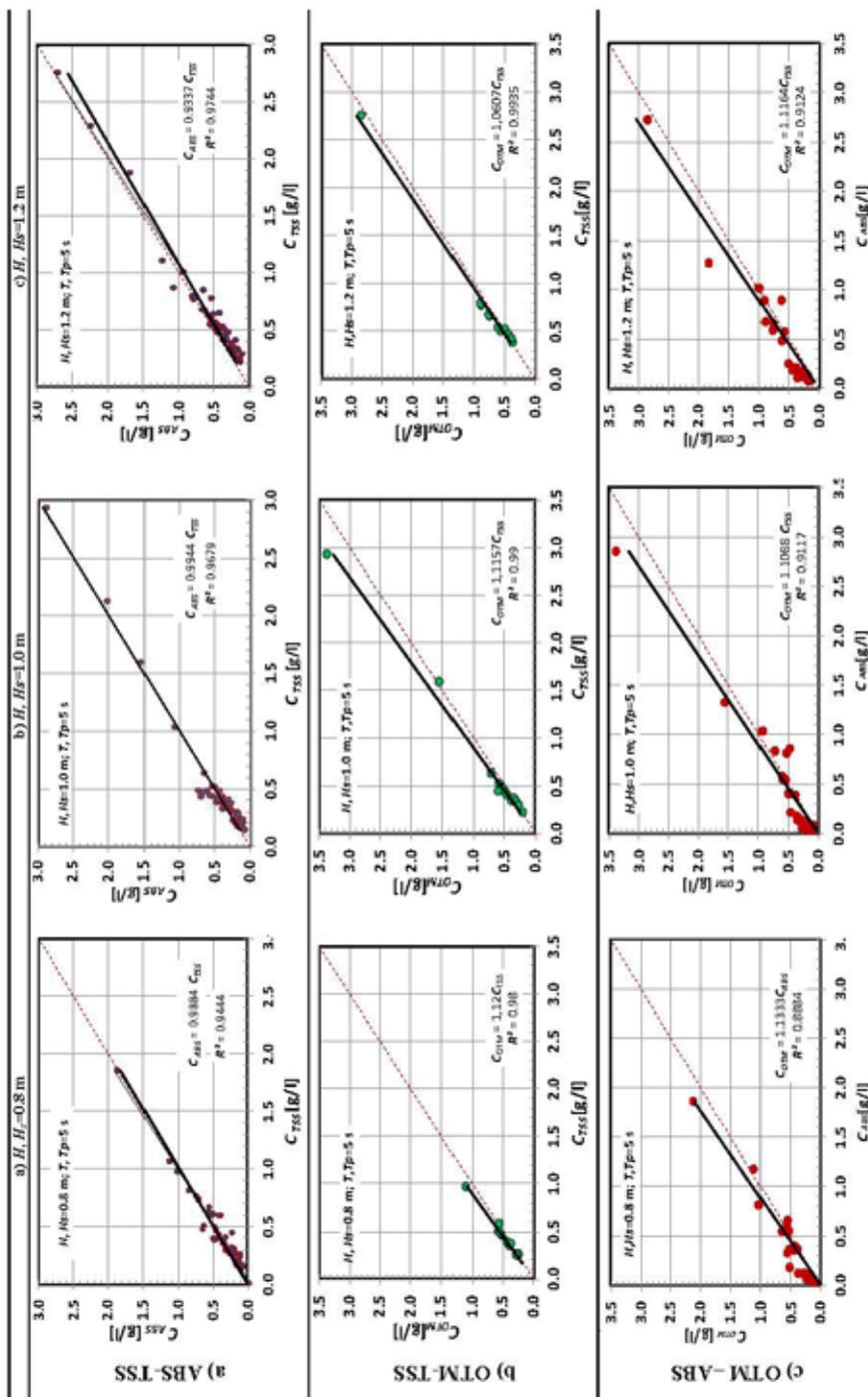


Figure 9 a,b,c: Regression plots between the mean concentrations measured by a) the ABS - TSS, b) the OTM - TSS and c) the OTM - ABS for different wave heights

4.3 Time-dependent measurements

Figure 10 shows the time-varying concentration at four different elevations above the sandy bed measured by the Optical Turbidity Meter (OTM) and the Acoustic Backscatter Sensor (ABS). Figure 10 a indicates the temporal variation of the horizontal component of the free stream intrawave orbital velocity while Figure 10 b shows the variation of the free water surface elevation for a test with a water depth of $h=3.18$ m; a wave height of $H=1.2$ m and a wave period of $T=5$ s. Figures 10 c, d, e and f show the time-dependent concentrations at four different levels (the vertical coordinate z is normalised relative to the ripple height η_r ; both measured by the ABS) above the ripple crest measured by the ABS (solid black lines) and the OTM (closed circles). A comparison between Figure 10 a and Figures 10 c to f shows that the concentration peaks measured by the ABS and OTM occur approximately at the same phase of the wave cycle. However, the time series of suspended sediment concentration measured by the turbidity meter shows a reasonably steady offset concentration, which is more pronounced at lower heights above the seabed where the concentrations are much higher. This is due to the background turbidity of the relatively fine sediment fractions (silt and mud). This analysis also shows that although the optical device (OTM) and the acoustic device (ABS) were synchronised and mounted in alignment at the measuring station, the time-dependent concentration peaks measured by the optical turbidity meter are slightly ahead in phase compared to the ABS concentration time series (cf. Figures 10 e and f), especially at higher concentration levels. This is an important indication of the fact that the temporal response of the OMT measurement to the wave phase may have suffered a small delay compared to the ABS measurement. This is crucial regarding a precise intrawave analysis of sediment entrainment, especially above ripples, where phase lags between the intrawave flow velocity amplitude and sediment ejection into the water column are highly relevant.

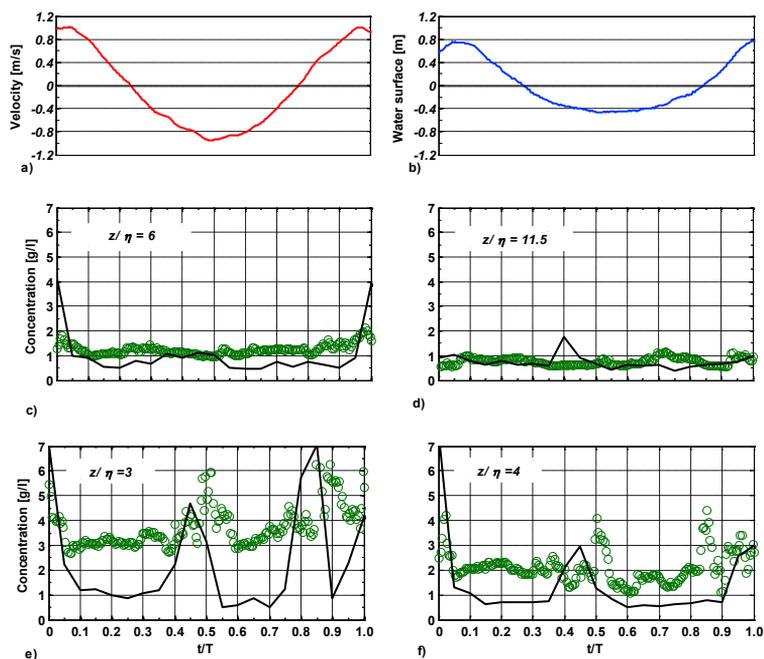


Figure 10: a) Horizontal component of the orbital flow velocity, u , measured at 0.25 m above the seabed. b) Free water surface elevation. c to f) Time-dependent concentrations at different relative elevations z/η_r (η_r ripple height) above the ripple crest measured by the ABS (solid line) and the OTM (circles)

5. Intrawave analysis

Although the measurement and analysis of sediment movement in the nearshore zone have often been undertaken out in recent years, the ability to predict the phenomenon “sediment transport under wave action” is still limited. In particular, the interactive variables of the sediment transport triad and their relative contributions to sediment entrainment mechanisms are not yet sufficiently well-understood (THORNE et al., 2002). Moreover, the considerable number measurements of suspended sediment transport already performed in a rippled bed regime are either time-averaged and bed-averaged or lack sufficient temporal and spatial accuracy. These are the main reasons why past attempts to predict suspended sediment behaviour have severe limitations, especially above steep ripples. The reproduction of suspended sediment events under different hydrodynamic and morphological seabed conditions by means of large-scale laboratory experiments and the correct spatial and temporal analysis of small-scale near-bed sediment processes are therefore crucial to improve our understanding of intrawave sediment transport processes. Measurements of time-dependent suspended sediment concentration were carried out in the present study by means of an ABS. This also included simultaneous measurements of the seabed profile evolution at a fixed measuring station. The results of measurements using the Transverse Suction System (TSS) were also applied to maintain the grain-size profile within the suspension above the seabed as well as to provide mean volumetric concentrations at fixed heights above the seabed. The laboratory tests yielded time-averaged and bed-averaged sediment concentrations obtained using different measuring techniques (see Sec-

tion 3). In this Section, an analysis of detailed small-scale time-dependent suspended sediment concentration events above both rippled and plane seabeds induced by intrawave flow is performed for regular/irregular non-breaking and near-breaking wave.

5.1 Time-dependency of mobile suspended sediment concentrations

Experiments were performed in the Large Wave Flume (GWK) for non-breaking waves, whereby the suspended load above a seabed basically covered by 3-D low-steepness ripples superimposed on 2-D steep vortex ripples represents the dominant transport mode. Due to the decreasing relative water depth over the embankment (near-breaking zone), the waves become asymmetric and finally break. The relatively high near-bed flow energy induced by asymmetric near-breaking waves washes away the steep ripples and the seabed becomes flat just in front of the breaking zone. Figures 11 a and 11 b show a time window of suspended sediment entrainment around a steep vortex ripple ($\eta_r/\lambda_r = 0.12$) under weakly asymmetric non-breaking regular waves (test conditions: $H=1.0$ m, $T= 5$ s, $b/L=0.125$) and above a dynamically plane bed ($\eta_r/\lambda_r = 0$) just before the point of wave-breaking under strongly asymmetric near-breaking regular waves (test conditions: $H=1.0$ m, $T= 5$ s, $b/L=0.075$), respectively. The figures also show the horizontal orbital flow velocity u measured using an Electromagnetic Current Meter (ECM) at a height of 0.25 m above the undisturbed seabed in both cases (given in the 2 panels at the top of Figure 11). The suspended sediment concentrations at different locations beneath the ABS in the bed evolution time series were combined to generate the images.

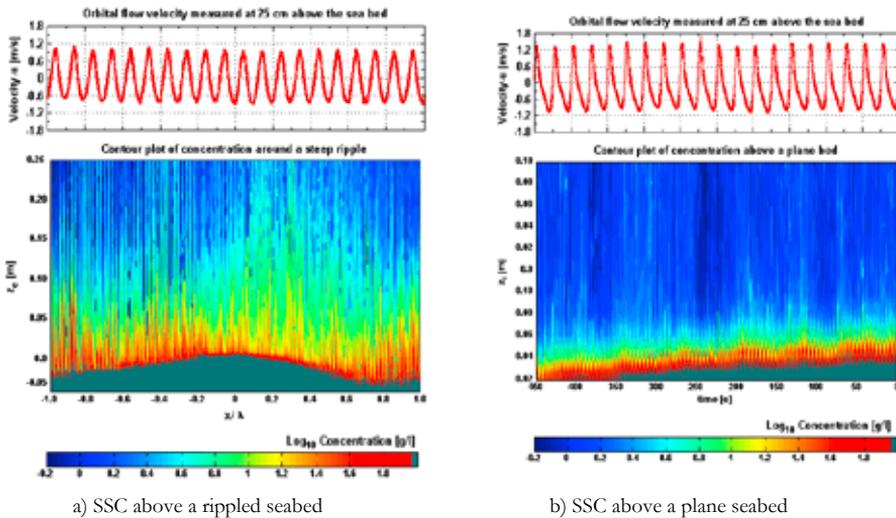


Figure 11: Horizontal orbital flow velocity u and Suspended Sediment Concentration (SSC) above (a) a steep ripple beneath weakly asymmetric non-breaking regular waves and (b) a plane bed beneath strongly asymmetric near-breaking regular waves. The colours in the contour plot are defined in the colour bar as “Log 10 (Concentration in g/l)”

5.2 Phase-dependent and bed-dependent concentrations around a steep ripple

In order to investigate the concentration pattern more precisely, random sediment fluctuations must be eliminated. Random fluctuations of flow velocity and bed geometry at the measuring station and in adjacent regions can lead to large scatter and attenuation of the instantaneous concentration measurements. In order to avoid such effects, the velocities measured in successive wave cycles were superimposed to reveal the repeatability of the weakly asymmetrical regular waves during the observation period (phase ensemble averaging). The phase-dependent and ripple-dependent intrawave concentration events above a fully-migrated ripple are discussed by way of example in the following. The observed ripple shown in Figure 12 ($\eta_r/\lambda_r = 0.14$) required 700s to migrate completely beneath the ABS, which corresponds to 140 waves with $H = 1.2\text{m}$, $T = 5\text{s}$. Panels 1 to 10 of Figure 13 show the corresponding intrawave concentrations measured by the ABS during the wave cycle at each of the 10 equally-spaced numbered points depicted on the seabed profile shown in Figure 12. The suspended sediment concentrations during the entire period (700s; 140 waves) were then ensemble-averaged for the selected points on the migrated ripple (14 successive regular waves corresponding to each point). The horizontal component of the wave-induced orbital flow velocity measured by an ECM at 0.25m above the seabed is shown at the top of Figure 13.

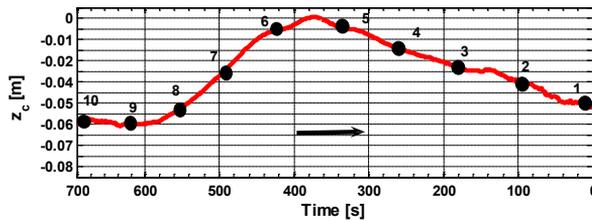


Figure 12: Profile of a fully-migrated ripple beneath the ABS during the measurement period wave conditions: $H = 1.2\text{m}$, $T = 5\text{s}$, $h = 3.18\text{m}$). The arrow indicates the direction of ripple migration

The general concentration peaks are discussed in the following:

- High sediment entrainment is observed on the leeward side of the ripples (locations 1-5 shown in Figure 13; see also Figure 12) between the maximum positive flow velocity and the time of the first flow reversal (around $\varphi = \pi/2$, where $\varphi = \omega t$ is the phase angle).
- With increasing height above the seabed (up to 3 times the ripple height) the concentration peak decreases significantly in magnitude. The sharp drop in the suspended sediment concentration is due to a decrease in the intrawave velocity during the later part of the positive wave half-cycle. Consequently, the developed sediment-laden vortex begins to detach and is entrained at first in the onshore direction ($\pi/4 < \varphi < \pi/2$).
- Two concentration events are observed during the maximum negative wave-induced flow velocity around $\varphi = 2\pi$ and just ahead of the second flow reversal (around $\varphi = 3\pi/2$) on the stoss side of the ripple (locations 6 to 10).

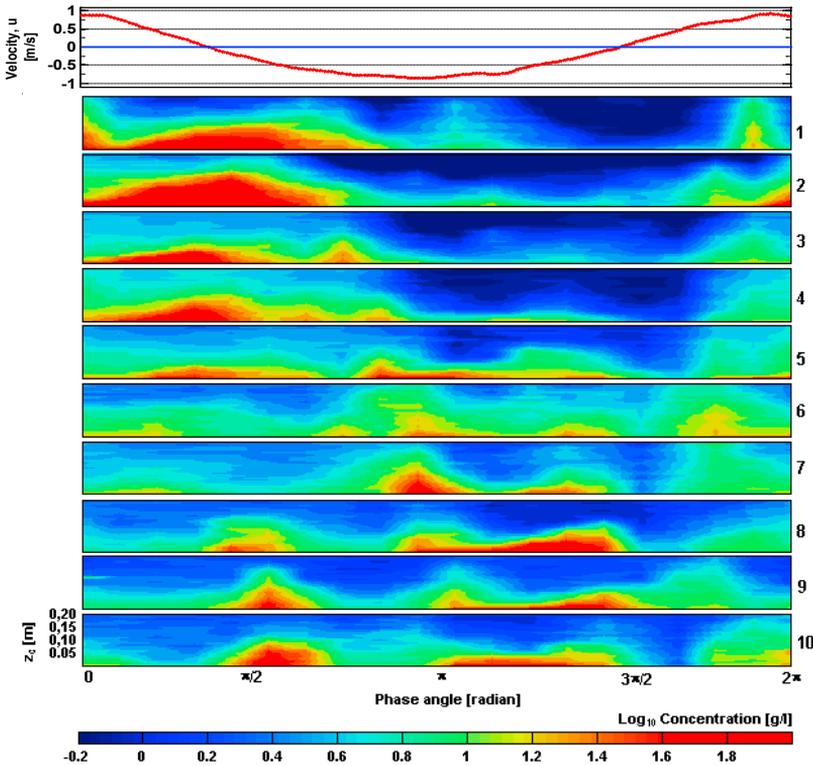


Figure 13: Top panel: horizontal component of the intrawave velocity measured by an ECM at 0.25m above the seabed. Panels 1 to 10: Ensemble phase-dependent and ripple-dependent intrawave suspended sediment concentrations around a steep ripple ($\eta_r/\lambda_r = 0.14$) for the test conducted under 140 successive weakly-asymmetric regular non-breaking waves with $H = 1.2\text{m}$ $T = 5\text{s}$ $h = 3.18\text{m}$. The colours in the contour plot are defined in the colour bar as “ $\text{Log}_{10} C$ ”, where C is the phase-averaged concentration in g/l. The results were obtained in the vertical bins at a height of 0.01m

- The lower peak concentration observed during maximum negative flow conditions indicates the formation of a new vortex on the opposite side of the ripple during the first phase of flow reversal (around $\varphi = 3\pi/2$) due to a lower wave asymmetry compared to the asymmetry generated during maximum positive flow conditions. In contrast to this, the larger peak observed during the negative wave half-cycle on the offshore side of the ripple occurs just ahead of the second flow reversal (around $\varphi = 3\pi/2$), thus indicating shedding of the detached sediment-rich vortex recently generated during the positive wave half-cycle along the onshore slope of the observed ripple.
- Two minor concentration events are observed during the negative wave half-cycle ($\pi/2 < \varphi < 3\pi/2$) on the leeward side of the ripple (locations 1 to 5). These concentration peaks, which occurred after the first flow reversal, indicate that the recently formed sediment clouds on the stoss side of adjacent ripple in the upstream direction roll up towards the observed ripple crest during the period of negatively-directed flow and pass beneath the ABS at the point of insonification at locations 1 to 5.
- During the positive wave half-cycle, secondary low concentration peaks are also observed on the offshore flank of the ripple (locations 6 to 10 shown in Figure 12; ($0 < \varphi < \pi/2$ and $3\pi/2 < \varphi < 2\pi$), which may be explained by the passage of the detached vortices generated by

the adjacent ripple in the downstream direction. These sediment clouds are seen to migrate towards the observed ripple during the remaining period of the positive wave half-cycle and are insonified according to ABS measurements on the opposite side of the ripple.

Examining the phase-averaged concentration panels for all 10 locations (see Figure 13) shows that sediment entrainment around a steep vortex ripple followed by the shedding of detached sediment-laden vortices are coherent in each wave half-cycle within a layer with a thickness of about 3 times the ripple height. Above this layer, the coherent concentration features disintegrate and the diffusion of suspended particles induced by random turbulence seems to be the dominant transport process.

5.3 Phase-dependent ripple-averaged concentrations above a rippled seabed

The above-mentioned two-dimensional analysis shown in Figure 13 yields high-resolution patterns of the complex phenomenon “concentration field around a vortex ripple” within a wave cycle in a two-dimensional vertical (2-DV) domain. This represents a valuable contribution to the quantitative analysis of time-dependent sediment entrainment above the seabed, which in turn helps to improve our understanding of sediment entrainment around a ripple in two dimensions. Due to the complexity of this phenomenon above vortex ripples, however, a two-dimensional analysis of temporal sediment entrainment is very complicated and might not be appropriate for the practical modeling of sediment distribution around steep ripples. In this context, a simpler one-dimensional vertical (1-DV) visualisation (see also DAVIES and THORNE, 2005) is presented in Figure 14, which is obtained by averaging the phase-dependent concentration patterns for the ten locations depicted for the ripple shown in Figure 12 (see also concentration patterns shown in Figure 13). The phase-dependent ripple-averaged concentration field shown in Figure 14 quantitatively visualises the temporal suspended sediment concentration pattern from 1 cm above the ripple crest in the vertical direction up to about 25 cm above the seabed within a superimposed wave cycle. Phase-averaging was repeated for each of the three ABS frequencies and the mean value recorded by two transducers operating at frequencies 1 and 2 MHz was adopted. Due to an excessively wide footprint, the ABS transducer operating at the upper frequency was not taken into consideration in the small-scale intrawave analysis. As illustrated in Figure 14, these results in a phase-dependent ripple-averaged intrawave suspended sediment concentration pattern showing the concentration peaks during a wave cycle. Assuming a horizontally plane seabed on average rather than a rippled surface with a reference level of $z_0 = 1$ cm above the ripple crest, the high-resolution 1-DV concentration pattern shown in Figure 14 confirms that four significant concentration peaks can be clearly identified within a wave cycle, as also observed in Figure 13. The following sedimentary features are evident in Figure 14:

- The largest sediment ejection (peak 1; see Figure 14) occurs around the time of the first flow reversal at $0 < t/T < 0.4$ ($0 < \varphi < 16\pi/20$, where $\varphi = \omega t$ is the phase angle). This concentration peak indicates the generation of a lee vortex under the maximum positive velocity of the wave-induced flow in the onshore direction.
- The second concentration peak occurs at $0.4 < t/T < 0.6$ ($16\pi/20 < \varphi < 24\pi/20$) under the maximum negative flow velocity. These relatively weak concentration events indicate the

generation of a new low vortex on the stoss side of the ripple under the reversed flow as well as entrainment of the sediment clouds in the offshore direction generated at the adjacent upstream ripple towards the ripple crest during the remainder of the negative wave half-cycle observed on the leeward side of the ripple.

- The third concentration peak occurs at $0.6 < t/T < 0.8$ ($24\pi/20 < \varphi < 32\pi/20$). This concentration event takes place just ahead of the second flow reversal and represents the shedding process of the detached sediment-laden vortices generated on the leeward slope of the observed ripple as well as the generation of a minor sediment-laden vortex on the opposite side of the ripple when flow reversal occurs a second time. Due to the asymmetry of the Stokes wave, this concentration peak is smaller, remains close to the ripple and moves over the ripple crest during the next flow reversal (see also Figure 13, panels 6 to 10).
- The fourth concentration peak occurs during the second part of the positive half-cycle after the second flow reversal at $0.8 < t/T < 1.0$ ($32\pi/20 < \varphi < 2\pi$). This concentration peak also indicates the generation of a lee vortex at the observed ripple as well as the onshore migration of the sediment clouds generated at the adjacent downstream ripple and insonified on the stoss side of the ripple.

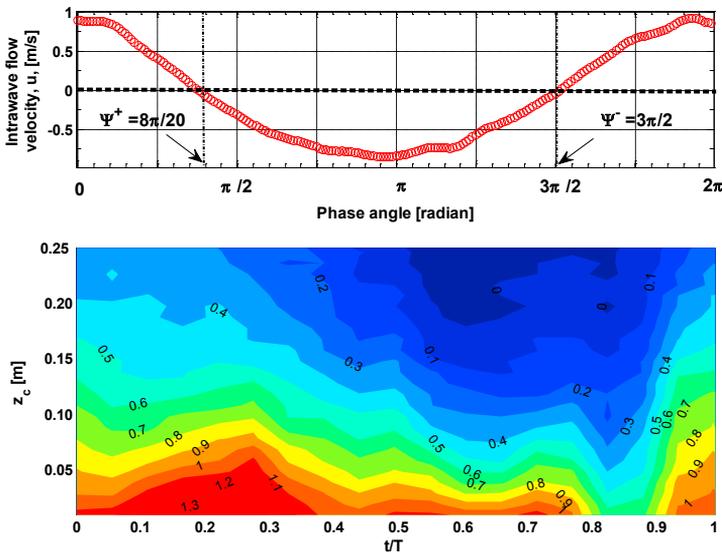


Figure 14: Phase-dependent ripple-averaged ABS concentration pattern (test conditions: $H = 1.2$ m, $T = 5$ s, $h = 3.18$ m). The numbers on the contour plots are defined as “Log₁₀ Concentration” in g/l. The peaks are numbered consecutively from left to right

Based on past observations of intrawave sediment entrainment above rippled seabeds by previous researchers (e.g. DAVIES and THORNE, 2005; THORNE et al., 2003a and b) as well as the observations made in this study, it is concluded that when ripples are steep enough to induce flow separation in the wave bottom boundary layer, sediment entrainment and vortex shedding occur twice during each wave cycle:

- generation of vortices on the ripple sides during the positive and negative wave cycles, respectively, and
- shedding and advection of the detached sediment-laden vortices during the period of flow reversal.

The remainder of the sedimentary events observed in the intrawave concentration patterns (e.g. peaks 2 and 4 in Figure 14) are due to the effects of adjacent ripples (disturbance peaks) and will thus be neglected in the following, which instead concentrates on the intrawave processes during a wave cycle around a given ripple. For more details of sediment entrainment above a rippled seabed, see AHMARI (2012).

5.4 Phase-dependent ripple-averaged concentrations above a plane seabed

Similar to the case of the rippled seabed regime (see Section 5.3 Figure 14), attention is focussed on the phase-dependent bed-averaged suspended sediment concentration profile extending from the seabed surface in the vertical direction up to about 10 cm above the seabed within a superimposed wave cycle. Phase-averaging was repeated for each of the three ABS frequencies to obtain a mean value. The result is illustrated in Figure 15 showing the phase-dependent bed-averaged intrawave suspended sediment concentration pattern. The high-resolution concentration patterns show that immediately before the waves break, when a high-energy flow regime dominates near the bed, ($H/L=0.069$, $h/H=1.57$, $U_c/U_c=0.8$), the majority of sediment transport occurs in the sheet flow mode within a layer with a thickness of up to 3 cm (with a concentration varying between 3 and 300 g/l). Outside this layer a minor suspended sediment concentration can also be observed, which remains almost constant with height above the seabed and is more pronounced below wave troughs and wave crests. Furthermore, a significant sediment movement event can be observed during the negative wave half-cycle ($0.3 < t/T < 0.6$) with a peak just before the maximum negative wave-induced flow velocity ($t/T \approx 0.45$). For more details of sediment entrainment above a plane seabed, see AHMARI (2012).

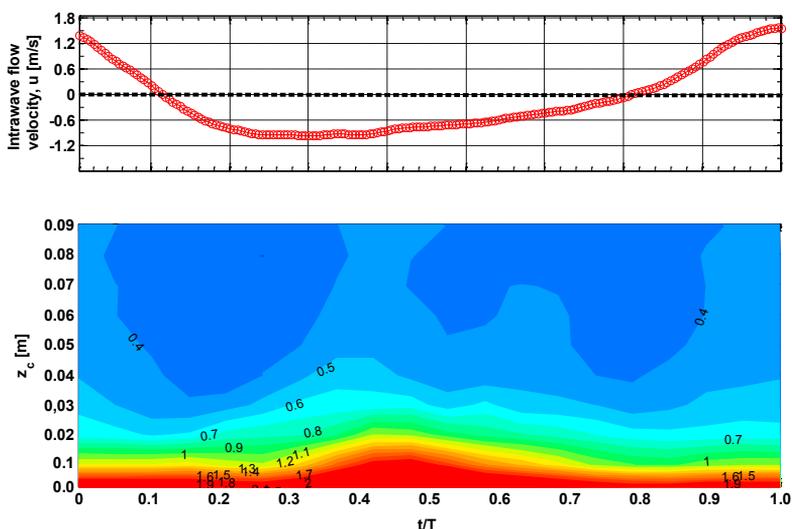


Figure 15: Phase-dependent ripple-averaged ABS concentration pattern ($H=1.0\text{m}$, $T=5\text{s}$, $h/H=1.57$). The numbers on the contour plots are defined as “Log10 Concentration” in g/l

5.5 Effect of sediment diffusivity

5.5.1 Mixing process

As discussed in the previous Sections, an important part of the sediment transport study is to obtain a description of sediment mobilisation and sediment entrainment into the water column induced by the intrawave processes above sandy seabeds. For this purpose, high temporal and spatial resolution can best be achieved using the multi-frequency Acoustic Backscattering System (ABS). In the case of suspended sediment concentration, the turbulent fluctuations in the vertical velocity component intensify the upward mixing process (THORNE et al., 2009). The following equation expresses a balance between the time-averaged vertical turbulent diffusive sediment flux and suspended sediment settling due to gravity:

$$-\varepsilon_s \frac{\partial C}{\partial z} = w_s C \quad (5)$$

where C is the time-averaged sediment concentration, z is the height above the sandy seabed and ε_s is the sediment diffusivity, which is mostly expressed in terms of the turbulent eddy viscosity, ν_t :

$$\varepsilon_s = \beta \nu_t \quad (6)$$

The factor β is either considered to be a constant or is defined by a function involving the suspended sediment concentration and hydrodynamic parameters (e.g. linear, parabolic, exponential or a combination of these). In most studies, however, a linear relation between sediment diffusivity and turbulent eddy viscosity is generally assumed (NIELSEN, 1986; RIBBERINK and AL-SALEM, 1994; VINCENT and OSBORNE, 1993). As mentioned previously, the dominant entrainment processes near a seabed covered with ripples consist in the generation of coherent structures near the ripple surface during the positive wave half-cycle, the detachment of sediment-laden vortices followed by their ejection into the water column, and the advection and shedding of these vortices during the negative wave half-cycle. In contrast to the gradient diffusion solution, in which the mixing length is small compared to the height of the vertical concentration profile based on the description of coherent vortex entrainment, the pure convection concept assumes a mixing length over a relatively larger convective length scale, which is approximately of the same order as the overall scale of the sediment distribution (NIELSEN, 1992). In many circumstances, however, especially under the combined action of waves and currents above a rippled seabed, it is suggested in some recent studies to consider both diffusion and convection processes together (NIELSEN, 1992; THORNE et al., 2002). A detailed understanding of the sediment diffusivity characteristics in both rippled seabed and plane seabed regimes which elucidate the underlying mechanisms leading to the sediment diffusivity distribution and sediment mixing details above the seabed is hence crucial for the development of a reasonable modelling concept. In this context, the ABS concentration measurements were used to determine sediment diffusivity. In the following, this method is used to calculate and analyse the sediment diffusivity characteristics under two distinct conditions:

- above a rippled seabed under the action of weakly asymmetric non-breaking waves and
- above a plane bed under the action of strongly asymmetric near-breaking waves.

DAVIES and THORNE (2008) introduced a modelling framework to classify the turbulent oscillatory flows above natural bed structures which is dependent on:

- the wave Reynolds number, $Re_A = AU/\nu$, where A is the orbital amplitude, U is the amplitude of the near-bed flow velocity and ν is the eddy viscosity,
- the relative roughness, A/k_s , where k_s is the equivalent bed roughness and
- the peak Shields parameter, $\hat{\theta} = \hat{\tau} / \{((\rho_s/\rho)-1)gd_{50}\}$, where $\hat{\tau}$ is the peak bed shear stress, ρ_s and ρ are the densities of the sediment and water, respectively and d_{50} is the median grain diameter.

Table 6 gives a comparison between bed form characteristics associated with the wave Reynolds number (Re_A) calculated here from the test data and suggested by DAVIES and THORNE (2008). According to this classification, well-developed steep vortex ripples (long-crested, two-dimensional ripples) occur in a “low energy flow” regime, where $Re_A = O(10^3-10^4)$; $A_0/k_s = O(1)$ and $0.05 \leq \hat{\theta} \leq 0.2$. A comparison between this classification and the values calculated for the experiments in test groups 1 and 2 (see Table 6) shows that the tests were performed under conditions ranging between the “upper level” of the low energy flow condition to the transitional condition.

Table 6: Bed form characteristics associated with the wave Reynolds number (Re)

	After Davies and Thorne (2008)		Calculated for the tests above ripples (Test group 1 and 2)
	2D steep ripples	2D and 3D low ripples	
	Low energy conditions	Transitional conditions	
Re_A	$O(10^3 - 10^4)$	$O(10^4 - 10^5)$	$O(10^5)$
A_0/k_s	$O(1)$	$O(1 - 10)$	2-30
$\hat{\theta}$	$0.05 \leq \hat{\theta} \leq 0.2$	$0.2 \leq \hat{\theta} \leq 0.6$	0.3-0.6

As can be seen in Table 6, the hydrodynamic conditions dominant in test groups 1 and 2 approach the upper limit of the transitional condition suggested by DAVIES and THORNE (2008). Consequently, the ripples observed in the tests performed in the present study are somewhat lower than those observed by Davies and Thorne. The general form of the ripples generated in the wave flume during the tests has already been extensively discussed in Section 3.4. Here it was shown that they mostly tend to resemble two and three-dimensional less steep ripples superimposed on individual 2-D vortex ripples, which occasionally appear and migrate in the onshore direction beneath the ABS. In Sections 5.2 and 5.3 it was also shown that the leeward side of the generated ripples contributes to the periodic vortex generation process. In this connection, the vertical component of the periodic wave-induced near-bed orbital flow velocity, w_w , should significantly dominate the vertical upward sediment flux $\overline{w_w C_p}$ near the seabed, where C_p is the periodic suspended sediment concentration. Taking account of the fact that the sediment diffusivity is defined by the vertical turbulent sediment flux $\overline{w'c'}$, the time-averaged sediment balance above the ripples may be expressed as follows (THORNE et al., 2009):

$$-w_s C + \overline{w_w C_p} - \epsilon_s \frac{dc}{dz} = 0 \tag{7}$$

where the sediment diffusivity is given by:

$$\varepsilon = \frac{-w_s C}{dC/dz} \quad (8)$$

In this context, the ABS measurements of suspended sediment concentration were additionally taken into consideration. Using the vertical distribution of the mean grain size, $d_{50,s}$, (black line; Figure 16) determined from TSS measurements near the seabed (three angles in Figure 16) and predicted at higher elevations based on previous measurements by THORNE et al. (2009) (red circles; Figure 16) and BLACK (1994) (rectangles; Figure 16), it is possible to calculate the time-averaged vertical profile of the settling velocity, w_{sc} , according to SOULSBY (1997) as follows:

$$w_{sc} = \frac{v}{d_{50s}} [(10.36^2 + 1.049(1 - C)^{4.7} D_*^3)^{0.5} - 10.36] \quad (9)$$

where D_* is the dimensionless grain size:

$$D_* = d_{50} \left[\frac{(s-1)g}{\nu^2} \right]^{1/3} \quad (10)$$

In the above, s represents the grain to water density ratio (ρ_s/ρ); g the acceleration due to gravity and ν the kinematic viscosity. However, the effect of settling velocity, w_{sc} , has only been taken into consideration at very high concentration levels ($C > 130$ g/l within a few millimetres above the seabed). Above this very thin layer, no significant variation of the settling velocity with height above the seabed has yet been reported. According to SOULSBY (1997), the difference between w_{sc} and w_s for smaller concentrations (outside the thin high-concentration layer close to the seabed) is less than 20%. This means that the settling velocity, w_s , may be written as follows:

$$w_s = \frac{v}{d_{50s}} [(10.36^2 + 1.049 D_*^3)^{0.5} - 10.36] \quad (11)$$

Furthermore, an examination of the suspended sediment grain-size distribution illustrated in Figure 16 a shows that the suspended sediment particles at higher elevations are much smaller than those near the sandy seabed ($d_{50,s}/d_{50,b} = 45.5\%$; $d_{50,s}$ represents the grain size in suspension and $d_{50,b}$ the same near the seabed). Moreover, Figure 16 b shows by way of example the time- and bed-averaged vertical profiles of suspended sediment concentration measured by the ABS under the action of both regular and irregular waves, which were used to calculate the time-averaged sediment diffusivity in both regular and irregular wave regimes.

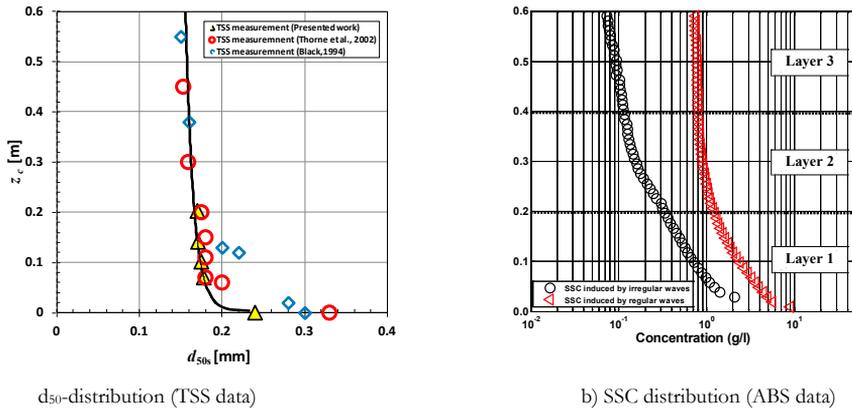


Figure 16: Distribution of (a) suspended sediment size d_{50s} (red circles) at different heights z above the seabed. The vertical distribution of the mean grain size (black line) is fitted to the TSS measured data. The red circles represent the suspended particle diameter, d_{50s} , measured by Thorne et al. (2002) at different heights above the seabed and the rectangles represent the suspended sediment size (d_{50s}) above the seabed after Black (1994) and (b) suspended sediment distribution (SSC) induced by regular waves and measured by the ABS ($H=1.2\text{m}$, $T=5\text{s}$; black circles) and irregular waves ($H_s=1.2\text{m}$, $T_p=5\text{s}$, $\gamma=3.3$; red triangles)

5.5.2 Sediment diffusivity above rippled beds

Figures 17 a and b show the sediment diffusivity profiles for 30 experiments involving irregular waves (test conditions: $H_s=0.8\text{-}1.2\text{m}$, $T_p=5\text{s}$, $\gamma=1.0\text{-}9.9$, $h=3.17\text{-}3.21\text{m}$) and 18 experiments involving regular waves (test conditions: $H=0.8\text{-}1.2\text{m}$ $T=5\text{s}$ and $h=3.15\text{-}3.23\text{m}$), respectively (test group 1, see Figure 2). The grey points represent the calculated sediment diffusivity profiles at different heights above the seabed, whereas the red circles show the averaged values for the case of irregular and regular waves, respectively. In qualitative terms, the vertical distribution of the time-averaged sediment diffusivity induced by regular and irregular waves can be considered in three different layers:

- **Layer 1 ($z < 20$ cm; low sediment diffusivity):** In both regular and irregular wave regimes, a nearly constant sediment diffusivity is observed. This indicates the effect of coherent structures around the ripples.
- **Layer 2 ($20 \text{ cm} < z < 40 \text{ cm}$; transitional zone):** The sediment diffusivity increases linearly with height initially above the seabed. The SSC gradient ($\partial c / \partial z$) induced by irregular waves is more pronounced than that below regular waves.
- **Layer 3 ($40 \text{ cm} < z$; high sediment diffusivity):** The gradient of the linear increase in sediment diffusivity gradually decreases until an approximate maximum value is attained. The large scatter in the vertical profiles evident at greater heights above the seabed is due to the inherently noisier lower concentrations at higher elevations in the water column (THORNE et al., 2009).

Within the first layer ($z < 20$ cm), sediment diffusivity is seen to be small ($\epsilon_s \approx 0.001 \text{ m}^2/\text{s}$) due to a sharp decrease in sediment concentration within a few centimetres above the ripple crest (high values of $\partial c / \partial z$). As can be seen in Figure 17 a and b, this small value of sediment diffusivity remains constant with height above the seabed. This is due to the constant decrease in suspended sediment concentration (cf. Figure 17 b) related to the coherence of vortex generation processes that occur close to the rippled seabed. Above this layer ($20 \text{ cm} < z < 40 \text{ cm}$), the coherent structures break

down and momentum transfer takes place by random turbulence, which increases linearly with height above the seabed. A linear increase in sediment diffusivity based on a constant linear decrease in the mean vertical suspended sediment concentration distribution can clearly be seen within layer 2.

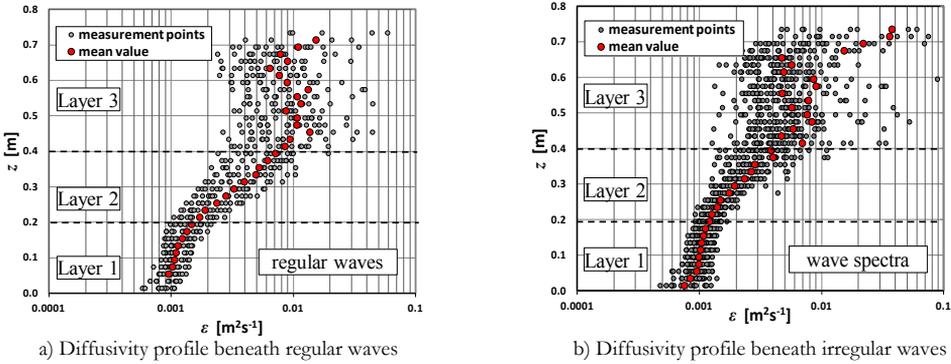
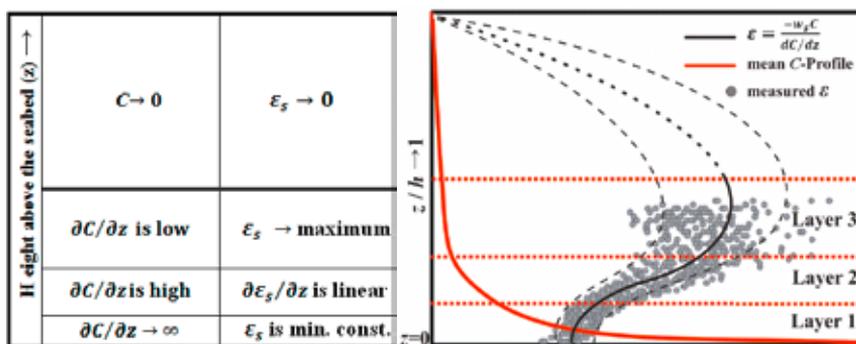


Figure 17: Sediment diffusivity profiles at heights z above the seabed beneath (a) regular waves ($H=0.8-1.2\text{m}$, $T=5\text{s}$, $h=3.15-3.23\text{m}$) and (b) irregular waves ($H_s=0.8-1.2\text{m}$, $T=5\text{s}$, $\gamma=1-9.9$, $h=3.17-3.21\text{m}$). Grey points represent the measured sediment diffusivities with height above the seabed while the red points indicate the mean values of the plotted points at the corresponding heights

Furthermore, a comparison between Figure 17 a and Figure 17 b shows that the sediment diffusivities beneath regular waves (graph a) are somewhat greater than the diffusivity values beneath irregular waves (graph b) at the same heights above the seabed. This effect is more pronounced within layer 2, which indicates that momentum transfer induced by regular waves is greater at higher elevations than for irregular waves. As discussed in Section 4.2, the suspended sediment concentration distribution under the action of both regular and irregular waves decreases exponentially. However, at higher elevations above the seabed ($z > 20\text{ cm}$), both the magnitude of the suspended sediment concentration and the distribution gradient ($\partial c / \partial z$) decrease drastically. Within layer 2 for regular waves, the suspended sediment concentration event approximately attains a constant value, thereby resulting in larger values of sediment diffusivity compared to those obtained under irregular wave conditions (cf. Figure 16 b). However, the increase in sediment diffusivity at higher elevations is more obvious up to about 40 cm above the averaged seabed level (within level 2; the transitional layer). Despite the inherent scatter in the ABS measurements at higher elevations ($z > 40\text{ cm}$; layer 3; the region of low concentrations), the mean sediment diffusivity tends to approximately attain a maximum value of about $0.01\text{ m}^2/\text{s}$ for both regular and irregular waves (see Figure 17 a and b). Furthermore, the mean grain size in suspension ($d_{50,s}$) also decreases and becomes almost constant at higher elevations (see Figure 16 a). Therefore, based on the very low concentration gradient ($\partial c / \partial z \rightarrow 0$) and almost uniform gradient of suspended grain-size ($\partial d_{50,s} / \partial z \rightarrow 0$), the sediment diffusivity tends to attain a maximum and remains constant with height above the seabed within layer 3 (upper concentration level) (cf. Equation 8). Due to the large scatter, however, the measurement points in layer 3 are not representative enough to indicate a clear trend for the mean sediment diffusivity distribution at higher levels ($z > 40\text{ cm}$) (Figure 17 a and b). Owing to a very rapid decrease in the suspended sediment concentration with height above the seabed at higher elevations, however, the sediment diffusivity decreases drastically towards the water surface and the general form of the

vertical distribution of averaged sediment diffusivity becomes parabolic (see Figure 18). The parabolic form of the time-averaged wave-induced eddy viscosity $\bar{\nu}_t$, with distance from the bed has also been reported by previous researchers (NIELSEN, 1992; GARCIA, 2007; MARGVELASHVILI, 2003) (see also AHMARI, 2012). Figure 18 a and b show the variation of mean sediment diffusivity (black line in graph b) based on the vertical distribution of suspended sediment concentration (red line in graph b) related to the height above the seabed (z). As explained in the table on the left (Figure 18-a), due to the action of the coherent structures and the high suspended sediment concentration gradient ($\partial C/\partial z$) in the first layer (ca. 20 cm) above the seabed, the sediment diffusivity is minimum and almost constant above the seabed. Within the second layer, the coherent sediment-laden vortices disintegrate and momentum transfer takes place by random turbulence. As is clearly evident in the figure, the suspended sediment concentration gradient decreases compared to the first layer and the mean sediment diffusivity increases almost linearly. Additionally, the mean suspended sediment concentration, C , is still high within layer 2 compared to the concentrations at higher elevations. This means that the decrease in the suspended sediment gradient ($\partial C/\partial z$) is greater than that of the suspended sediment concentration itself. Above Layer 2, a balance seems to occur between the reduction in the concentration gradient ($\partial C/\partial z$) and the reduction in the absolute magnitude of the mean suspended sediment concentration (\bar{C}). This leads to a maximum value of sediment diffusivity at this height above the seabed (maximum diffusivity of suspended sediment, ϵ_{\max}). Due to a sharp decrease in the mean concentration at higher elevations (above layer 3), the mean sediment diffusivity profile decreases drastically towards the water surface.



a) Variation of ϵ_s and SSC with height (ϵ_s)

b) ϵ_s and mean \bar{C} -profile with height above a rippled seabed (z)

Figure 18: Variation of mean sediment diffusivity (black line; graph b) based on the mean suspended sediment concentration profile (red line; graph b) related to the height above a rippled seabed (z)

In order to represent the trends in sediment diffusivity and assess the consistency of the results given by different approaches, the sediment diffusivity profiles were normalised using the four most frequently applied scaling procedures adopted in previous research studies given by THORNE et al. (2009), including the mean values for each case as follows:

$$\left. \begin{aligned}
 &\text{a) } \varepsilon_s / \kappa \bar{u}_* h \text{ with } z/h \\
 &\text{b) } \varepsilon_s / \kappa \bar{u}_* \delta_w \text{ with } z/\delta_w \\
 &\text{c) } \varepsilon_s / U \eta_r \text{ with } z/\eta_r \\
 &\text{d) } \varepsilon_s / U k_s \text{ with } z/k_s
 \end{aligned} \right\} \quad (12)$$

with

$$\bar{u}_* = 0.763 (f_w / 2)^{0.5} U \quad (13)$$

$$f_w = 0.237 \left(\frac{k_s}{A_0} \right)^{0.52} \quad (14)$$

$$\delta_w = \bar{u}_* / \omega \quad (15)$$

where δ_w is the scale thickness of the wave boundary layer; \bar{u}_* the mean friction velocity; U the wave-induced flow velocity amplitude just above the wave bottom boundary layer; ω the radian frequency; f_w the friction factor; η_r the ripple height; z the height above the ripple crest; h the water depth; and Karman’s constant, $\kappa = 0.4$. According to the suggestion proposed by THORNE et al. (2002, 2009), the equivalent bed roughness k_s for a rippled seabed is taken as follows:

$$k_s = 25 \eta_r (\eta_r / \lambda_r) \quad (16)$$

where λ_r is the ripple length and η_r the ripple height. According to THORNE et al. (2009), Equation (16) represents the convective contribution to the upward mixing of momentum and sediment more precisely than the relation suggested by NIELSEN (1992), in which $k_s = 8 \eta_r (\eta_r / \lambda_r)$. Figure 19 shows the results of the normalised data for the tests over a rippled seabed under the action of regular waves ($H = 0.8\text{-}1.2\text{m}$, $T = 5\text{s}$, $h \approx 3.18\text{m}$). The grey dots represent the sediment diffusivities measured in each test and the dark dots, the averaged profile for each normalisation. As can be seen in Figure 19 a,b,c and d, all four normalisations clearly show a common trend in the sediment diffusivity profiles, as is also evident in Figure 17 a and b. The three identified layers for the sediment diffusivity profiles depicted in Figure 17 can also be recognised in all normalised plots in Figure 19. The normalisations given in Figure 19 show how the normalised sediment diffusivity remains almost constant at a low value with relative height above the seabed within layer 1, increases linearly with relative height within layer 2 and tends to approach a constant high value with normalised height above the seabed within layer 3. The averaged profile of sediment diffusivity in each normalisation takes on the form of the normalised sediment diffusivity with relative height above the seabed in the rippled seabed regime, as is also evident in the sediment diffusivity profiles before normalisation (see Figure 17). THORNE et al. (2009) considered the normalisation given by Equation (12 d) (see Figure 19 d) as a final result to describe sediment diffusivity above ripples mathematically. In this study the same normalisation is adopted to permit possible comparisons with the results of THORNE et al. (2009).

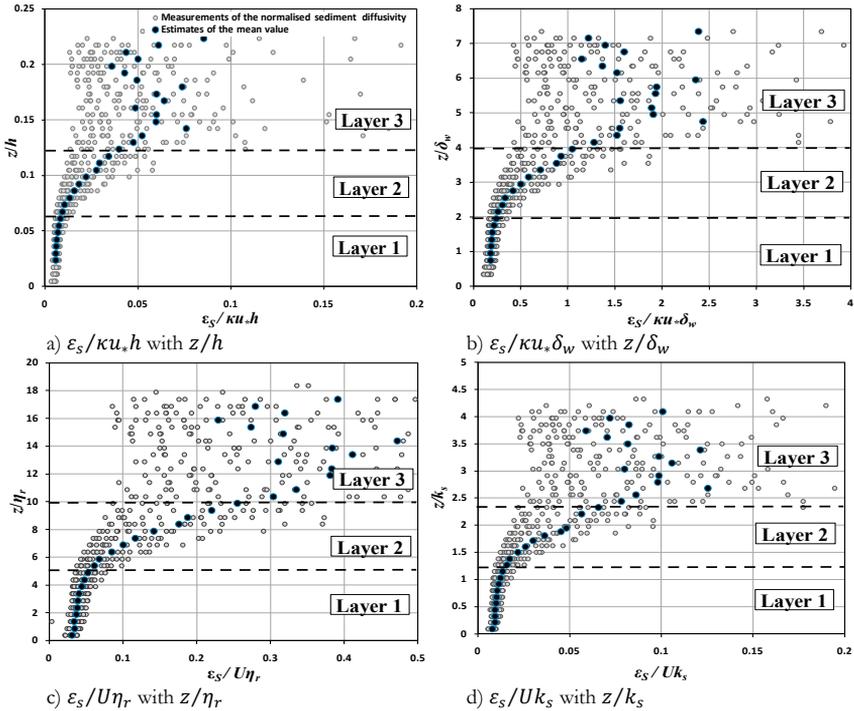


Figure 19: Normalised sediment diffusivities vs. normalised height above a rippled seabed under the action of regular waves ($H = 0.8-1.2\text{m}$, $T = 5\text{s}$, $h \approx 3.18\text{m}$)

5.5.3 Interpretation of the sediment diffusivity profiles and empirical prediction formulae

Figure 20 shows comparisons of averaged sediment diffusivities ($\epsilon_s / U k_s$) with height above the seabed (z/k_s). Figure 20 a shows mean sediment diffusivity profiles whereas Figure 20 b shows normalised mean sediment diffusivity profiles. The profiles plotted with blue circles are for regular waves ($H = 0.8 - 1.2\text{ m}$, $T = 5\text{ s}$, $h = 3.20\text{ m}$) while those plotted with red circles are for irregular waves (JONSWAP-spectra with $H_s = 0.8-1.2\text{ m}$, $T_p = 5\text{ s}$, $h = 3.18\text{ m}$, $\gamma = 1.0-9.9$). As is evident in the figure, there are no significant differences between the two cases within layer 1, which extends from the seabed to a normalised height of $z/k_s = 1.2$ above the seabed. Within layer 1, the normalised sediment diffusivity remains almost constant ($\epsilon_s / U k_s \approx 0.01$) beneath both regular and irregular waves. Above this height (layer 2), the averaged sediment diffusivity increases linearly in both cases. As discussed above, the mean sediment diffusivity generated beneath regular waves is significantly greater than beneath irregular waves at each height level in layer 2.

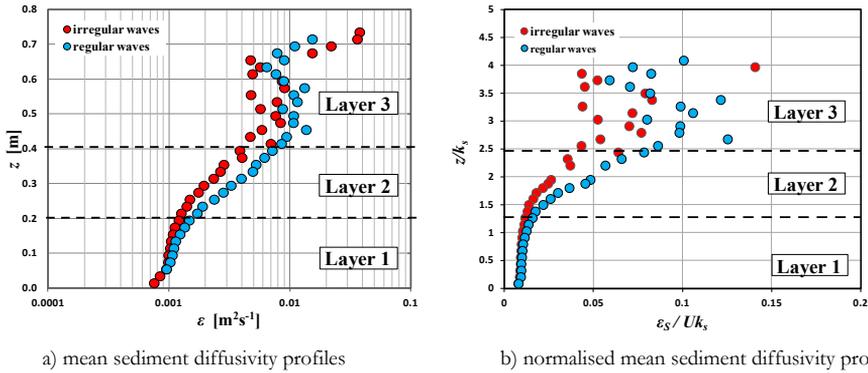


Figure 20: Comparison between mean sediment diffusivity profiles above a rippled seabed calculated for irregular waves (red circles) ($H=0.8, 1.0, 1.2\text{m}; T=5\text{s}$) and regular waves (blue circles) ($H_s=0.8, 1.0, 1.2\text{ m}; T_p=5\text{s}; \gamma=1.0-9.9$); (a) mean sediment diffusivity profiles and (b) normalised mean sediment diffusivity profiles

Although the behaviour of the mean sediment diffusivity distribution becomes less clear at higher elevations ($z/k_s > 2.5$), a maximum value is distinctly recognisable at the top of layer 2. Empirical expressions were finally fitted to the mean sediment diffusivity profiles within layers 1 and 2 for both sets of measurements beneath regular and irregular waves (Figure 21 a and b; up to 40 cm above the seabed), respectively, to describe the variation of sediment diffusivity with height above the seabed. Due to the high attenuation in concentration measurements at higher elevations, the derivation of a clear expression to describe the mean distribution of measured diffusivities in layer 3 is hardly possible.

- Beneath regular waves (Figure 21 a)

$$\epsilon_s = \xi_1 U k_s \quad z \leq 1.2 k_s \tag{17}$$

$$\epsilon_s = \xi_2 U (z - k_s) \quad 1.2 k_s < z < 2.5 k_s \tag{18}$$

where $\xi_1 = 0.0112, \xi_2 = 0.06$.

- Beneath irregular waves (Figure 20 b):

$$\epsilon_s = \xi_1 U k_s \quad z \leq 1.5 k_s \tag{19}$$

$$\epsilon_s = \xi_2 U z - \xi_3 U k_s \quad 1.5 k_s < z < 2.5 k_s \tag{20}$$

where $\xi_1 = 0.0112, \xi_2 = 0.039$ and $\xi_3 = 0.047$

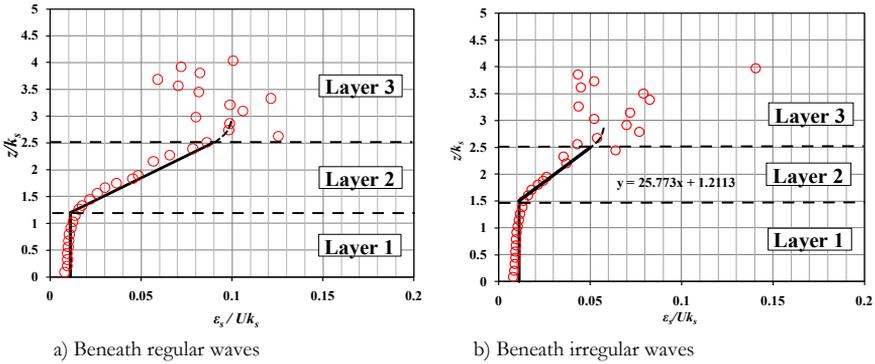


Figure 21: Mean measured normalised sediment diffusivity above a rippled seabed induced by non-breaking waves. a) beneath regular waves, b) beneath irregular waves

Furthermore, Figure 21 a and b clearly illustrate the constant form of the sediment diffusivity profiles up to $z = 1.2 k_s$ above the seabed in the case of regular waves and $z = 1.5 k_s$ in the case of irregular waves. Taking into account the fact that the absolute height of the area in which the sediment diffusivity is constant is approximately $z = 20$ cm in both regular and irregular wave regimes (see Figure 17 a and b), it can be concluded that the equivalent roughness, k_s , above a rippled seabed is approximately:

$$k_s \approx 2.6\eta_r \text{ under irregular waves and}$$

$$k_s \approx 3\eta_r \text{ under regular waves} \tag{21}$$

Table 7 comparatively summarises the empirical formulae for sediment diffusivity determined in previous studies. The measurements beneath regular waves performed by THORNE et al. (2009) suggest that sediment diffusivity remains almost constant close to the ripple surface (layer 1 shown in Figure 21). This may be explained by the action of coherent structures (gradient diffusion) in a layer with a thickness of almost three times the ripple height ($3\eta_r$). Due to disintegration of the well-organised coherent structures at higher elevations (layer 2 in Figure 20), sediment diffusivity is no longer constant but increases linearly with height above the seabed. Considering the formulations for sediment diffusivity within layer 1 suggested by NIELSEN (1992) and VAN RIJN (1993), the value predicted by Nielsen’s formulation ($\epsilon_s=0.016 UK_s$) is much closer to the value determined in the presented study ($\epsilon_s=0.0112 UK_s$) than the value calculated on the basis of Van Rijn’s suggestion, which is very close to the near-bed sediment diffusivity obtained by THORNE et al. (2009) ($\epsilon_s=0.029 UK_s$). The discrepancy in relative sediment diffusivities in different test series can be explained by the fact that the mean grain size used in the present study ($d_{50b}=0.24$ mm) was about 30% smaller than that used by THORNE et al. (2009) ($d_{50b}=0.33$ mm). Taking into account that the heavier the sediment particles are then the larger is the settling velocity, the mean sediment diffusivity will consequently be smaller in the case of finer sand (see Equation 11). Furthermore, the different hydrodynamic conditions under which tests were carried out in the different studies (e.g. water depth, wave heights, wave periods and wave asymmetry) account for different ripple steepnesses, different

periodic shear stresses, $\bar{\tau}$, velocity gradients ($\partial u/\partial z$), momentum transfer and consequently, different wave-induced turbulent eddy viscosities, $\nu_{t,}$, above the seabed.

Table 7: Summary of empirical prediction formulae for sediment diffusivity above rippled beds

	Formulations	Parameter	Remarks
NIELSEN (1992)	$\varepsilon_s = \xi_1 U k_s$	$\xi_1 = 0.016$ $k_s = 8\eta_r(\eta_r/\lambda_r)$	Near bed sediment diffusivity (regular waves)
VAN RIJN (1993)	$\varepsilon_s = \alpha_b U k_s \quad (z \leq \zeta_s)$ $\varepsilon_m = \alpha_m \frac{Hh}{T}$	$\zeta_s = 3\eta_r$ (thickness of the near bed mixing layer) $\alpha_b = 0.004D_*$ $D_* = d_{50}[(s-1)g/v^2]^{1/3}$ $\alpha_m = 0.035$	ε_s : Sediment diffusivity near the seabed ($z \leq \zeta_s$) ε_m : Eddy viscosity in the upper layer (regular waves)
LEE et al. (2002)	$\varepsilon_s = \beta \kappa \bar{u}_* z$	$\bar{u}_* = 0.763(f_w/2)^{1/2} U$ $f_w = 0.237 \left(\frac{k_s}{A_s}\right)^{0.52}$ $\kappa = 0.4$	Linear increase in ε_s with the height above the seabed (regular and irregular waves)
THORNE et al. (2009)	$\varepsilon_s = \xi_1 U k_s;$ ($0 < z \leq 1.3k_s$) $\varepsilon_s = \xi_2 U z - \xi_3 U k_s$ ($z > 1.3k_s$)	$\xi_1 = 0.029$ $\xi_2 = 0.028$ $\xi_3 = 0.007$ $k_s = 25\eta_r(\eta_r/\lambda_r)$	Sand size $d_{50}=330 \mu\text{m}$; Under regular waves: ($H=0.5$ and 0.8 m) ($T=5$ s and $h\approx 4.5$ m)
AHMARI (2012)	$\varepsilon_s = \xi_1 U k_s \quad (0 < z \leq 1.2k_s)$ $\varepsilon_s = \xi_2 U(z - k_s)$ ($1.2 k_s < z < 2.5k_s$)	$\xi_1 = 0.0112$ $\xi_2 = 0.06$ $k_s = 25\eta_r(\eta_r/\lambda_r)$	Sand size $d_{50}=242 \mu\text{m}$; Under regular waves ($H=0.8, 1.0, 1.2$ m) ($T=5$ s and $h\approx 3.2$ m)
AHMARI (2012)	$\varepsilon_s = \xi_1 U k_s \quad (0 < z \leq 1.5k_s)$ $\varepsilon_s = \xi_2 U z - \xi_3 U k_s$ ($1.5 k_s < z < 2.5k_s$)	$\xi_1 = 0.0112$ $\xi_2 = 0.039$ $\xi_3 = 0.047$ $k_s = 25\eta_r(\eta_r/\lambda_r)$	Sand size $d_{50}=242 \mu\text{m}$; Under irregular waves ($H_i=0.8, 1.0, 1.2$ m) ($T_p=5$ s and $h\approx 3.2$ m)

Within layer 1 close to a rippled seabed ($z/k_s < 1.2$ for irregular wave conditions and $z/k_s < 1.5$ for regular wave conditions; see also Figure 5.10 and Table 5.3), the following conclusions may be drawn:

- under low to transitional energy flow conditions involving fine to medium sand, the empirical formula given by NIELSEN (1992) seems to yield a better prediction of sediment diffusivity within the near ripple layer, whereas
- under low energy flow conditions above coarse sand, the formulation of VAN RIJN (1993) appears to be more applicable.

Table 8: Summary of the test conditions for tests performed by THORNE et al. (2009) and for tests performed in this study

Experiments	Bed Material	Grain Size [μm]			H, H_s [m]	T, T_s [s]	H [m]	Bed Form
		d_{10}	d_{50}	d_{90}				
THORNE et al. (2009)	medium to coarse sand	170	330	700	0.6 - 1.1	4-6	4.5	“well developed 2D Steep Ripples” $\eta_r/\lambda_r = 0.14, \hat{\theta} < 0.2$ $A/k_s = O(1)$ $Re = O(10^3 - 10^4)$
	fine sand	95	160	300	0.5 - 1.1	4-6	4.5	“Dynamically plane bed” $\eta_r/\lambda_r = 0.07, \hat{\theta} > 0.7$ $A/k_s = O(100 - 1000)$ $Re = O(10^6 - 10^7)$
AHMARI (2012)	fine to medium sand	125	242	470	0.8-1.0	7, 5	3.2	“2D and 3D ripples” $\eta_r/\lambda_r > 0.12, \hat{\theta} < 0.7$ $A/k_s = 2 - 30$ $Re = O(10^5 - 10^6)$

Considering the value of constant sediment diffusivity above a rippled seabed predicted by Nielsen’s formula ($\epsilon_s=0.016 Uk_s$) in layer 1, good agreement is obtained between this prediction and the sand diffusivities determined in this study for both regular and irregular waves. Within er 2 ($1.2 k_s < z < 2.5k_s$ for regular waves; $1.5 k_s < z < 2.5k_s$ for wave spectra), the sediment diffusivity distribution is no longer constant but increases linearly with height above the seabed. This is verified by the averaged sediment diffusivities measured by THORNE et al. (2009) and the diffusivities measured in this study as well as the values predicted by the formulae of VAN RIJN (1993) and LEE et al. (2002). For further details of sediment diffusivity and sediment diffusivity above plane seabeds see AHMARI (2012).

6. 1 D V model for suspended sand concentrations above rippled seabeds

As mentioned in Section 2.4, a number of modelling techniques are available for predicting time-averaged and time-dependent sediment transport in terms of suspended load, bed load or sheet flow under different steady and unsteady flow regimes, which, according to NIELSEN (1992), may be subdivided into two main groups:

- $C * u$ integrated models: concentration times velocity integral.
- Particle trajectory models: time-averaged pick-up range times the average distance travelled by sediment particles.

From the practical point of view, it is important to be able to predict the suspended sediment flux above vortex ripples (magnitude and transport direction), which constitutes a major part of the total time-averaged and time-dependent sediment transportation in the nearshore zone. Further details of the latter are discussed in the following.

6.1 Time-dependent suspended sediment concentrations

When waves propagate towards the shoreline, the hydrodynamic regime changes along the beach profile (AHMARI, 2012). These changes result in different bed forms, which in turn modify the structure of the wave bottom boundary layer and thus the mechanism of near-bed sediment entrainment. As extensively discussed in Section 5.2, flow separation on steep ripple crests contributes to the separation of the wave bottom boundary layer and consequently to an enhancement of sand particle entrainment around the ripples by the generation of lee vortices, which are brought into suspension by the shedding process at times of flow reversal. In fact, the time-dependent suspended load represents a more significant transport mode above a rippled seabed than above a plane seabed. Moreover, due to the absence of steep ripples on plane seabeds and for higher near-bed flow energy, the dominant sediment transport mode is sheet flow. The extensive analysis of the observations of intrawave sediment concentration distributions above a rippled seabed given in Section 5 has shown that the coherent sediment dynamics induced by forcing hydrodynamics around a steep ripple can be subdivided into three distinct mechanisms:

- Flow separation and vortex generation: generation of vortices under positive and negative flow conditions on the leeward side of steep ripples.
- Sediment entrainment: detachment of fully-developed sediment-rich vortices from the ripple surface.
- Sediment-laden vortex shedding: advection of detached sediment-laden vortices during flow reversal to higher elevations above the seabed followed by shedding processes in the onshore and offshore directions.

While the bed shear stress concept applies well to a description of sediment motion on the seabed due to the contact of sediment particles with the seabed surface during the flow period, this approach cannot be fully applied to describe time-dependent sediment entrainment at the ripple crest level, as sediment-laden vortices are detached from the ripple crest at the time of the flow reversal. NIELSEN (1979) explained that under wave action, when the flow is unsteady, there is no instantaneous equilibrium between the bed shear stress and the suspended sediment concentration (non-equilibrium conditions). Hence, under unsteady flow conditions, upward sediment flux at the seabed should be defined in the form of a pick-up function, $p(t)$:

$$-\varepsilon_s \frac{\partial c}{\partial z} = p(t) \quad (22)$$

Moreover, the sediment concentration close to the seabed increases when dense sediment clouds settle from above, while at this moment, the shear stress at the seabed is zero. It is therefore obvious that the time dependency of $c(z_0, t)$ cannot be prescribed directly ($c(z_0, t) = c_0(t)$) without assuming instantaneous equilibrium between the flow condition and sediment concentration (NIELSEN, 1979, 1992). For this reason, a number of studies (VAN RIJN, 1984; THORNE et al., 2002; DAVIES and THORNE, 2005) suggest a different modelling approach based on different boundary conditions in which sediment entrainment and sediment deposition are considered independently (NIELSEN, 1992).

6.2 Pick-up function for sediment entrainment

NIELSEN (1992) explained that because an analysis of the time-dependent shear stress is very complicated, it is very difficult to derive a formula using the instantaneous Shields parameter, $\theta'(t)$. He subsequently suggested using a time-varying sediment pick-up function based on the gradient of the suspended sediment concentration near the seabed ($\partial c/\partial z$) to overcome the difficulties associated with a varying reference concentration based on the grain roughness Shields parameter (NIELSEN, 1992; SOULSBY, 1997). As mentioned in Section 5.2 (also discussed in previous studies, e.g. by HOMMA and HORIKAWA, 1962; NAKATO et al., 1977; NIELSEN, 1992; VAN DER WERF, 2006; THORNE et al., 2003; DAVIES and THORNE, 2005), the concentration event near a rippled seabed is represented by several peaks during a wave cycle, which corresponds to the action of sediment-laden vortices close to the ripple surface. This indicates that the entrainment of sand particles is closely related to the significant change in the wave bottom boundary layer and consequently to the breakdown of sand particle friction at the seabed followed by the detachment of sedimentary structures from the seabed surface and their advection into the water column above the seabed. From the point of view of sediment transport modelling of the phase-dependent suspended sediment transport near a rippled seabed induced by non-breaking waves, sediment entrainment should therefore be based on a cyclic ejection of the bed sediment particles into the water column. This pulsating ejection mechanism is described by a pick-up function, $p(t)$, which should have one input peak during each wave half-cycle at the time of flow reversal when suspended particles are entrained into the water column by the generated lee vortices. This ejection mechanism takes into account the sediment entrainment event above the observed ripple (see also Sections 5.2 and 5.2) while neglecting the “disturbing peaks” from adjacent ripples. The pick-up function, $p(t)$, is thus a non-negative function which describes the phase-dependent sediment concentrations, $c(x, 0, t)$, entrained into the water column. The spatial variation of the suspended sediment concentration can generally be described by the conservation equation:

$$\frac{\partial c}{\partial t} = -\text{div}(u_s c) \quad (23)$$

As mentioned in the last Section, there is no instantaneous equilibrium regarding the amount of picked-up sediment under unsteady flow conditions (e.g. waves). This “disequilibrium” can be prescribed using an appropriate pick-up function (NIELSEN, 1984; SVENDSEN, 1977), which requires the following boundary conditions:

$$z = 0: -\varepsilon_s \frac{\partial c}{\partial z} = p(t)$$

$$z \rightarrow \infty: c_s = 0$$

$$\text{Periodicity: } c(z, t + T) = c(z, t) \quad (24)$$

NIELSEN (1979) introduced a non-negative function with one distinct peak during each wave half-cycle, which is derived from observations of the concentration fields as follows:

$$p(t) = \frac{P_0}{1+\mu} \frac{(2m)!!}{(2m-1)!!} \left[\cos^{2m} \frac{1}{2}(\omega t - \psi^+) + \mu \cos^{2m} \frac{1}{2}(\omega t - \psi^-) \right] \quad (25)$$

where P_0 is the reference pick-up value, m the peak enhancement coefficient (a positive integer), and ψ^+ and ψ^- the phase angles of the zero down-crossing and zero up-crossing of the wave-induced flow velocity, respectively. Figure 22 a shows the variation of the normalised phase-dependent pick-up function, $p(\phi)/P_0$, with different values of the peak enhancement factor, $m = 2-40$. It is clear that the coefficient m controls the enhancement of the concentration peaks, which in turn corresponds to the density of the near-bed sedimentary structures. This means that any increase in the enhancement factor, m , should control the increase in the entrained sediment concentration and consequently the increase in hydrodynamic forcing at the time of entrainment (i.e. at the time of the flow reversal). This offers a means of prescribing a value for m which takes account of the instantaneous hydrodynamics. Figure 22-b shows the interaction between the ratio of the extreme concentration peak to the phase-averaged mean concentration, $C^+/\langle C_0 \rangle$, and the wave steepness, H/L , above steep ripples beneath regular waves for a constant wave period, $T = 5$ s and varying wave height ($H = 0.8, 1.0$ and 1.2 m). The panel inset shows the tendency of an increase in the concentration peak with increasing wave steepness. Although a number of representative results are required to confirm a representative trend, a first indication of the proportionality between the intensity of the near-bed suspended sediment concentration event described by the ratio $C^+/\langle C_0 \rangle$ and the hydrodynamic forcing described by the wave steepness, H/L , is established.

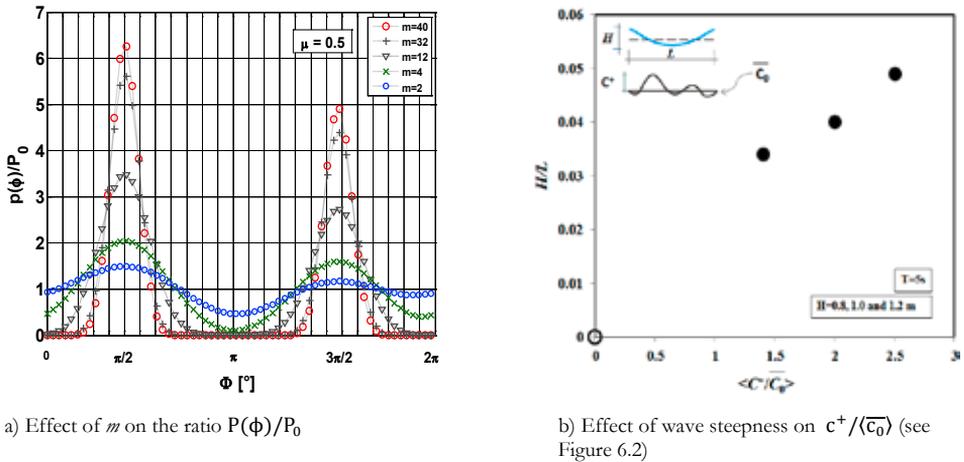


Figure 22: (a) Variation of the ratio $P(\phi)/P_0$ with increasing peak enhancement factor, m , for a constant asymmetry shape factor, μ , and (b) Variation of the positive extreme concentration peak normalised by the phase-averaged mean concentration, $C^+/\langle C_0 \rangle$, with wave steepness, H/L

Moreover, due to the fact that the Shields parameter, θ , is proportional to the square of the velocity amplitude, the characteristics of the phase-dependent sediment entrainment above a rippled

seabed represented by the suspended sediment concentration peaks in a phase ensemble averaged concentration domain must correspond to the asymmetry shape factor, μ , as suggested by NIELSEN (1979):

$$\mu = \left(\frac{U^-}{U^+}\right)^2 \tag{26}$$

where U^- and U^+ denote the extreme velocities under wave troughs and wave crests, respectively, within a phase ensemble averaged wave cycle. Figure 23 shows a comparison between the normalised phase-dependent reference concentration with the phase ensemble averaged reference concentration, $\langle c_0(\Phi)/\overline{C_0}(\Phi) \rangle$, and the normalised pick-up function, $p(\Phi)/P_0$, calculated using Equation (25) for the phase ensemble averaged concentration field over a large number of successive wave cycles for a) irregular waves and b) regular waves, respectively.

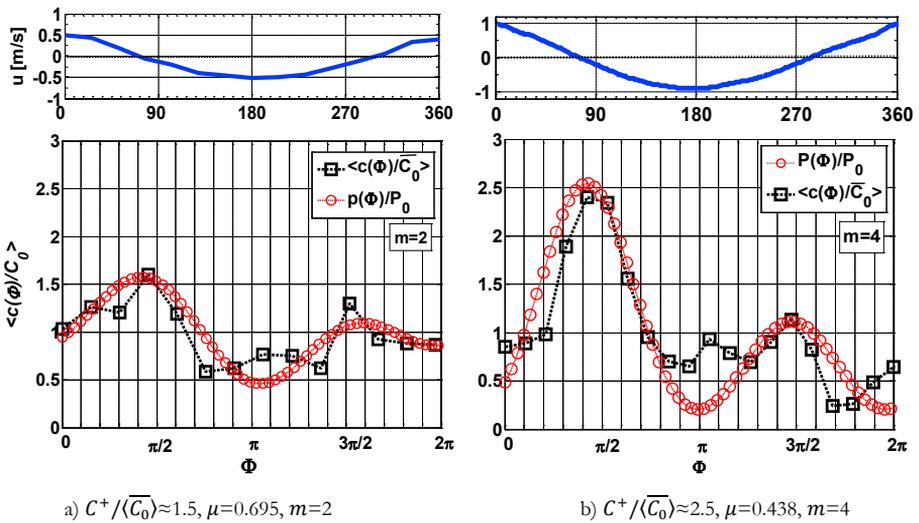


Figure 23: Comparison between the measured normalised phase ensemble averaged reference concentration, $\langle c_0(\Phi)/\overline{C_0} \rangle$, and that predicted by the pick-up function, $p(\Phi)/P_0$, (Equation 6.4) for (a) irregular waves and (b) regular waves

As can be seen in Figure 23, the extreme concentration peaks representing suspended sediment ejections at the times of flow reversal (at $\Phi \approx \pi/2$ and $3\pi/2$) are reasonably well predicted by the pick-up function (Equation 25) using (a) a peak enhancement factor of $m=2$ and 4 by $C^+/\overline{C_0} = 1.5$ and (b) a peak enhancement factor of $m=4$ with $C^+/\overline{C_0} = 2.5$ (see also Figure 6.1). As illustrated by Figure 22 b, the ratios $C^+/\overline{C_0} = 1.5$ and 2.5 , corresponding to $H/L=0.034$ and 0.048 , respectively, can be reasonably represented using $m=2$ and 4 in the pick-up function, $p(t)$, (Equation 25). Additionally, the proportionality between the negative and positive extreme concentration peaks, C^- and C^+ which occur during the negative and positive wave half-cycles under the maximum negative and maximum positive wave-induced flow velocities, U^- and U^+ , can be well estimated using the asymmetry factors $\mu = (U^-/U^+)^2 = 0.695$ and 0.438 , respectively (see Equation 25; cf. Figure 23 a and b).

6.3 1DV model for predicting wave-induced suspended sediment transport

According to NIELSEN (1992), if the mixing length, l_m , is small compared to the overall height of the vertical concentration profile, the mixing process is essentially diffusive and the pure gradient diffusion solution can be used to describe the upward sediment flux. Conversely, if the mixing length, l_m , is of the same order of magnitude of the overall height of the concentration profile, the mixing process is convective and a different modelling concept must be applied. In this context, THORNE et al. (2002) suggested that for the first near-bed layer ($z < 3\eta_r$), a pure gradient diffusion solution characterised by a near-bed sediment diffusivity represents an appropriate modelling strategy, whereas for the area above this layer, the convection-diffusion solution might be more applicable. Against this background, a predictive 1DV mathematical semi-analytical modelling concept is now considered for modelling the time-dependent suspended sediment entrainment above the seabed under the action of non-breaking regular and irregular waves. This modelling concept is based on the continuity equation above a horizontally-averaged seabed level. The model was parameterised using the hydrodynamic and morphodynamic measurements obtained from the large-scale tests performed in this study for both non-breaking regular and irregular wave regimes (see Sections 3, 4, 5). As extensively discussed in Section 5, within a layer with a thickness of about $3\eta_r$ above a rippled seabed (η_r is the ripple height) (layers a and b in Figure 6.12, Section 6.1.6 in AHMARI, 2012), the wave bottom boundary layer separates on the leeward side of the ripple. Vortices are thus generated on the leeward side of the ripples due to momentum transfer. Above this layer, $z > 3\eta_r$, the shedding of sediment-rich detached vortices occurs at the time of flow reversal (layer c in Figure 6.12, Section 6.1.6 in AHMARI, 2012). Furthermore, observations indicate that at higher elevations, the coherent sediment-laden structures almost disappear and sediment clouds are transported by random turbulence (THORNE et al., 2002). This confirms the fact that the transport of suspended particles under wave-induced flow at higher elevations become more uniform compared to that close to the seabed ($0 < z < 3\eta_r$). This demonstrates the importance of the concentration event close to the ripple surface compared to the concentration event in upper layers.

6.4 Governing equations

The 1DV model proposed by NIELSEN (1979) for the time-dependent phase ensemble averaged intrawave suspended sediment transport above a rippled seabed during a wave cycle is extensively described in the following. For the 1DV modelling of time-dependent sediment entrainment, the following two basic assumptions are necessary (SVENDSEN, 1977; NIELSEN, 1979):

- All sediment particles move in suspension, as represented by the dominance of suspended load in a non-breaking wave regime above ripples.
- The sediment fraction that settles at the level of the ripple crest, $w_s \cdot c(0, t)$, and the sediment fraction picked up, $p(t) = -\varepsilon_s(\partial c / \partial z)$, are treated separately.

The governing equation that describes the temporal distribution of the suspended sediment concentration, $\partial c / \partial t$, is the conservation equation. This may be approximated by the one-dimensional non-steady diffusion equation as follows:

$$\frac{\partial c}{\partial t} - w_s \frac{\partial c}{\partial z} - \frac{\partial}{\partial z} \left(\varepsilon_s \frac{\partial c}{\partial z} \right) = 0 \tag{27}$$

where ε_s is the sediment diffusivity and w_s the settling velocity. In order to model the periodic nature of wave-induced sediment entrainment around sand ripples, the corresponding functions are considered in terms of their Fourier components. According to NIELSEN (1979), complex formulations are used to simplify all calculations, considering the fact that the physical properties correspond to the real part of the complex numbers:

$$c_n(z, t) = \sum_0^N c_n e^{in\omega t} \zeta_n \tag{28}$$

where $c_n e^{in\omega t}$ is the periodic component of $c_n(z, t)$ with a period T/n . According to NIELSEN (1979), in the case of rippled seabeds under the action of non-breaking waves, where the sediment diffusivity remains constant in a near-bed layer with a thickness of $z \approx 3\eta_r$ (see Section 6.1.6, Figure 6.12 in AHMARI, 2012), an ordinary linear differential equation can be written as follows by inserting Equation (28) into Equation (27) and dividing by $c_n e^{in\omega t}$:

$$\zeta_n'' + \left(\frac{w_s}{\varepsilon_s} \right) \zeta_n' - i \frac{n\omega}{\varepsilon_s} \zeta_n = 0 \tag{29}$$

where “ ’ ” denotes a differentiation with respect to z and ζ_n :

$$\zeta_n = e^{-\frac{w_s}{\varepsilon_s} z} \alpha_n \tag{30}$$

where:

$$\alpha_n = \frac{1}{2} + \sqrt{\frac{1}{4} + i \frac{n\omega \varepsilon_s}{w_s^2}} \tag{31}$$

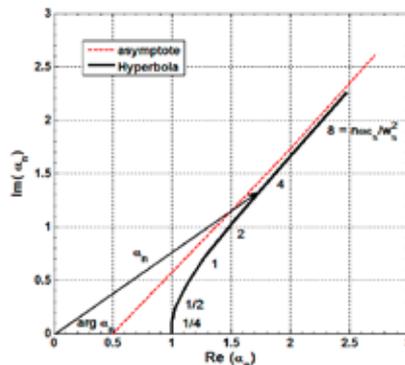


Figure 24: Variation of the complex number α_n for the pure diffusive solution (Equation 6.10 in NIELSEN, 1992)

Figure 24 shows the variation of the complex coefficient, α_n . NIELSEN (1992) underlined the fact that in case of the pure diffusive solution the coefficient α_n differs from the complex coefficient for pure convection, β_n , since the real part of parameter α_n , $Re\{\alpha_n\}$, is a function of the radian frequency, ω , and the imaginary part of α_n , $Im\{\alpha_n\}$, is not proportional to $n\omega$. This means that the different harmonic components of the diffusion formulation decay at different rates with elevation, z , and their time lags grow at different rates with z . Further, Figure 24 shows that the individual Fourier components, $c_n(z, t)$, decay with radian frequency (for more details, see NIELSEN, 1992). Moreover, the phase lag of the Fourier components grow differently with z , which is crucial regarding the observed increasing phase lags between the pick-up function at the ripple and the shedding process at higher elevations and represents the rapid blurring of the concentration peaks above steep ripples discussed in Section 6. Considering the boundary conditions given in Equation (24) and a simple harmonic pick-up function of the following form:

$$p(t) = P_n e^{in\omega t} \tag{32}$$

where P_n is the amplitude of the n -th harmonic of $p(t)$:

$$P_n = \frac{P_0 \alpha_n}{1+\mu}, P_0 = C_0 w \tag{33}$$

μ is the asymmetry shape factor, and:

$$\left\{ \begin{array}{l} \alpha_1 = \frac{2m}{(m+1)}, \quad n = 1 \\ \alpha_n = \frac{2m}{(m+1)} \dots \frac{m-(n-1)}{(m+n)} \dots, \quad n = 2,3,4, \dots \end{array} \right. \tag{34}$$

Where m is the peak enhancement coefficient.

By inserting Equations (30) and (31) into Equation (28) and taking into account the complex coefficient $(P_n/w\alpha_n)e^{-in\omega t}$ based on the boundary conditions (Equations 22 and 32), Equation (28) is inferred for modelling the distribution of suspended sediment concentration in both time and space above rippled seabeds beneath non-breaking waves as follows:

$$c(z, t) = \sum_0^N \frac{P_n}{w_s \left(\frac{1}{2} + \sqrt{\frac{1}{4} + i \frac{n\omega \varepsilon_s}{w_s^2}} \right)} e^{in\omega t} e^{-\frac{w_s z}{\varepsilon_s} \left(\frac{1}{2} + \sqrt{\frac{1}{4} + i \frac{n\omega \varepsilon_s}{w_s^2}} \right)} \tag{35}$$

Due to the fact that the physical phenomenon (here suspended sediment concentration) is expressed by taking the real part of the complex function, Equation (35) may be written as:

$$c(z, t) = \sum_0^N \frac{P_n}{w_s |\alpha_n|} e^{-\frac{w_s z}{\varepsilon_s} Re\{\alpha_n\}} \cos n[\omega t - \psi_n - \frac{1}{n} (arg \alpha_n + \frac{wz}{\varepsilon_s} Im\{\alpha_n\})] \tag{36}$$

6.5 Discussion of the considered 1DV model

As mentioned in Section 6.3, the 1DV model (Equation 36) is based on the diffusion equation and prescribes that all sediment particles are entrained in suspension. This is an important assumption for determining the phase lag between $p_n(t)$ and $c_n(z, t)$, which is clearly evident in the measured data. Equation (35) generally takes the same form as the modelling of the time-averaged vertical profile of the suspended sediment concentration distribution over the entire water column (reference concentration, c_0 , times the decay term, e^{-z/l_m}), which describes the concentration distribution with height above the seabed, z . In order to describe the temporal and spatial suspended sediment concentration distribution above ripples, however, the decay of sediment concentration above the seabed should be modelled more precisely. As indicated by Equation (35), the total phase lag of the suspended sediment concentration decay with height above the seabed can be modelled in both time (second term) and space (third term) separately. This separation of the phase lag between sediment entrainment and $c(z, t)$ is especially appropriate above steep ripples, where the generation of vortices on the leeward side of ripples and the shedding process during flow reversal depend on the concentration decay length above the ripple crest ($l_m = \epsilon_s/w_s$) as well as the times of flow reversal ($\omega t - \psi^\pm$). This can clearly be seen by examining the intrawave phase ensemble averaged concentration patterns presented in Section 5 (see Figures 13 and 14). Due to the fact that the coefficient α_n is a function of $n\omega$ and $\text{Re}\{\alpha_n\} > 1$, the different harmonic components of $c_n(z, t)$ decay differently with z . This is crucial regarding the limitation of the high suspended sediment concentration event close to the seabed, which tails off rapidly with height above the seabed such that the suspended sediment movement becomes fairly uniform when $z > 3\eta_r$ (see Section 6.1.6 in AHMARI, 2012). Furthermore, since the imaginary part of α_n , $\text{Im}\{\alpha_n\}$, is not proportional to $n\omega$ and $\text{Im}\{\alpha_n\} > 0$, the phase lag between sediment pick-up on the seabed and the sediment suspension transported at higher levels increases with z . In the formulation based on pure convection, on the other hand, the harmonic components and the time lag between $c(0, t)$ and $\int_0^\infty c(z, t) dz$ decay at the same rate at each elevation, z . This is due to the fact that in the pure convection solution, the real part of β_n is $\text{Re}\{\beta_n\} = 1$ for all ω and the imaginary part $\text{Im}\{\beta_n\}$ is a function of ω . Furthermore, the time lag grows at the same rate with z for all frequencies (for details of the pure convection solution, see NIELSEN, 1992). Moreover, the vertical decay length scale of the suspended sediment concentration, l_m , is replaced here by ϵ_s/w_s (NIELSEN, 1979). With regard to the sediment diffusivity, ϵ_s , Equations (17) and (36) are used to account for the constant sediment diffusivity induced by regular and irregular waves, respectively, close to a rippled seabed ($z < 1.5k_s$). This is calculated from the vertical profiles of the time-averaged ABS concentrations measured during the tests performed in the Group 1 experiments (see Table 3). As indicated by observations of the small-scale intrawave sediment entrainment above ripples for non-breaking regular and irregular waves, the weak asymmetry of the Stokes waves results in slight differences in the concentration fields between two wave half-cycles. For instance, Figure 14 shows that beneath weakly-asymmetric non-breaking Stokes waves, the concentration events in the first wave half-cycle under positively directed wave-induced near-bed flow are clearly larger than during the second wave half-cycle. This is due to the lower negative flow velocity amplitude close to the seabed compared to the higher positive flow velocity amplitude during the first wave half-cycle. Due to the fact that the amount of entrained sediment is almost proportional to the Shields parameter, θ , which is in turn proportional to the square of the velocity amplitude, NIELSEN (1979) suggest-

ed using the asymmetry coefficient, μ , to take account of this effect (Equation 26). Accordingly, Equation (36) may be reformulated:

$$c(z, t) = \sum_0^N \frac{P_n}{w_s |\alpha_n|} \left[\cos n \left(\omega t - \psi^+ - \frac{1}{n} \left(\arg \alpha_n + \frac{w_{sz}}{\varepsilon_s} \operatorname{Im} \{ \alpha_n \} \right) \right) \right. \\ \left. + \mu \cos n \left(\omega t - \psi^- - \frac{1}{n} \left(\arg \alpha_n + \frac{w_{sz}}{\varepsilon_s} \operatorname{Im} \{ \alpha_n \} \right) \right) \right] e^{-\frac{w_{sz}}{\varepsilon_s} \operatorname{Re} \{ \alpha_n \}} \quad (37)$$

Moreover, as mentioned in Section 6.2, the proportionality between wave steepness, H/L , and the positive extreme concentration peak normalised with the phase ensemble averaged mean concentration ($C^+ / \langle \overline{C_0} \rangle$) may be applied to control the positive integer, m , which is tentatively illustrated in Figure 22. Another important implication of the observations of small-scale intra-wave sediment entrainment processes above a rippled seabed beneath non-breaking waves discussed in Section 5 is the period of entrainment of the sediment-laden vortices that detach from the ripple crests during flow reversal. As mentioned in Section 5 (see also AHMARI, 2012; Section 6), the almost fully-laden lee vortices which are detached on the steep ripple crests eject sediment particles into the water column twice during each wave cycle. The time period of vortex detachment is calculated from simultaneous measurements of the temporal distribution of suspended sediment concentration and the wave-induced near-bed flow velocity, which is represented in the concentration formula by the periods of release of lee vortices (Ψ_n^+ and Ψ_n^-). Furthermore, the effects of ripple steepness, $C^+ / \langle \overline{C_0} \rangle$, and the mean sediment grain size, d_{50} , are taken into account in Equation (37) by means of the concentration decay length ($l_m = \varepsilon_s / w_s$; see Equation (17) for ε_s and Equation (11) for w_s).

6.6 Comparison of computed results and ABS measurements

In order to demonstrate the accuracy of the time-dependent sediment concentration distribution predictions for non-breaking regular and irregular waves using the 1DV transport model presented in AHMARI (2012), the computed values were compared with the phase ensemble averaged suspended sediment concentrations determined from the ABS measurements. Two examples were chosen for this purpose, which correspond to irregular and regular wave sequences. An extensive analysis of the phase ensemble and bed-averaged intrawave sediment concentration entrainment patterns for these two examples were extensively discussed in Section 5.3 of presented paper (regular wave condition) and in Section 6.4.2 in AHMARI 2012 (irregular wave condition). The input parameters of the presented 1DV model for irregular and regular waves are listed in Table 9.

Table 9: 1DV model input parameters for irregular and regular waves

Parameter	Irregular waves ($H_s = 1\text{m}$, $T_p = 5\text{s}$) (Figure -a)	Regular waves ($H = 1.2\text{m}$, $T = 5\text{s}$) (Figure -b)
Wave steepness, H/L [-]	0.044	0.057
Relative wave height, h/H [-]	2.87	2.20
Wave asymmetry, U^-/U^+ [-]	0.774	0.658
Peak enhancement factor, m [-]	2	4
Near bed velocity amplitude, $U = A\omega$ [m/s]	0.68	0.93
Settling velocity, w_s [m/s]	0.028	0.028
Ripple steepness, η_r/λ_r [-]	0.15	0.14
Equivalent bed roughness, $k_s = 25 \eta_r(\eta_r/\lambda_r)$ [m]	0.19	0.175
Sediment diffusivity, $\varepsilon_s = 0.0112Uk_s$ [m ² /s]	0.00144	0.00182

Figures 25 ii and 25 iii show the measured and predicted contour plots of the phase ensemble averaged intrawave concentration fields above ripples in 2 tests performed for irregular and regular wave sequences. The results are shown from 1cm above the ripple crest level up to a relative height of $z/\eta_r=3$ above the seabed ($\approx 15\text{ cm}$ above the ripple crest level), together with the wave-induced flow velocity measured by an ECM at 25 cm above the initial seabed level (Figure 25 i-a and b). As can be seen in Figure 25 ii-a and b, the main peaks of entrained concentrations for both irregular and regular wave regimes occur around the time of first flow reversal following the passage of the wave crest at $\omega t \approx 90^\circ$. These then decay with height and suffer a phase lag which increases with height above the seabed. The secondary less-pronounced concentration peaks occur just before the time of second flow reversal following the extreme negative wave-induced flow velocity at $\omega t \approx 270^\circ$ and are also subject to the same attenuation and phase lag with increasing height above the seabed. The calculated results shown in Figure 25 iii for irregular and regular wave regimes (panels a and b, respectively) show similar SSC features as the observed concentration fields shown in Figure 25 ii. As can be seen in Figure 25, the times of the two observed concentration peaks at the points of flow reversal as well as the changes in their attenuations and phase lags with height above the seabed are correctly reproduced. Moreover, good agreement is obtained between the measured asymmetry in the ABS concentration patterns due to the different magnitudes of the concentration peaks during the positive and negative wave half-cycles and the values predicted by the 1DV model. Furthermore, a comparison between the predicted and measured values of the suspended sediment entrainment event close to the seabed illustrated in Figure 25 shows that a high proportion of the time-dependent suspended sediment concentration event occurs in a layer just above the ripple crest height with the thickness of about 3 times the ripple height ($3\eta_r \approx 15\text{ cm}$ for focused ripples). This includes (i) the generation of sediment-laden vortices on the leeward sides of the ripples, (ii) the ejection of detached

sediment-rich vortices into the water column, (iii) the shedding process after reversal of the wave-induced near-bed flow direction and (iv) the onset of disintegration of coherent sedimentary structures. Above this height, the movement of the sediment clouds is more or less uniform and the time-dependency of the suspended sediment concentration decreases drastically. This behaviour is in good agreement with the governing processes at a height of $3\eta_r$ above the seabed, where the sediment diffusivity remains constant due to the effect of the ripples and the dominance of the coherent sedimentary structures, as extensively discussed in AHMARI (2012).

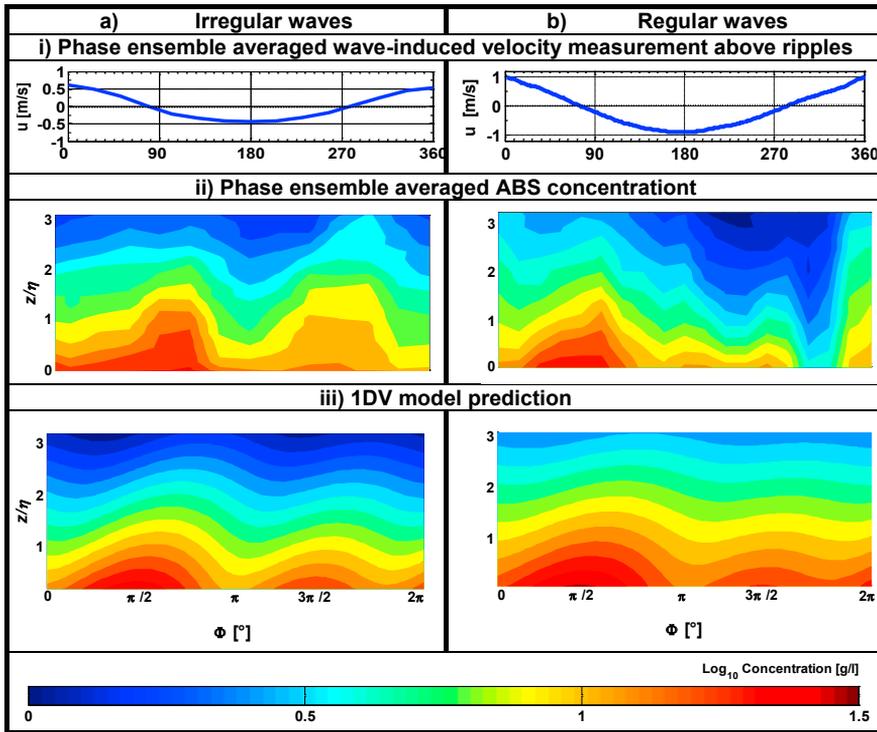


Figure 25: Comparison between measured phase ensemble and ripple-averaged intrawave concentration fields around ripples and the values predicted by the 1DV model based on the diffusion equation for a) irregular waves ($H_s = 1.0\text{m}$, $T_p = 5\text{s}$, $h \approx 3.2\text{m}$) and b) and b) regular waves ($H = 1.2\text{m}$, $T = 5\text{s}$ $h \approx 3.18\text{m}$)

Moreover, Figure 26 shows the predicted and measured vertical profiles of the time-averaged and bed-averaged suspended sediment distribution above the ripple crest for both irregular and regular waves, as illustrated in panels a and b, respectively. As can be seen in Figure 26, the decay gradient of the suspended sediment concentration is relatively well predicted by the 1DV model. However, the predicted time-averaged and ripple-averaged suspended sediment concentrations are somewhat underestimated for irregular waves ($\approx 10\%$) and somewhat overestimated for regular waves ($\approx 13\%$). This is due to the nature of the pick-up function with more pronounced concentration peaks near the times of flow reversal for regular waves, resulting in larger suspended sediment concentrations at greater heights above the seabed. A comparison between Figure 26 a and 26 b indicates that at low concentration levels, the difference between the measured and predicted concentration profiles decreases.

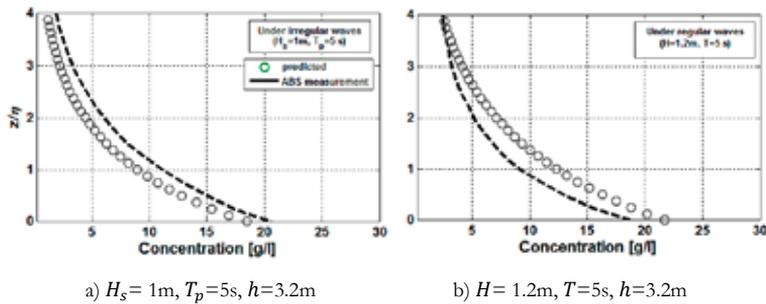


Figure 26: Predicted and measured vertical profiles of the time-averaged suspended sediment concentration above ripple crests for a) irregular waves b) regular waves

7. Concluding remarks and recommendations for further research

Most of our present knowledge relating to wave-induced sediment transport is based on laboratory experiments. However, the data sets from previous measurements, particularly above rippled seabeds, are partly incomplete and cannot provide a full picture of the intrawave entrainment processes of suspended sand particles for a diversity of near-bed hydrodynamic regimes. Furthermore, no model appears to exist so far that can reliably reproduce such a full picture. The new full-scale measurements of near-bed wave-induced flow and sediment concentration performed in the Large Wave Flume (GWK) over a complete beach profile for different groups of regular and irregular waves have demonstrated the importance of precise measurements of time-dependent suspended sediment concentration above both plane and rippled seabeds. An extensive comparative analysis of the data sets obtained using optical, acoustic and mechanical measuring devices revealed that the multi-frequency Acoustic Backscattering System (ABS) is clearly the most suitable device for measuring sediment entrainment over steep ripples at different seabed locations simultaneously with sufficient temporal and spatial accuracy.

An intrawave analysis of the ABS data set demonstrates that the preliminary entrainment of sand particles in a rippled bed regime, as observed as sediment concentration peaks within a wave cycle, occurs in a crucial near-bed layer with a thickness of $z \approx 3\eta_r$. In this layer of high coherent sedimentary structures with increased equivalent bed roughness due to steep ripples ($k_s \approx 2.6\eta_r$ for irregular waves and $k_s \approx 3\eta_r$ for regular waves), the sediment diffusivity remains constant with height above the seabed. Above this layer ($z > 3\eta_r$), the coherent vortex structures break up and the sediment diffusivity attains a maximum value. At higher elevations, the magnitude of suspended sediment concentration decreases rapidly, the coherent structures completely disintegrate, and the effect of random turbulence on sediment transport becomes considerable.

In contrast to the transport processes above rippled seabeds beneath near-breaking waves (high near-bed flow energy), coherent structures do not form above plane seabeds due to the absence of steep ripples and sediment particles are transported within a very thin sheet-flow layer ($z/d_{50} < 15$). Above this thin sheet-flow layer, low sediment ejection into the water column is observed, which is negligible compared to the number of sediment particles transported in the sheet-flow layer.

A comparative analysis of predicted and measured sediment diffusivity above low ripples beneath non-breaking waves (previous studies) and above a plane seabed beneath near-breaking waves (present study) show that $k_s = 2.5 d_{50}$ represents the equivalent bed roughness more reliably than $k_s = 25\eta_r(\eta_r/\lambda_r)$ above a seabed covered with very low ripples, which reacts dynamically as a plane seabed. Moreover, the predicted sediment diffusivity above a plane seabed in a high near-bed flow energy regime using the formulation of VAN RIJN (1993) was found to agree well with the value of $k_s = 2.5 d_{50}$ based on the measurements performed in the present study.

In the case of rippled seabeds, the bed load is transported in the onshore direction, whereas the net suspended sediment flux is in the offshore direction. The former is due to the onshore-directed ripple migration induced by asymmetric waves while the latter is due to subsequent vortex formation on the leeward sides of ripples and the phase lags associated with reversed wave-induced near-bed flow. In contrast to this, the net sediment flux in a near-breaking wave regime is directed onshore above a plane seabed and occurs in a very thin sheet-flow layer.

The intrawave analysis of sediment concentration beneath irregular waves confirmed that the variation of the non-dimensional ratio d_0/λ_r is more pronounced than in the case of regular waves. A lower limit of 1.2 can thus be specified for the ratio d_0/λ_r , above which the shedding of generated lee-vortices is expected to occur around the time of flow reversal, and below which vortex shedding is not expected.

Moreover, the analysis of the experimental results highlights the importance of the effect of non-breaking and near-breaking waves on sediment entrainment above both rippled and plane seabeds, thereby permitting a quantification of the governing processes in the nearshore zone.

Due to the dominance of a rough turbulent flow regime in the wave-breaking zone, a considerable amount of air is entrained into the water column, which increases the turbulence intensity for pronounced wave-breaking events (plunging breakers). The entrained air bubbles roll together with the broken waves towards the swash zone. This high air bubble entrainment results in high interception of the ABS signal and partial loss of the bed echo.

Moreover, due to the fact that an air bubble also represents a target for the acoustic backscattering inversion just as the suspended sand particle itself, this means that it is hardly possible to distinguish an air bubble from a suspended sand particle. Considering the fact that a large amount of air entrained by rolling breakers is always present in the upper water column of the surf zone, the sediment concentrations determined from backscatter inversion in the inner surf zone will consistently be underestimated.

An exponential decrease in the suspended sediment concentration with height above the sea bed based on a reference concentration was taken as a basis for predicting the time-averaged vertical distribution of suspended sediment concentration. This is the most well-established method for modelling the suspended sand distribution above the seabed, using a mixing decay length, l_m , and a reference concentration C_0 . Good agreement with the reference concentration measured in the GWK was obtained using the exponential form of decreasing suspended sediment concentration. However, the concentration decay length $l_m = 1.4\eta_r$ suggested by NIELSEN (1986) was modified in the present study to yield a value of $l_m = 2\eta_r$ for $U_0/w_s > 18$.

Moreover, the large-scale experiments generally confirmed the expression suggested by NIELSEN (1986) to calculate the reference concentration C_0 . However, a new reference concentration formula is proposed in this study using the empirical coefficient, $\alpha = 0.00385 \pm 0.00115$, which lies some-

where between $\alpha = 0.0022 + 0.0005$ introduced by NIELSEN (1986) and the modified value of $\alpha = 0.0022 + 0.0005$ given by THORNE et al. (2002).

A one-dimensional vertical modelling concept proposed by NIELSEN (1979) was applied to predict the time-dependent distribution of suspended sediment concentration above ripples based on the pure diffusion equation. This model was parameterised using the data set determined from measurements in the present study. A comparison between the predicted values and the values measured by the ABS demonstrates the ability of the model to correctly predict concentration peaks as well as the temporal and spatial phase lags between lee vortex formation and transportation of the suspended sediment concentration.

The range of application of the proposed 1DV model is restricted to areas with relatively low mobility number ($\psi < 110$; non-breaking wave regime; low near-bed flow energy) where the seabed is covered with steep ripples and wave-induced suspended load represents the dominant sediment transport mode.

A comparison of the phase ensemble averaged concentration patterns within a wave half-cycle show that the concentration values predicted by the 1DV are slightly overestimated ($\approx 13\%$) for regular waves and slightly underestimated ($\approx 10\%$) for irregular waves. This effect was found to be more pronounced in both cases at higher concentration levels.

The ABS concentration measurements in the GWK for a very tough flow regime induced by breaking and broken waves (Test Group 4 shown in Figure 2; Table 4) were unable to contribute to a better understanding and quantification of sediment transport processes under such conditions due to the instability of the acoustic signals in the presence of entrained air bubbles. New experiments should hence be performed under similar conditions to those in the present study with the additional implementation of a consistent strategy to simultaneously measure the quantity of entrained air bubbles. This may contribute to a better understanding of the effect of air entrainment on the suspension processes and possibly also help filter out the disturbing air bubble effect from the measured suspended sediment concentration data. Moreover, a comparison between the measured and predicted ripple size (cf. Section 6.1 in present paper and Section 5.2.1 in AHMARI, 2012) demonstrates that more precise investigations of non-equilibrium ripples (generation, steepening, flattening, migration) are required to verify and possibly improve the reliability of existing empirical formulae for predicting ripple geometry. Furthermore, the mathematical model presented in this study predicts the suspended sand transport processes in a purely wave-induced oscillatory flow regime over rippled seabeds in which all of the sand particles move as suspended load. Under field conditions, however, sand particles are also transported above diverse seabed forms, which range from rippled to plane seabeds under the combined action of both waves and currents. Finally, five further possible improvements are suggested in the following to help improve the prediction of sediment transport as well as to develop more suitable models for engineering practice:

- Consideration of the higher mobility induced under storm conditions (near-breaking asymmetrical waves; ripple wash-out situation) in order to predict sediment transport in the sheet-flow mode resulting from large onshore-directed wave-induced flow velocities, including validation of the new sheet-flow sub-model using the data sets obtained in this study.
- Prediction of sediment entrainment and distribution under the action of breaking and broken waves in a tough turbulent flow regime (very high mobility; combination of a plane and rippled seabed), taking into account the effects of turbulent eddies and entrained air bubbles in the inner surf zone due to plunging wave breakers. The first step to achieve this goal would

be to analyse the data sets in the inner surf zone determined from the full-scale ABS concentration measurements in this study (Test Group 4, see Figure 3.1) after possible filtering of the air bubble effect.

- Prediction of sediment pick-up induced by irregular waves above rippled and plane seabeds using a shear stress concept (e.g. $p(t) = f(\theta'(t))$); where $p(t)$ is a time-dependent pick-up function and $\theta'(t)$ is a phase-dependent effective Shields parameter).
- Extension of the 1-DV pure gradient diffusion model to a 2-DV diffusion-convection model and consideration of the bed load and suspension load above rippled seabeds together by taking into account the convective terms of the convection-diffusion equation.
- Prediction of sediment flux under the combined action of waves and currents. For this purpose, a shear stress concept could also be applied to model the effects of the net current on sediment entrainment. In order to validate the predictions given by such a model, however, new full-scale experiments would be necessary in large-scale facilities which permit the simulation and superimposition of oscillatory flows and currents (e.g. oscillating water tunnels).

8. A c k n o w l e d g e m e n t s

A number of experiments presented in this paper was partly supported by the BMBF within the scope of the Project “ModPro” (03KIS060). However, most of the experiments were conducted in many phases over several years and were fully-supported by the European Community within the Sixth Framework Programme as part of the Joint Research Activity “SANDS” within the framework of the Integrated Infrastructure Initiative HYDRALAB III. The support given by Mr. J. Grüne and the GWK team in performing the experiments of both projects as well as the valuable assistance of Prof. Kos’yan during the ModPro-Project are gratefully acknowledged. The author also expresses his thanks to Dr. Ian Westwood for his meticulous proofreading of the final manuscript.

9. R e f e r e n c e s

- AHMARI, A.: Suspended sediment transport above a rippled and plane seabed induced by non-breaking and near-breaking waves. A large-scale laboratory study. Ph.D. thesis, Technical University of Brunswick, Germany, 2012.
- ANDERSEN, K. H.: Ripples beneath surface waves and topics in shell models of turbulence. Ph.D. thesis, University of Copenhagen, Denmark, 1999.
- BOSMAN, J. J.: Concentration measurements under oscillatory motion. Technical Report M1695 Part II, Delft Hydraulics, The Netherlands, 1982.
- BOSMAN, J. J. and STEETZEL, H. J.: Time- and bed-averaged concentration under waves. Rep. 385, Delft Hydraulics, The Netherlands, 1988.
- BOSMAN, J. J.; VAN DER VELDEN, E. T. J. M. and HULSBERGEN, C. H.: Sediment Concentration Measurement by Transverse Suction. In: *J. of Coastal Engineering*, Vol. 11, 353–370, 1987.
- CLUBB, G. S.: Experimental study of vortex ripples in full-scale sinusoidal and asymmetric flows. PhD thesis, University of Aberdeen, UK, 2001.
- CRICKMORE, B. A. and AKED, R. F.: Pump samplers for measuring sand transport in tidal waters. In: *Proc. Conf. Instrumentation in Oceanography*, Univ. Coll. North Wales, Bangor, 311-326, 1975.
- DAVIES, A. G. and THORNE, P. D.: Modeling and measurement of sediment transport by waves in the vortex ripple regime. In: *J. of Geophysical Research*, 99(C1), C05017, 1-25, 2005.

- DAVIES, A. G. and THORNE, P. D.: Advances in the study of moving sediments and evolving seabeds. In: *Surveys in Geophysics*, Vol. 29, 1–36, 2008.
- DOUCETTE, J. S. and O'DONOGHUE, T.: Sand ripples in irregular and changing wave conditions: a review of laboratory and field studies. University of Aberdeen, Department of Engineering. EC MAST Project No. MAS3-CT97-0086, 2002.
- FREDSOE, J.; ANDERSEN, O. H. and SILBERG, S.: Distribution of suspended sediment in large waves. In: ASCE, *J. of Waterway, Port, Coastal and Ocean Engineering*, Vol. 111, No. 6, 1041-1059, 1985.
- GARCIA, H. M.: *Sedimentary Engineering: Processes, Measurements, Modeling and Practice*. ASCE manuals and reports on engineering practice No. 110. Published by American Society of Civil Engineering, 2007.
- GRANT, W. D. and MADSEN, O. S.: Movable bed roughness in unsteady oscillatory flow. In: *J. of Geophysical Research*, Vol 87, No.C1, 469–481, 1982.
- GRASMEIJER, B.T.; DOLPHIN, T.; VINCENT, C. E. and KLEINHANS, M. G.: Suspended sand concentrations and transports in tidal flow with and without waves. Paper U in Sandpit book ISBN90-800356-7-x, edited by Van Rijn et al. Aqua Publications, The Netherlands, 2005.
- GREEN, M. O.; VINCENT, C. E.; MCCAIVE, I. N and DICKSON, R.R: Storm sediment transport: observations from the British north sea shelf. In: *Continental Shelf Research*, Vol. 15, 889–912, 1995.
- GREEN, M.O. and VINCENT, C. E.: Field measurements of time-averaged suspended sediment profiles in a combined wave and current flow. Soulsby, R. and Bettess, E. (Editors). In: *Sand Transport in Rivers, Estuaries and the Sea*. A.A. Balkeema, Rotterdam, 25-30, 1991.
- GRUENE, J.; KOS'YAN, R.; OUMERACI, H.; PODYMOV, I.; SCHMIDT-KOPPENHAGEN, R. and VINCENT, C. E.: Large-scale laboratory modelling of sand concentration fluctuations under irregular waves. In: ASCE, *Proc. Coastal sediment '07*, 1–11, 2007.
- HANES, D.; ALYMOV, V. and CHANG, Y.: Wave-formed ripples at Duck, North Carolina. In: *J. of Geophysical Research*, Vol. 106 (C10), 22575–22592, 2001.
- HAY, A. E.: On the remote acoustic detection of suspended sediment at long wavelengths. In: *J. of Geophysical Research*, Vol. 106 (C10), 7525–7542, 1983.
- HOM-MA, M. and K. HORIKAWA: Suspended sediment due to wave action. In: *Proc. 8th Coastal Engineering Conf*, 168–193, 1962.
- HUYN THANH, S.; TRAN THU, T. and TEMPERVILLE, A.: A numerical model for suspended sediment in combined currents and waves. In: *Sediment transport mechanisms in coastal environments and rivers*. In: *Euromech 310, Le Havre*, edit by M. Belorgey et al., World Sci., Singapore, 122- 130, 1994.
- THORNTON, E. B.; HUCK, M. P. and STANTON, T. P.: Vertical and horizontal coherence length scales of suspended sediments. In: ASCE, *Proc. Coastal Sediments'99*, Vol 1-3, 225–240, 1999.
- JETTE, C. D. and HANES, D. M.: Measurements of Wave Generated Bedforms. In: ASCE, *Proceedings of the International Conference on Coastal Engineering (ICCE)*, 3129-3142, 1996.
- KOS'YAN, R.; DIVINSKY, B.; GRÜNE, J.; PODYMOV, I.; VINCENT, C. E.; AHMARI, A. and OUMERACI, H.: Laboratory research of the dependence of suspended sand concentration on the spectral form of irregular waves. In: *Environment Ninth Int. Conf. on the Mediterranean Coastal (Med-coast '09)*, Sochi, Russia, 2009a.
- KOS'YAN, R. D; DIVINSKIY, B. V; KRYLENKO, M. V and VINCENT, C. E.: Modeling of the vertical distribution of suspended sediment concentration under waves with a group structure. *IEEE. Oceans Conference*, Aberdeen, Scotland, 1–6, 2009b.
- KOS'YAN, R. D; DIVINSKIY, B. V; KRYLENKO, M. V and VINCENT, C. E.: Modeling of the vertical distribution of suspended sediment concentration under waves with a group structure. *IEEE. Oceans Conference*, Aberdeen, Scotland, 1–6, 2007.

- KOS'YAN, R. D.; KUNZ, H.; KUZNETSOV, S.; PYKHOV, N.; PODYMOV, I. and VOROBYEV, P.: Physical regularities of suspended sand concentration and transport under irregular waves based on field data. *Die Küste* 64, 161–200, 2001.
- KOS'YAN, R. D.; KUZNETSOV, S. Yu.; PODYMOV, I. S.; PYKHOV, N. V.; PUSHKAREV, O. V.; GRISHIN, N. N. and HARIZOMENOV, D. A.: Optical instrument for measuring of suspended sediment concentration during storm in the coastal zone. In: *Okeanologiya (Oceanology)*, Vol. 35. № 3, 463-469, 1995.
- LEE, G. H.; FRIEDRICH, C. T. and VINCENT, C. E.: Examination of diffusion versus advection dominated sediment suspension on the inner shelf under storm and swell conditions, Duck, North Carolina. In: *J. of Geophysical Research*, Vol. 107(C7), 3084, 21-1-21-13, 2002.
- LEE, G.; DADE, W. B.; FRIEDRICH, C. T. and VINCENT, C. E.: Examination of reference concentration under waves. In: *J. of Geophysical Research*, Vol. 109, C02021, 1-10, 2004.
- MARGVELASHVILI, N.: Model for estuarine and coastal sediment transport. MECOSSED Scientific Manual. CSIRO Marine Research, 53 2003.
- NAKATO, T.; LOCHER, F. A.; GLOVER, J. R. and KENNEDY, J. F.: Wave entrainment of sediment from rippled beds. In: *ASCE, J. of Waterway, Port, Coastal and Ocean Engineering*, Vol. 103, 83–99, 1977.
- NIELSEN, P.: Some basic concepts of wave sediment transport. Series Paper No. 20, Institute of Hydrodynamics and Hydraulic Engineering, Technical University of Denmark, 1979.
- NIELSEN, P.: Suspended sediment concentrations under waves. In: *Coastal Engineering*, Vol.10, 23–31, 1986.
- NIELSEN, P.: Dynamics and geometry of wave-generated ripples. In: *J. of Geophysical Research*, Vol. 86 (C7), 6467–6468, 1981.
- NIELSEN, P.: Field measurements of time-averaged suspended sediment concentrations under waves. In: *Coastal Engineering*, Vol. 8, 51–72, 1984.
- NIELSEN, P.: Coastal bottom boundary layers and sediment transport. *Advanced series on Coastal Engineering*, Vol. 4, World Scientific, 1992.
- O'DONOGHUE, T. and CLUBB, G. S.: Sand ripples generated by regular oscillatory flow. In: *Coastal engineering*, Vol. 44, 101–115, 2001.
- ONISHCHENKO, E. L. and KOS'YAN, R. D.: About use of optical method of determination of suspended sediment concentration in natural basins. In: *Vodnye resursy (Water resources)*, № 3., 94–101, 1989.
- OSBORNE, P. D.; VINCENT, C. E. and GREENWOOD, B.: Measurement of suspended sand concentrations in the nearshore: field intercomparison of optical and acoustic backscatter sensors. In: *Continental Shelf Research*, Vol. 14, No. 2/3, 159–174, 1994.
- RIBBERINK, J. S.: Influence of wave-asymmetry and wave-irregularity on time- and bed-averaged sediment concentrations. In: *Note H186.00-1 Delft Hydraulics*, The Netherlands, 1987.
- RIBBERINK, J. S. and AL-SALEM, A. A.: Sheet flow and suspension of sand in oscillatory boundary layers. In: *Coastal Engineering*, Vol. 25, 205-225, 1995.
- RIBBERINK, J. S. and AL-SALEM, A. A.: Sediment transport in oscillatory boundary layers in cases of rippled beds and sheet flow. In: *J. of Geophysical Research*, Vol. 99(C6), 12,707–12,727, 1994.
- ROLAND, P. J.: Using acoustic backscatter to measure sediment flux in the surf zone. Thesis. *NAVAL postgraduate school*, Monterey, California, USA, 2006.
- SOULSBY, R.: Dynamics of marine sands. R. L. Soulsby and Thomas Telford Services Limited, UK, 1997.
- SVENDSEN, Ib. A.: A model of sediment motion under waves. Internal Research Note, Technical University of Denmark, Inst. of Hydrodynamics and Hydraulic Engineering, 1977.

- SVENDSEN, Ib. A.: Introduction to nearshore hydrodynamics. Advanced Series on Ocean Engineering, World Scientific, 2006.
- THORNE, P. D.; AGRAWAL, Y. C. and CACCHIONE, D. A.: A comparison of near-bed acoustic backscatter and laser diffraction measurements of suspended Sediments”, In: IEEE, J. of Oceanic Engineering, Vol. 32, No. 1, 225–235, 2007.
- THORNE, P. D and CAMPBELL, S. C.: Backscattering by a suspension of spheres. In: J. of the Acoustic Society of America, Vol. 92 (2), Pt 1, 978–986, 1992.
- THORNE, P. D.; DAVIES, A. G. and WILLIAMS, J. J.: Measurements of near-bed intra-wave sediment entrainment above vortex ripples. In: J. of Geophysical Research, Lett., Vol. 30, No. 20, 2028, OCE, 2-1 - 2-4, 2003a.
- THORNE, P. D., DAVIES, A. G. and WILLIAMS, J. J.: Measurements of intra-wave sediment entrainment over a rippled bed. In: ASCE, Proc. Coastal Sediments’03, in Clearwater, Florida, USA, 18- 23, 2003b.
- THORNE, P. D.; DAVIES, A. G. and BELL, P. S.: Observations and analysis of sediment diffusivity profiles over sandy rippled beds under waves. In: J. of Geotechnical Research C02023, Vol. 114, 1-16, 2009.
- THORNE, P. D. and HANES, D. M.: A review of acoustic measurement of small-scale sediment processes. In: Continental Shelf Research Vol. 22, 603–632, 2002.
- THORNE, P. D. and HARDCASTLE, P. J.: Acoustic measurements of suspended sediments in turbulent currents and comparison with in-situ samples. In: J. of Acoust. Soc. Am., Vol. 101 (5), 2603–2614, 1997.
- THORNE, P. D.; HARDCASTLE, P. J. and SOULSBY, R. L.: Analysis of acoustic measurements of suspended sediments. In: J. of Geophysical Research (Oceans), Vol. 88 (C1), 899–910, 1993a.
- THORNE, P. D.; MANLEY, C. and BRIMELOW, J.: Measurements of the form function and total scattering cross Section for a suspension of spheres. In: J. of Acoust. Soc. Am., Vol. 93 (1), 243–248, 1993b.
- THORNE, P. D.; WILLIAMS, J. J. and DAVIES, A. G.: Suspended sediments under waves measured in a large-scale flume facility. In: J. of Geophysical Research (Oceans), Vol. 107, No. C8, 4.1-4.16, 2002.
- THORNE, P. D.; WATERS, K. R. and BRUDNER, T. J.: Acoustic measurements of scattering by objects of irregular shape. In: J. of Acoust. Soc. Am. Vol. 97 (1), 242–251, 1995.
- PETERS, K. U. F.: Morphodynamik in der Brandungszone sandiger Küsten (Konzentrationsverteilung suspendierter, TU Braunschweig, Leichtweiß-Institut für Wasserbau (Herausgeber), Mitteilungen Heft 146, 166-411, 2000.
- VAN DER WERF, J. J.: Sand transport over rippled beds in oscillatory flow. PhD thesis, University of Twente, The Netherlands, 2006.
- VAN RIJN, L. C.: Manual sediment transport measurements. Delft Hydraulics Laboratory, Delft, The Netherlands, 1986.
- VAN RIJN, L. C.: Handbook: sediment transport by currents and waves. Delft Hydraulics, The Netherlands, 1989.
- VAN RIJN, L. C.: Principles of sediment transport in rivers. Estuaries and coastal seas, Aqua Publications, Amsterdam, The Netherlands, 1993.
- VAN RIJN, L. C.: Manual sediment transport measurements in rivers, estuaries and coastal seas. Aqua Publications, The Netherlands, 2006.
- VINCENT, C. E and GREEN, M. O.: Patterns of suspended sand. In: Soulsby, R. and Bettess Editors, Sand Transport in Rivers, Estuaries and the Sea. A.A. Balkema, Rotterdam, 117–124. 1991.
- VINCENT, C. E and GREEN, M. O.: The control of resuspension over megaripples on the continental shelf. In: ASCE, Proc. of Coastal Sediments’99, Long Island, USA, 269–280, 1999.

- VINCENT, C. E. and OSBORNE, P. D.: Bedform dimensions and migration rates under shoaling and breaking waves. In: *Continental Shelf Research*, Vol. 13 (11), 1267–1280, 1993.
- WIBERG, P. L. and HARRIS, C. K.: Ripple geometry in wave dominated environments. In: *J. of Geophysical Research*, Vol. 99 (C1), 775–789, 1994.
- ZYSERMAN, J. A. and FREDSE, J.: Data analysis of bed concentration of suspended sediment. In: *J. of Hydraul. Engineering*, Vol. 120 (9), 1021–1042, 1994.

Komplexe Reflexionskoeffizienten für Wasserwellen zur Klassifizierung von Brandungseffekten an Küstenschutzbauwerken

Von FRITZ BÜSCHING

Z u s a m m e n f a s s u n g

Auf der Grundlage von Modelluntersuchungen werden spezifische Phänomene bei brechenden Wellen an steilen Uferböschungen (mit Neigungen 1:m = 1:2 und 1:3) auf veränderliche Phasendifferenzen $\Delta\varphi$ zwischen einfallenden und partiell reflektierten Wellen zurückgeführt.

In Analogie zu elektromagnetischen Wellen an der Grenzfläche zweier Medien wird der Brechvorgang von Wasserwellen als Kombination von Effekten der Reflexion, der Transmission und der Dissipation betrachtet.

Demzufolge wird der Reflexionskoeffizient als komplexe Größe Γ definiert mit dem Betrag $C_r = H_r/H_i$ und der Phase $\Delta\varphi$.

Untersuchungsergebnisse werden nach Betrag und Phase für irreguläre Wellen in der Gaußebene und für monochromatische Wellen als Wertepaare jeweils in Abhängigkeit von Wellenfrequenz und Böschungsneigung dargestellt.

S c h l a g w ö r t e r

Phasensprung, Reflexionskoeffizient, partielle Clapotis, Wellenbrechen, Deckwerk, Hohldeckwerk, Hollow Cubes, Wellenspektrum.

S u m m a r y

Based on model investigations, specific phenomena of waves breaking on rather steep slopes (1:2 and 1:3) are traced back partly to varying phase shifts $\Delta\varphi$, occurring between incident and reflected waves.

As an analogue of electromagnetic waves at uniform planar interfaces, the process of wave breaking is looked upon as combined effects resulting from reflection, transmission and dissipation.

Accordingly a complex reflection coefficient Γ is defined comprising of the magnitude $C_r = H_r/H_i$ and the phase $\Delta\varphi$.

Results are presented by magnitudes and phases for irregular waves in the Gaussian plane and for monochromatic waves with reference to some frequencies and slope angles.

K e y w o r d s

phase shift, reflection coefficient, partial clapotis, wave breaking, revetment, hollow revetment, Hollow Cubes, wave spectrum

I n h a l t

1. Einleitung	236
2. Mathematische Vorbetrachtung.....	239
3. Experimentelle Ermittlung komplexer Reflexionskoeffizienten.....	243
4. Betrag und Phase komplexer Reflexionskoeffizienten	250
5. Diskussion und Ausblick.....	254
6. Schriftenverzeichnis	257

1. E i n l e i t u n g

Bei der Bemessung von Küstenschutzbauwerken sind die Beanspruchungen, die durch die Effekte brechender Wellen verursacht werden, von maßgebendem Einfluss.

Zu ihrer Beschreibung wurde schon frühzeitig die Bedeutung der Brecherkennzahl (nach IRIBARREN, 1949)

$$\xi = \frac{\tan \alpha}{\sqrt{\frac{H}{L}}} \quad (1)$$

erkannt. Diese wird bekanntlich nicht nur zur *Klassifikation brechender Wellen* sondern auch bezüglich des *Reflexionsvermögens* – beschrieben durch das Verhältnis der reflektierten zur einfallenden Wellenhöhe (H_r/H_i) - als Parameter im Rahmen der Bauwerksbemessung verwendet. Darin sind $\tan \alpha = 1:m$ die Böschungsneigung, H die Wellenhöhe und L die Wellenlänge.

Andererseits hat der bereits von SCHOEMAKER und THIJSSSE (1949) vermutete Effekt der *Phasenverschiebung* zwischen der einfallenden und der reflektierten Welle nur relativ wenig Beachtung gefunden.

SUTHERLAND und O'DONOGHUE (1998) haben den diesbezüglichen Wissenstand aus etwa 20 Quellen analysiert und mit eigenen Untersuchungen ergänzt. Auf der Basis eines umfangreichen experimentellen Datensatzes, der normal und unter einem Winkel anlaufende regelmäßige und irreguläre Wellen umfasst, kommen sie zu dem Ergebnis, dass die von ihnen mit γ bezeichnete Phasenverschiebung auffälligerweise nur durch eine dimensionslose Zahl χ_3 bestimmt ist. Als sogenannter *Phasenparameter* ist dieser definiert durch die Neigung der Struktur $\tan \alpha = 1:m$, die Wassertiefe d_t am Fuß des Böschungsbauwerks, die Wellenperiode T und die Wellenanlaufrichtung θ

$$\chi_3 = \chi \sqrt{\cos \theta} = \frac{1}{\tan \alpha} \sqrt{\frac{d_t \cos \theta}{gT^2}} \quad (2)$$

Beispielsweise lautet die von SUTHERLAND und O'DONOGHUE (1998) für dreidimensionale irreguläre Wellen angegebene Funktion:

$$\gamma = -11,13 \cdot \pi \cdot \chi_3^{1,41} \quad (3)$$

Demnach sollen also weder die Wellenhöhe noch *Energieumwandlungsprozesse* jeglicher Art Einfluss auf die Phasenverschiebung haben mit der Folge, dass letztere für die Beschreibung des Brandungsprozesses irrelevant sein müsste.

Als Ergebnis der eigenen Untersuchungen ist der Verfasser jedoch *bezüglich relativ steiler Böschungsbauwerke* zu einer differenzierteren Sichtweise des *Brandungsgeschehens an Uferböschungen* gelangt, bei der die bei Reflexion und Dissipation auftretende veränderliche Phasendifferenz $\Delta\phi$ zwischen der einfallenden und der reflektierten Welle eine wichtige Rolle spielt (BÜSCHING, 2010a und b).

Nach Ansicht des Verfassers sind für die Beschreibung des Brechvorganges der Wellen nicht nur die Phänomene der *Reflexion* und der *Dissipation* zu berücksichtigen, sondern auch das der *Transmission*, - analog der Kombination dieser Phänomene von *elektromagnetischen Wellen* an der Grenzfläche unterschiedlicher Medien:

Im Verlauf des *dissipativen* Brechvorganges an steilen Uferböschungen entsteht aus der sich mit der Phasengeschwindigkeit c_t fortbewegenden Ursprungswelle der Wellenhöhe H_i landseitig als Transmissionswelle ein Wellenaufimpuls mit der Höhe $H_t < H_i$, der Wellenlänge $L_t < L_i$ und der Fortschrittsgeschwindigkeit $c_t < c_i$. Gleichzeitig formt sich seeseitig eine reflektierte Welle mit der Wellenhöhe $H_r < H_i$. Entscheidend ist dabei, dass die positive Wasserspiegelauslenkung der transmittierten *Übertragungswelle* aus Gründen der Impulserhaltung örtlich eine *negative* Wasserspiegelauslenkung der Reflexionswelle erfordert. Somit kommt es bei der Überlagerung der einfallenden und der reflektierten Welle an geneigten Uferböschungen zu einer partiell stehenden Welle *mit einem Phasensprung* $\Delta\phi$, dessen Ausprägung für die Brecherkinematik *zumindest mitbestimmend* sein dürfte.

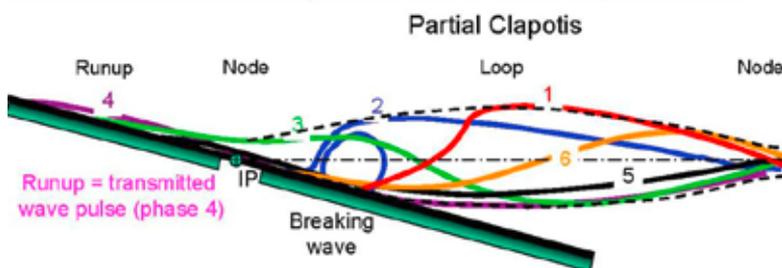


Abb. 1: 6 Phasen eines Sturzbrechers bei einem Phasensprung bedingt durch partielle Reflexion und den transmittierten Aufimpuls: In Phase 3 und 4 finden beidseitig des unvollkommenen Clapotis-Knotens, der etwa mit IP zusammenfällt, entgegengesetzte Wasserspiegelauslenkungen statt. (Durch Elimination der Phase 2 würden die Phasen eines Reflexionsbrechers (surging wave) erhalten.)

Speziell im Falle von *Sturzbrechern* und *partiellen Sturzbrechern* ist zu vermuten, dass die einem unvollkommenen Schwingungsknoten zuzuordnende Partikelbewegung in der Nähe des Schnittpunktes IP, den der Ruhewasserspiegel mit der Böschungseigung bildet, an der Entstehung der Brecherwalzen beteiligt ist.

Auslösend für die Überlegungen des Verfassers waren Beobachtungen, die im Rahmen von Untersuchungen an *Hohldeckwerken* in den 1990er Jahren an der Fachhochschule Bielefeld durchgeführt worden sind, vergl. Abb. 2.

Insbesondere war bei den Untersuchungen im Modellmaßstabe 1:5 deutlich geworden, dass die betreffenden strömungsverändernden Einwirkungen auf die Waschbewegung zugunsten eines *geringeren Wellenauflaufes* sich zugleich auch im Sinne *geringerer Brecherhöhen*, einer *veränderten Brecherform* und der *Lage der brechenden Wellen relativ zum Bauwerk* auswirken (BÜSCHING, 1992).

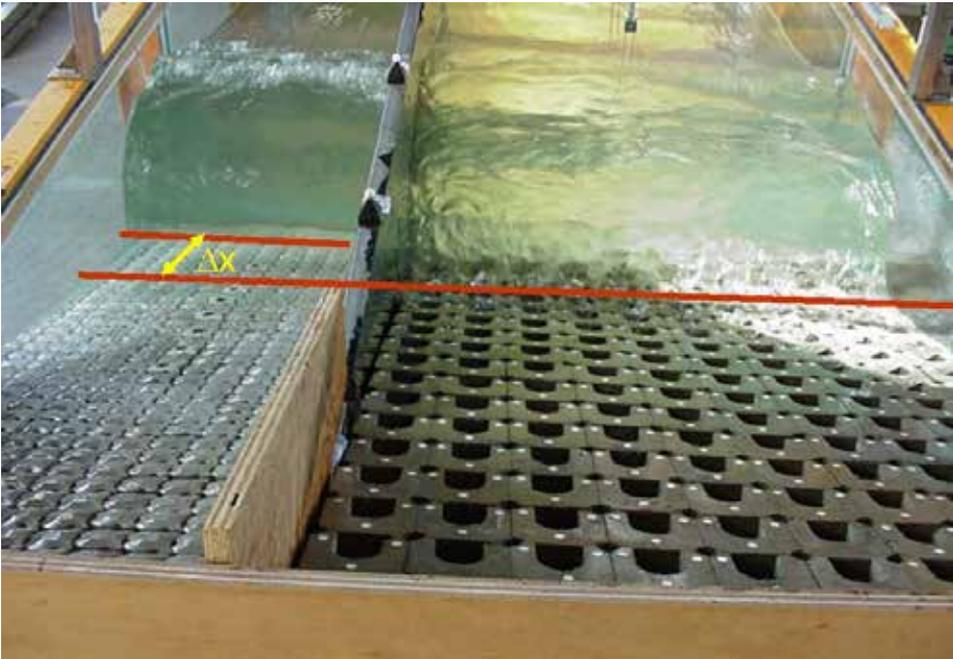


Abb. 2: Sturzbrecher an einer Vergleichsanordnung (hier quasi glatte Böschung) (links) und partieller Sturzbrecher (collapsing breaker) an einem Hohldeckwerk (rechts). Veränderliche Abstände Δx zwischen den Brecherfronten deuten auf modifizierte Phasenverschiebungen $\Delta\varphi$ zwischen einfallender und reflektierter Welle hin

Nachfolgend werden die von BÜSCHING (2010a und b) mitgeteilten Ergebnisse bezüglich des Auftretens eines *Phasensprunges* teilweise *erweitert* bzw. *modifiziert* wiedergegeben. So wird anstelle der Definition des Reflexionskoeffizienten in [3] und [4] als Funktion $C_r = f(H_r/H_i, \Delta\varphi)$ ein solcher *hier* nunmehr als *komplexe* Größe $\Gamma = C_r e^{i\Delta\varphi}$ hergeleitet.

Auf die Herstellung von Bezügen zu den Ergebnissen von SUTHERLAND und O'DONOGHUE (1998) wird bei den vorliegenden Untersuchungen vorerst verzichtet, weil davon abweichend *hier*

- als Bezugspunkt IP der Durchstoßpunkt der Böschungsneigung durch den Ruhewasserspiegel festgelegt ist mit der Folge, dass die hier ermittelte Phasendifferenz $\Delta\varphi \neq \gamma$ ist,
- die Untersuchungen sich ausschließlich auf die zweidimensionale Retro-Reflexion an relativ steilen Böschungsneigungen beschränken,
- entgegen der betreffenden dortigen Einlassung den Wechselwirkungen zwischen Phasenverschiebung und Energiedissipation beim Wellenbrechen *essenzielle* Bedeutung zugewiesen wird und

- bei der Reflexion von einem Böschungsbauwerk davon ausgegangen wird, dass die reflektierte Welle infolge von *Absorptionsprozessen* nicht nur mit einer zur anlaufenden Welle (der Höhe H_i) unterschiedlichen Wellenhöhe $H_r < H_i$; sondern auch mit einem *modifizierten* Phasenunterschied $\Delta\varphi$ in Erscheinung tritt.

2. M a t h e m a t i s c h e V o r b e t r a c h t u n g

Für den allgemeinen Fall regulärer (monochromatischer) Wellen kann die mathematische Formulierung für die einfallende (anlaufende) Welle der Amplitude A wie folgt angegeben werden:

$$\begin{aligned} y(x, t) &= A \cos(\omega t - kx) = \operatorname{Re}[A \cos(\omega t - kx) + i A \sin(\omega t - kx)] \\ &= \operatorname{Re}[A e^{i(\omega t - kx)}] = A e^{i(\omega t - kx)} \end{aligned} \quad (4)$$

mit der Kreisfrequenz $\omega = \frac{2\pi}{T}$ und der Wellenzahl $k = \frac{2\pi}{L}$.

Es handelt sich dabei demnach sowohl um die Darstellungsvariante als sog. Kosinus-Welle als auch um die *komplexe Vektordarstellung*, bei der nach der üblichen Regel der $\operatorname{Re}[\]$ -Operator - wie auch hier im Folgenden - nicht geschrieben wird.

Daraus entsteht der Ausdruck für die *reflektierte* Welle einfach durch Multiplikation mit dem *Reflexionskoeffizienten* unter Berücksichtigung einer Phasenverschiebung $\Delta\varphi$ und eines negativen Vorzeichens für die Wellenzahl k , weil die reflektierte Welle sich entgegengesetzt zur Richtung der einfallenden Welle bewegt.

Wird zudem vorausgesetzt, dass die Reflexion am Ort $x = 0$ stattfindet, der auf der rechten Seite liegen möge, sodass alle Wellenaktivität im negativen x -Bereich stattfindet, dann lautet der Ausdruck hierfür

$$\begin{aligned} y(x, t) &= C_r A \cos(\omega t + kx + \Delta\varphi) = C_r \cdot A e^{i(\omega t + kx + \Delta\varphi)} \\ &= (C_r e^{i\Delta\varphi}) \cdot A e^{i(\omega t + kx)} = \Gamma \cdot A e^{i(\omega t + kx)} \end{aligned} \quad (5)$$

Entsprechend Gleichung (5) ist hier Γ also als *komplexer Reflexionskoeffizient* definiert, d.h., als der Quotient aus der komplexen reflektierten Welle dividiert durch die komplexe einfallende Welle, also für $x=0$ zu

$$\Gamma = C_r e^{i\Delta\varphi} \quad (6)$$

mit dem Betrag $C_r = H_r/H_i =$ dem Quotienten aus den Höhen (bzw. Amplituden) der reflektierten und der einfallenden Welle und dem Phasenunterschied $\Delta\varphi$, der zwischen der einfallenden und der reflektierten Welle am Ort der Reflexion auftritt. Es sei vermerkt, dass im Unterschied zu dem in

der Signalübertragungstechnik üblichen Gebrauch der polar komplexen Vektordarstellung hier $\Delta\varphi$ anstelle des bloßen Winkels φ verwendet wird.

Mit der Definition als *komplexe Größe* kann somit - etwa in Analogie zu der Zusammensetzung der Widerstände im Wechselstromkreis – zwischen

- dem Gesamt-Reflexionskoeffizienten (analog dem Scheinwiderstand bzw. der Impedanz),
 - dem Realteil (analog dem Ohm'schen Wirkwiderstand) und
 - dem Imaginärteil (analog dem Blindwiderstand)
- unterschieden werden.

Das gesamte Wellenfeld kann dann als Summe der Gleichungen (4) und (5) angegeben werden in der Kosinus-Darstellung zu

$$y(x, t) = A \cos(\omega t - kx) + C_r A \cos(\omega t + kx + \Delta\varphi) \quad (7)$$

und in polar komplexer Vektordarstellung zu

$$\begin{aligned} y(x, t) &= A e^{i(\omega t - kx)} + C_r A e^{i(\omega t + kx + \Delta\varphi)} = (e^{-ikx} + C_r e^{i\Delta\varphi} e^{ikx}) A e^{i\omega t} \\ &= (e^{-ikx} + \Gamma e^{ikx}) A e^{i(\omega t)} \end{aligned} \quad (8)$$

Letztere Gleichung kommt vornehmlich auch bei der Konstruktion elektronischer Signalübertragungssysteme zur Anwendung, bei denen elektromagnetische Wellen zum Datentransport verwendet werden.

Insbesondere liefert ihre Auswertung die nachfolgenden **Spezialfälle**:

Positive Totalreflexion für $\Delta\varphi = 0^\circ$ und $C_r = 1$. Dann ist auch $\Gamma = 1$

$$y(x, t) = (e^{ikx} + e^{-ikx}) A e^{i\omega t} = 2 A \cos kx e^{i\omega t} \quad (9)$$

Dies ist die Gleichung einer perfekt stehenden Welle ohne Phasensprung.

Negative Totalreflexion für $\Delta\varphi = 180^\circ$ und $C_r = 1$. Dann ist $\Gamma = -1$

$$y(x, t) = (e^{-ikx} - e^{ikx}) A e^{i\omega t} = -2 i A \sin kx e^{i\omega t} \quad (10)$$

Auch dies ist die Gleichung einer perfekt stehenden Welle, jedoch mit einem Phasensprung von 180° (π) zwischen einfallender und reflektierter Welle. Die Funktion dieser stehenden Welle erscheint also in der x-Achse um $L/4$ und in der Phase um 90° gegenüber dem Fall der positiven Totalreflexion versetzt.

Beide Fälle treten bekanntlich nicht nur bei der Signalübertragung auf elektrischen Leitungen sondern auch bei der Erzeugung stehender *Seihwellen* auf – je nach der gewählten Randbedingung für das Seilende mit einwertiger oder zweiwertiger Auflagerung.

Neben der Darstellung in der Gaußebene (vergl. Abb. 11 und 12) können die Eigenschaften eines komplexen Reflexionskoeffizienten auch unter Verwendung von Parameterdarstellungen verdeutlicht werden. Zum Beispiel kann daraus in Abb.3 der *Realteil* für vorgegebene Beträge $0,1 \leq C_r = H_r/H_i \leq 1,0$ und zugehörige Phasenwinkel $0^\circ \leq \Delta\varphi \leq 180^\circ$ an der Ordinate abgelesen werden. Reflexionskoeffizienten außerhalb dieses Bereichs können durch Spiegelung an der vertikalen Achse durch $\Delta\varphi=0^\circ$ bzw. durch $\Delta\varphi=180^\circ$ (und ggf. darüber hinaus bei ganzzahligen Vielfachen von 180° (π)) gefunden werden.

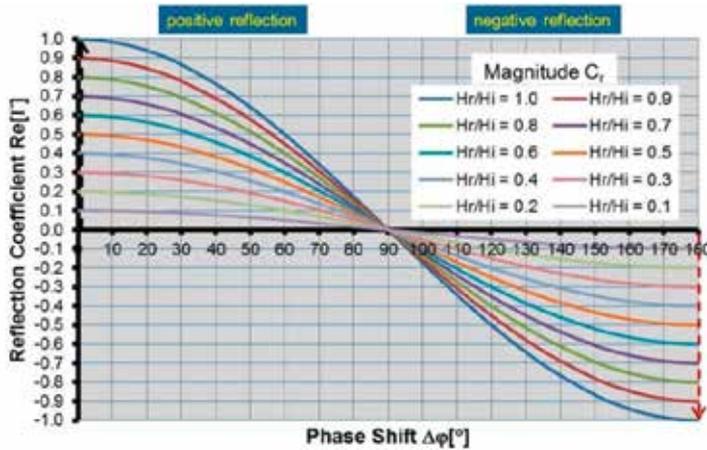


Abb. 3: Realteil $Re[\Gamma]$ des Reflexionskoeffizienten für vorgegebene Beträge $0,1 \leq C_r = H_r/H_i \leq 1,0$ und zugehörige Phasenwinkel $0^\circ \leq \Delta\varphi \leq 180^\circ$

Bedeutsam ist dabei die Tatsache, dass für Phasenabstände $90^\circ < \Delta\varphi < 270^\circ$, $450^\circ < \Delta\varphi < 630^\circ$, ... *negative* Reflexionskoeffizienten erhalten werden. Wird zunächst der *theoretische* Fall gleicher Kosinuswellenhöhen $H_i = H_r$ (Parameterkurve $H_r/H_i = 1$) betrachtet, so ist entsprechend Gleichung (9) der Realteil $Re[\Gamma] = 1,0$ für $\Delta\varphi = 0^\circ (\pm n \cdot 360^\circ)$ einer perfekt stehenden Welle mit einem Schwingungsbauch am Reflexionspunkt (etwa an einer vertikalen Wand) zugeordnet, während der Phasenabstand $\Delta\varphi = 180^\circ (\pm n \cdot 360^\circ)$ (entsprechend Gleichung (10)) den negativen Realteil $Re[\Gamma] = -1,0$ ergibt. Der letztere repräsentiert ebenfalls eine perfekt stehende Welle, nur mit dem Unterschied, dass am Ort der Reflexion nunmehr ein Schwingungsknoten existiert und damit der Fall der Reflexion mit Phasensprung $\Delta\varphi = 180^\circ$ vorliegt.

Beide *stehende Wellen* sind demnach um $\Delta\psi = 90^\circ (\pi/2)$ gegeneinander phasenversetzt, wie es die entsprechende obige Auswertung für das Wellenfeld gezeigt hatte. Für veränderliches $\Delta\varphi$ von 0° auf 180° vollzieht sich also der Übergang von der Reflexion ohne Phasensprung ($\Delta\varphi = 0^\circ$) zur Reflexion mit Phasensprung ($\Delta\varphi = 180^\circ$), bei dem ein Wellenberg als Wellental reflektiert wird und umgekehrt.

Phasenabstände $\Delta\varphi$ *zwischen* -90° und 0 und 0 und $+90^\circ$ einerseits und solche *zwischen* 90° und 180 und 180 und 270° andererseits repräsentieren jedoch *partiell* stehende Wellen, d.h. Wellen, die etwa als eine Mischung aus stehenden Wellen mit fortschreitenden Wellen aufgefasst werden können.

Die fortschreitende Wellenkomponente des resultierenden Wellenfeldes bewirkt dabei, dass eine solche Welle *visuell* kaum von einer fortschreitenden Welle zu unterscheiden ist. *Baumwerksnäbste* unvollkommene Knoten befinden sich im Abstand $0 < a_i < L_i/4$ von IP.

Überdies ergeben sich für $H_r/H_i < 1$ auch für die ausgezeichneten Phasenabstände $0^\circ (\pm n \cdot 360^\circ)$ und $180^\circ (\pm n \cdot 360^\circ)$ *partiell* stehende Wellen.

Infolge der in der Natur immer gegenwärtigen Reibungseffekte einerseits und ggf. möglicher Transmission andererseits stellt die mehr oder weniger unvollkommene Reflexion in der Realität den *Regelfall* dar, der sich somit phänomenologisch zwischen den oben angegebenen theoretischen Spezialfällen positiver und negativer Totalreflexion abspielt.

Nach der Theorie für die Fortpflanzung *elektrischer Signale auf Leitungen* kommt es auch auf letzteren zu (partiellen) Reflexionen, falls sich der *Abschlusswiderstand* Z_a vom *Wellenwiderstand der Leitung* Z_w unterscheidet. Dementsprechend ist auch hierfür der oben dargestellte mathematische Ansatz verwendbar, wobei üblicherweise für den komplexen Reflexionskoeffizienten, für dessen Betrag und Phase anstelle der Zeichen Γ , C_r und $\Delta\varphi$ häufig die Zeichen r , $|r|$, und φ verwendet werden.

Für *homogene* Leitungen und *sinusförmige* Signale können dann bei fehlender Dämpfung die nachfolgenden ausgezeichneten Fälle für den komplexen Reflexionskoeffizienten (auch Reflexionsfaktoren genannt) unterschieden werden:

Leerlauf (offenes Leitungsende mit Abschlusswiderstand $Z_a = \infty$):

$$r = \Gamma = +1, |r| = C_r = 1, \varphi = \Delta\varphi = 0^\circ,$$

Anpassung (reflexionsfreier Fall mit $Z_a = Z_w$):

$$r = \Gamma = 0, |r| = C_r = 0 \text{ und}$$

Kurzschluss (kurzgeschlossenes Leitungsende mit $Z_a = 0$):

$$r = \Gamma = -1, |r| = C_r = 1, \varphi = \Delta\varphi = 180^\circ$$

In dieser Zusammenstellung fällt auf, dass für den Fall der *Anpassung* üblicherweise kein *bestimmter* Phasenwinkel φ (bzw. $\Delta\varphi$) genannt wird. Dagegen stellt für die vorgenommene Definition des Reflexionskoeffizienten (BÜSCHING, 2010a und b) als $C_r = f(H_r/H_i, \Delta\varphi)$ gerade ein solcher Phasenwinkel mit $\Delta\varphi = 90^\circ$ *für fehlende Reflexion* ($C_r = f(H_r/H_i, \Delta\varphi) = 0$) zusammen mit dem Vorzeichenwechsel dessen wesentliche Eigenschaft dar.

Dementsprechend bezeichnet die Definition $C_r = f(H_r/H_i, \Delta\varphi)$ einen Reflexionskoeffizienten *eigener Art*, während der *komplexe Reflexionskoeffizient* - im Gegensatz dazu und im weiteren Unterschied zu der bei Wasserwellen bisher üblichen Verwendung nur des Wellenhöhenverhältnisses H_r/H_i - als *vollständiger* Reflexionskoeffizient (Gesamtreflexionskoeffizient) $\Gamma = C_r e^{i\Delta\varphi}$ verstanden werden kann.

3. Experimentelle Ermittlung komplexer Reflexionskoeffizienten

Wie bei anderen Wellen bildete bekanntlich auch bei Wasserwellen die möglichst präzise Ausmessung des bauwerksnahen Wellenfeldes bis in die 1980er Jahre die Grundlage für die Ermittlung der Reflexionskoeffizienten.

Dabei wurde von HEALY (1953) in der nachfolgend angegebenen Beziehung für die Ermittlung (*des Betrages*) des Reflexionskoeffizienten die von der Reflexion anderer Wellenarten bekannte *Formelstruktur* auch für Wasserwellen verwendet:

$$C_r = \frac{H_{\max} - H_{\min}}{H_{\max} + H_{\min}} \quad \text{mit } H_{\max} = H_i + H_r \quad \text{und} \quad H_{\min} = H_i - H_r \quad (11)$$

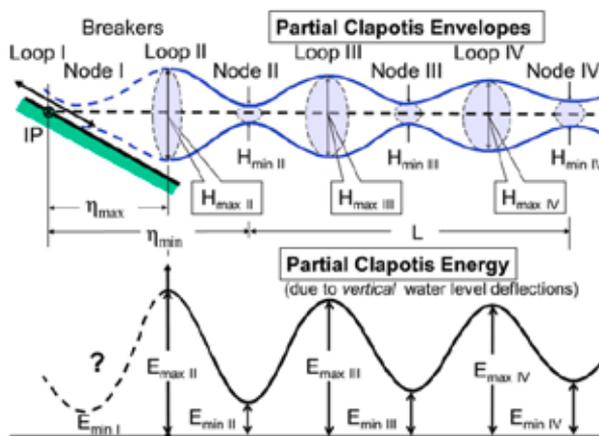


Abb. 4: Schematische Darstellung partiell stehender Wellen an einer Böschung; oben: Einhüllende der Wasserspiegelauslenkungen, unten: Energieverteilung (infolge vertikaler Wasserspiegelauslenkungen)

Hierbei beziehen sich die Werte H_{\max} und H_{\min} auf die vertikalen Abstände der Einhüllenden für die Wasserspiegelauslenkungen der partiell stehenden Wellen, wie diese etwa im oberen Teil der Abb. 4 als Ergebnis von Messungen schematisch dargestellt sind.

Nachdem die Erzeugung (und messtechnische Erfassung) *unregelmäßiger* Wellen in hydraulischen Laboratorien zum Standard der angewandten Untersuchungsverfahren geworden war, wurde diese recht aufwändige Methode jedoch weitgehend durch die 3-Pegel-Methode nach MANSARD und FUNKE (1980) ersetzt.

Die Verwendung der letzteren ist aber wohl gerade als Ursache dafür anzusehen, dass Untersuchungen mit einer *größeren* Anzahl *synchroner* Pegelaufzeichnungen, welche die Aufmerksamkeit auf die Bedeutung des ebenfalls bei der Reflexion auftretenden Phasenunterschiedes $\Delta\phi$ hätten richten können, in der Folgezeit unterblieben sind.

Außer den zur Ermittlung des Betrages des Reflexionskoeffizienten erforderlichen Messwerten für die maximalen und minimalen Wasserspiegelauslenkungen (H_{\max} , H_{\min} nach Gleichung (11)) ist für die Bestimmung der *Phase des Reflexionskoeffizienten* neben der *Wellenlänge* L noch die Kenntnis

zumindest der *Entfernung* des effektiven Reflexionspunktes von einem (imperfekten) Schwingungsbauch (loop) η_{max} bzw. die Entfernung η_{min} von einem Schwingungsknoten (node) erforderlich, vergl. Abb. 4.

Die Phase des Reflexionskoeffizienten wird dann aus der folgenden Betrachtung erhalten:

Für jeden Ort im Abstand η vom Reflexionspunkt beträgt der Phasenabstand, der von der einfallenden Welle bis zum Ort der Reflexion zurückzulegen ist, $k\eta = 2\pi(\eta/L)$. Dort tritt bei der Reflexion örtlich die gesuchte Phasenverschiebung $\Delta\phi$ auf und daran anschließend für die reflektierte Welle zurück bis zum Ausgangsort wiederum der Phasenabstand $k\eta$. Demnach beträgt der Phasenunterschied zwischen einfallender und reflektierter Welle an diesem Ort $2k\eta + \Delta\phi$.

Damit es sich bei dem betrachteten Ort um einen *Schwingungsbauch* der partiellen Clapotis handelt, muss diese Phasendifferenz einem ganzzahligen Vielfachen von 2π gleichen. Somit ergibt sich die Formel

$$2k\eta_{max} + \Delta\phi = n \cdot 2\pi \quad (12)$$

und mit $n = 1$ für den ersten Schwingungsbauch

$$\Delta\phi = 2\pi - 2k\eta_{max} \quad \text{bzw.}$$

$$\Delta\phi[^\circ] = 360 \left(1 - \frac{2\eta_{max}}{L} \right) \quad (13a)$$

Für den Fall, dass es sich bei dem einzumessenden Ort um einen (*unvollkommenen*) *Knoten* handeln soll, muss die betreffende Phasendifferenz einem ungeraden Vielfachen von 180° (π) entsprechen, damit sich einfallende und reflektierte Welle tendenziell auslöschen können. Die analoge Formel lautet dann bezogen auf den bauwerknahesten (ersten) partiellen Knoten:

$$\Delta\phi[^\circ] = 180 \left(1 - \frac{4\eta_{min}}{L} \right) \quad (13b)$$

Für die Analyse *irregulärer* Wellen (und ihrer Fourier-Komponenten) hat der Autor sich jedoch nicht *direkt* auf das Wellenfeld der Wasserspiegelauslenkungen (Einhüllende der Wasserspiegelauslenkungen) sondern prinzipiell auf deren *Quadratwerte* bezogen. Wie bei BÜSCHING (2010a und b) im Einzelnen ausgeführt, werden solche bei der *Integration* der (in Teilbereiche zerlegten) Energiedichte-Spektren erhalten, wenn sie an jeder Pegelposition die überlagerten vertikalen Wasserspiegelauslenkungen der vom Wellenerzeuger kommenden, der von der Böschung reflektierten und ggf. der vom Wellenerzeuger wiederum re-reflektierten Wellen (composite energy spectra) repräsentieren.

Abb. 5 zeigt solche Energiewerte für die in Abb. 2 dargestellte Konfiguration geneigter Deckwerke - aufgetragen über der Pegelentfernung von der Böschung. Hierfür ist als Bezugspunkt im unteren Teil der Abbildung der Durchstoßpunkt des Ruhewasserspiegels durch die Böschungsoberfläche mit IP bezeichnet. Für den insgesamt analysierten Frequenzbereich $0,0326\text{Hz} \leq f \leq 1,3997\text{Hz}$ fällt insbesondere im oberen Teil der Abb. 5 die Periodizität in den für die glatte Böschung aufgetragenen Integralwerten der (potentiellen) Energie (rote Kurve) auf, obwohl darin noch die Rauschantei-

le für Frequenzen oberhalb etwa 0,8 Hz enthalten sind. So wird hiermit offenbar die Dominanz einer (resultierenden) partiell stehenden Welle dokumentiert, zumal die potentielle Energie einer solchen - im Gegensatz zu derjenigen einer fortschreitenden Welle - am Ort verbleibt. Ihre Länge kann hier etwa als Distanz zwischen dem zweiten und dem vierten Energieminimum zu ca. $L_C = 3,65\text{m}$ abgegriffen werden, während ein erstes Minimum etwa bei IP vermutet werden kann.

Die *generellen* Eigenschaften von partiell stehenden Wellen, wie sie sich als Ergebnis umfangreicher Messungen im Wellenkanal der Fachhochschule Bielefeld dargestellt haben, können *etwa*, wie in Abb. 4 gezeigt, aus der gemessenen Energieverteilung über der Wellenlänge abgeleitet werden:

Im unteren Teil dieser Abbildung ist zu sehen, dass das absolute Energiemaximum (E_{maxII}) der Böschung am nächsten liegt und die seewärtigen Maxima E_{maxIII} , E_{maxIV} ... im Betrage mit zunehmender Entfernung abnehmen. Umgekehrt wachsen die Beträge der Energieminima E_{minII} , E_{minIII} , E_{minIV} ... mit der Distanz von der Böschung. Ein solches Verhalten wurde sowohl bei Untersuchungen mit und ohne Kompensation der Re-Reflexion von der Wellenklappe gefunden.

Offensichtlich korrespondieren solche Erscheinungen recht gut mit der Einhüllenden einer partiell stehenden Welle, deren Auslenkungen mit der Entfernung von IP abnehmen, vergl. oberen Teil der Abb. 4.

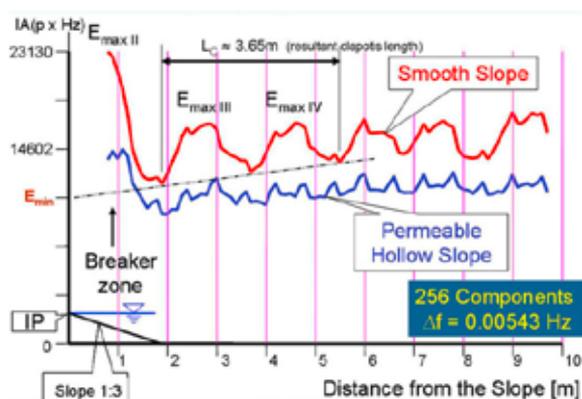


Abb. 5: Integralwerte der spektralen Energie im *Gesamtfrequenzband* $0,03 \leq f \leq 1,4$ Hz dokumentieren die Existenz einer partiellen Clapotis (rot) vor einer glatten Böschung mit der Neigung 1:m = 1:3. Die entsprechende Kurve (blau) für ein Hohldeckwerk gleicher Neigung belegt demgegenüber ein geringeres mittleres Energieniveau und weist für E_{maxII} eine deutliche seewärtige Verschiebung auf

Im Unterschied zu der potentiellen Energie einer perfekt stehenden Welle (Clapotis) an einer vertikalen Wand, bei der den Schwingungsknoten der Wert Null und den Schwingungsbäuchen jeweils der maximale Energiebetrag zugeordnet ist, treten also bei der partiell reflektierten Welle an einer geneigten Ebene markante Abweichungen von den genannten Extremwerten der periodischen Funktion auf.

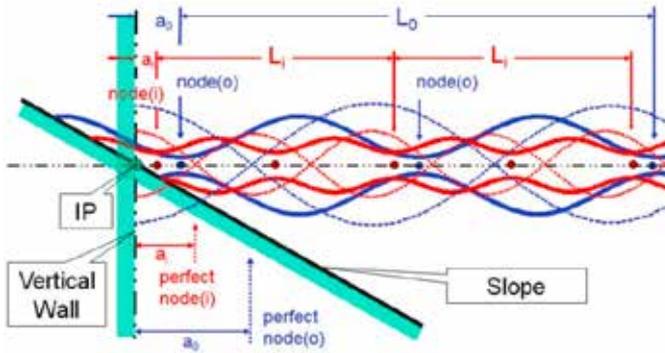


Abb. 6: Vergleich eines Paares stehender Wellen mit Längen L_0 (blau) und L_i (rot) an einer vertikalen Wand (gepunktete Linien) mit einem Paar partiell stehender Wellen gleicher Längen (durchgezogene Linien) an einer Böschung 1:m

Hinsichtlich Betrag und Phase des komplexen Reflexionskoeffizienten seien diese schematisch in Abb. 6 für ein Paar stehender Wellen unterschiedlicher Wellenlänge dargestellt, wenn die vertikale Wand durch eine geneigte Ebene ersetzt wird, d. h. die vertikale Wand einen Spezialfall der geneigten Ebene bildet.

Wenn die vertikale Begrenzung fehlt, dürften sich die perfekten Knoten in näherungsweise elliptische Bahnlinien (spiralartige unvollkommene Knoten) verändern, deren Mittelpunkte deutlich näher als $L/4, 3L/4, 5L/4 \dots$ nach IP verschoben sind.

Während sich die bauwerksnahen perfekten Knoten zweier unterschiedlich langer Clapotiswellen (L_0, L_i) im Abstand $a_0 = L_0/4$ bzw. $a_i = L_i/4$ von der vertikalen Wand befinden, liegen die betreffenden unvollkommenen Knoten dem Bezugspunkt IP auf der geneigten Ebene wesentlich näher. Wie indessen durch Gleichung (13b) bzw. unten durch Gleichung (15) ausgedrückt, ist eine solche Verringerung gleichbedeutend mit einer linearen Vergrößerung der Phasendifferenz $\Delta\phi$ des komplexen Reflexionskoeffizienten.

Zugleich findet eine Verringerung der Beträge $C_r = H_r/H_i$ des komplexen Reflexionskoeffizienten mit abnehmender Wellenlänge statt.

Darüber hinaus dürften bei irregulären Wellen die mit der Distanz von IP hervortretenden Änderungen in Abb. 4 und Abb. 5 auf die *unterschiedlichen Dispersionseigenschaften* der sich überlagernden einfallenden und reflektierten Wellen zurückzuführen sein, - insbesondere im Falle nicht zu vernachlässigender Re-Reflexion etwa bei Randbedingungen einer Beckenkonfiguration.

Für die Bestimmung der Beträge *frequenzgebundener* Reflexionskoeffizienten $C_{r,i}(f)$ hatte der Autor bereits abgegrenzte Teilgebiete des Spektrums „Partialwellen“ (partiell stehenden Teilwellen) zugeordnet (BÜSCHING, 1992 und 1996), für die prinzipiell ebenfalls die Ausführungen zu Abb. 4 gelten.

Dazu war die Struktur der Formel von HEALY (1953) (Formel (11)) übernommen worden, jedoch anstelle der darin enthaltenen Summen und Differenzen von Wellenhöhen die Quadratwurzeln aus den Extremwerten der Energie wie folgt verwendet worden.

$$C_{r,i} = \frac{\sqrt{E_{\max,i}} - \sqrt{E_{\min,i}}}{\sqrt{E_{\max,i}} + \sqrt{E_{\min,i}}} \tag{14}$$

mit:

$E_{\max,i}$ = Betrag des Energiemaximums der zur Partialwelle beitragenden Frequenzkomponenten am Schwingungsbauch i ,

$E_{\min,i}$ = Betrag des Energieminimums der zur Partialwelle beitragenden Frequenzkomponenten am Schwingungsknoten i ,

i = Ordnungszahl des Schwingungsbauches bzw. Schwingungsknotens gemäß Abb. 4.

Nachfolgend sind die maximalen (bauwerksnahsten) frequenzabhängigen *Beträge* des Reflexionskoeffizienten $C_{r,II}(f)$ (bezogen auf $E_{\max,II}$ und $E_{\min,II}$) in Abb. 7 für ein *Glattdeckwerk* denjenigen eines *Hohldeckwerkes* (Abb. 2) für eine Böschungsniegung 1:m = 1:3 und in Abb. 8 für ein *Glattdeckwerk* denjenigen eines *Hohlformkörper-Böschungsbauwerkes* (Abb. 9) mit einer Neigung 1:m = 1:2 gegenübergestellt.

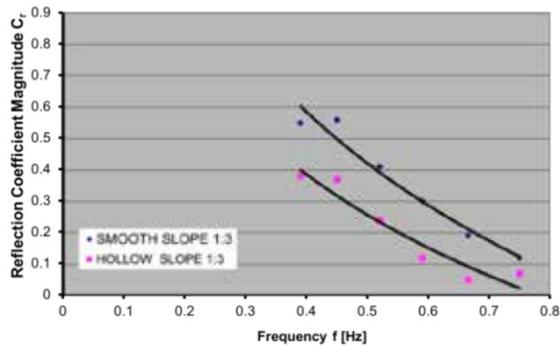


Abb. 7: Bauwerksnahe spektrale Beträge des Reflexionskoeffizienten $C_{r,II}(f)$ von Partialwellen an Böschungen 1:m = 1:3, aufgetragen über den Mittenfrequenzen der zugehörigen Teilfrequenzbereiche

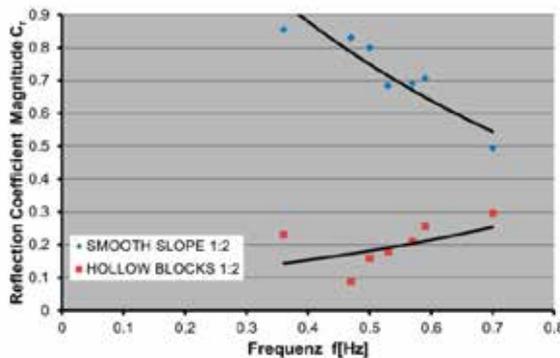


Abb. 8: Bauwerksnahe spektrale Beträge des Reflexionskoeffizienten $C_{r,II}(f)$ von Partialwellen an Böschungen 1:m = 1:2, aufgetragen über den Mittenfrequenzen der zugehörigen Teilfrequenzbereiche

Tab. 1: Beträge C_r des komplexen Reflexionskoeffizienten Γ an den in Spalte 1 genannten Deckwerksarten mit Neigungen 1:3 bzw. 1:2

1	2	3	4	5	6	7	8
Art	Neigung	Frequenz [Hz]	$\min C_r$	C_{rm}	$\max C_r$	C_r -Trend	Brecherart
Glattdeckwerk	1:3	$0,38 \leq f \leq 0,76$	0,12	0,33	0,56	fallend	Sturzbrecher
Hohldeckwerk	1:3	$0,38 \leq f \leq 0,76$	0,05	0,20	0,39	fallend	part. Sturzbrecher
Glattdeckwerk	1:2	$0,36 \leq f \leq 0,70$	0,50	0,72	0,85	fallend	Sturzbrecher
Hohlformkörper	1:2	$0,36 \leq f \leq 0,70$	0,10	0,20	0,30	indifferent	undefinierbar

Erwartungsgemäß wird durch die tabellarische Ergebnis-Zusammenstellung die höhere Reflexion des steileren *Glattdeckwerkes* bestätigt zusammen mit dem generell mit der Frequenz fallenden Trend der Reflexionskoeffizienten sowohl bei den Glattdeckwerken als auch beim *Hohldeckwerk*. Auffällig sind jedoch die sehr geringen Reflexionskoeffizienten der *Hohlformkörperkonfiguration* zusammen mit dem eher indifferenten Frequenzverhalten.

Während in BÜSCHING (2010a) die Untersuchungen bezüglich der Böschungsneigung 1:3 *schwerpunktmäßig* behandelt worden waren, sollen hier hinsichtlich der Bedeutung der *Phase des Reflexionskoeffizienten beispielhaft* die Untersuchungen bezüglich der Böschungsneigung 1:2 *näher* betrachtet werden, bei denen die Unterschiede der zu vergleichenden Böschungsstrukturen besonders deutlich geworden waren. Hierfür waren die zugehörigen Messungen von LEMKE und NICOLAI (1998) ausgeführt und darüber vom Verfasser berichtet worden (BÜSCHING, 1999).

Dabei handelt es sich bei der durchströmbaren Struktur um großvolumige Hohlformkörper (HFK) in gestufter Anordnung, vergl. Abb. 9.

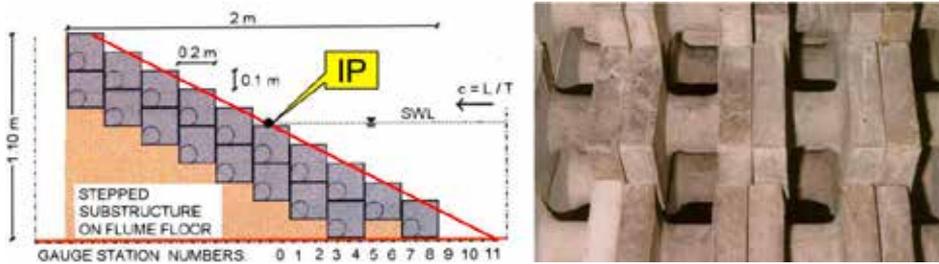


Abb. 9: Querschnitt und Teilansicht eines Böschungsbauwerkes der Neigung 1:m = 1:2 aus 2 Lagen großformatiger Hohlformkörper (HFK) in gestufter Anordnung

Wie bei den Vergleichsuntersuchungen für die Böschungsneigung 1:m = 1:3 war auch hier der Schnittpunkt IP, den der Ruhewasserspiegel mit der ebenen Böschungsoberfläche bildet, als Bezugspunkt festgelegt. Dementsprechend waren Pegelmessungen in diesem Fall bezüglich der glatten Struktur ab einer Distanz von 10cm und bei der Hohlkörperstruktur direkt ab IP möglich, wobei die Messungen mit einem Pegelabstand von 10cm nur bis 3,1m von IP quasi synchron durchgeführt wurden. Für diese Distanz konnte der Effekt der Re-Reflexion von der Wellenklappe ausgeschlossen werden.

In Abb. 10 sind die berechneten Einzelwerte der Energie für definierte Teilfrequenzbereiche in der Form gestapelter Flächen, aufgetragen und zwar sowohl im unteren Bildteil für die Hohlformkörperböschung als auch im oberen Bildteil für die ebene Vergleichsböschung.

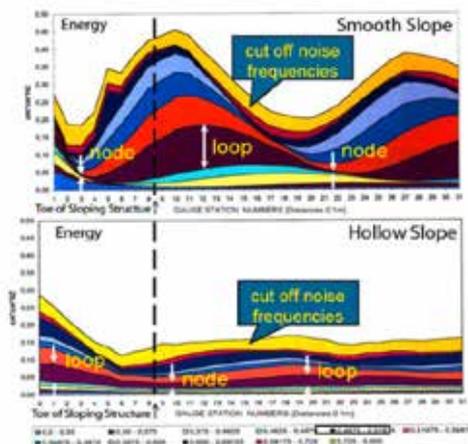


Abb. 10: Energiegehalt von 11 Frequenzbändern über der Entfernung von IP.
 Oben: Beleg für partiell stehende Wellenkomponenten (Partialwellen) mit ausgeprägten Energiemaxima (loops) und Energieminima (nodes). Unten: Beleg für Partialwellen mit wesentlich geringerem Energiegehalt.
 Deutliche Phasendifferenzen zwischen den Partialwellen gleicher Frequenzbereiche

Wird das Signalrauschen - hier oberhalb 0,725 Hz - außer Betracht gelassen (obere gelb-orange farbige Flächen), können bei der glatten Böschung alle Partialwellen sehr deutlich durch die Aufeinanderfolge von Bäuchen und Knoten (loops und nodes) identifiziert werden. Besonders deutlich tritt der in BÜSCHING (1996) noch als „selektive Reflexion“ (SR) bezeichnete Effekt hervor, wonach die langwelligeren Partialwellen an einer geneigten Ebene *ober* (d.h., über größerer Wassertiefe) reflektiert werden als die kurzwelligeren mit der Folge, dass alle Partialwellen in der gezeigten Weise gegeneinander verschoben sind.

Tatsächlich sind, wie für die glatte Böschung der Neigung 1:3 in BÜSCHING (2010a) nachgewiesen, auch bei der glatten Böschung der Neigung 1:2 die Knoten_I der Partialwellen umso näher IP lokalisiert, je höher ihre mittlere Frequenz ist. Während aber in BÜSCHING (2010a) die bloße Existenz eines *Phasensprungs in der Größenordnung von $\Delta\varphi \approx 180^\circ$* für beide glatten Böschungen besonders herausgestellt worden war, wird unten im Sinne einer *gründlicheren Analyse* der Phase des Reflexionskoeffizienten nunmehr die Lage der Partialwellen relativ zu IP näher untersucht.

Dies ist offenbar *unerlässlich*, da trotz der deutlich geringeren Ausprägung der loops und nodes der Partialwellen an der *durchströmbar*en Böschung nicht nur die immense Energieabnahme infolge der Verwendung der Hohlformkörper unübersehbar ist, sondern auch die Tatsache, dass zwischen den betreffenden Partialwellen vor beiden Böschungsstrukturen ein deutlicher *Phasenunterschied $\Delta\psi$* besteht.

Beispielsweise beträgt der Abstand entsprechender Phasenpunkte für die Partialwellen des Frequenzbereiches $0,4875\text{Hz} \leq f \leq 0,51875\text{Hz}$ (lila), deren loops und nodes in der Abbildung mit Pfeilen bezeichnet sind, *etwa* 0,70m. Dieser ergibt bei überschlägiger Berechnung unter Verwendung des aus der Abbildung ebenfalls abgegriffenen Wertes für die Distanz zwischen loop und node von etwa 0,95m eine Phasendifferenz von etwa $\Delta\psi = 66^\circ$.

Im Gegensatz zur glatten Böschung ist hier also die Ausbildung eines Schwingungsbauches über der Hohlkörperkonfiguration (an den Positionen 5 bis 0) eindeutig durch die (generelle) Zunahme der Energie mit Annäherung an IP belegt. Dabei kann im Vergleich zur glatten Böschung als weitere

Information aus der Grafik eine „Energieverlagerung“ von den niedrigeren Frequenzen $0 < f < 0,46875\text{Hz}$ zu den höheren Frequenzen $0,4875\text{Hz} < f < 0,725\text{Hz}$ entnommen werden.

Letztere entspricht tatsächlich auch etwa der visuellen Beobachtung der hochturbulenten Strömungsvorgänge beim Ein- und Austritt aus den Hohlräumen des Bauwerks ohne dass sich eine bestimmte Brecherform ausbildet.

Somit war zu vermuten, dass sich die effektive Energieumwandlung an der Hohlformkörperstruktur nicht nur in den sehr *geringen Beträgen* der Reflexionskoeffizienten äußert sondern auch durch die *markante Phasenverschiebung* der betreffenden Partialwellen. Im Unterschied dazu beträgt für den in BÜSCHING (2010a) näher beschriebenen Fall der Böschungen 1:m = 1:3 beispielsweise ein vergleichbarer Wert der Phasendifferenz für Partialwellen des ähnlichen Frequenzbereiches $0,49\text{Hz} \leq f \leq 0,54\text{Hz}$ nur etwa $\Delta\psi = 18^\circ < 66^\circ$. Obwohl auch für das betreffende Hohldeckwerk die Absenkung der Reflexionskoeffizienten gegenüber dem Glatdeckwerk beträchtlich ist (vergl. Abb. 7), dürfte aber durch den sich dabei einstellenden partiellen Sturzbrecher (collapsing breaker) ein markant anderes Brandungsverhalten vorliegen.

4. Betrag und Phase komplexer Reflexionskoeffizienten

Beispielhaft werden nachfolgend zunächst Betrag und Phase *komplexer* Reflexionskoeffizienten unter Verwendung der in diesem Beitrag enthaltenen Daten für *irreguläre Wellen* in den Tab. 2 und 3 angegeben und graphisch in den Zeigerdiagrammen der Abb. 12 bzw. Abb. 13 dargestellt. Dabei wurden für die Berechnung der Phasenwerte $\Delta\varphi$ nach Gleichung (13a) die Wellenlängen und die IP-nahsten Schwingungsbauchabstände η_{max} bezüglich der Neigung 1:2 aus der Abb. 10 abgegriffen, während entsprechende Angaben für die Neigung 1:3 den Daten der Abb. 5 entstammen. Die zugehörigen Mittelwerte für die Beträge C_r sind Abb. 7 bzw. Abb. 8 entnommen. Ergänzend sind jeweils die theoretischen Fälle der positiven und negativen Totalreflexion hinzugefügt.

Die Daten der Tab. 2 werden in BÜSCHING (2012b) auch als Funktionen der Frequenz dargestellt.

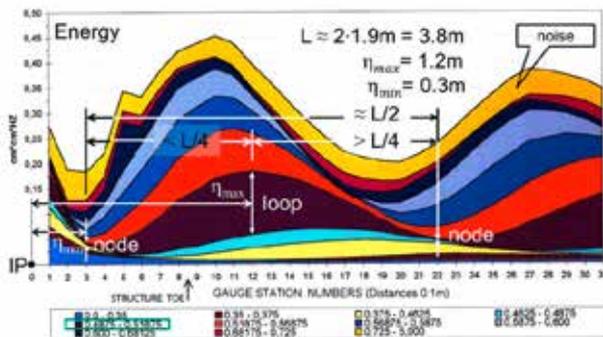


Abb. 11: Zur Ermittlung der Länge L und der Phasendifferenz $\Delta\varphi$ zwischen einfallender und reflektierter Welle am Beispiel der Partialwelle des Frequenzbereiches $0,4875\text{Hz} \leq f \leq 0,51875\text{Hz}$ an einer ebenen Böschung 1:2: Infolge der *horizontalen Wellenasymmetrie* der fast brechenden Wellen (gekennzeichnet durch $\eta_{max} - \eta_{min} < L/4$) liefern die Formeln (13a) und (13b) unterschiedliche Ergebnisse $\Delta\varphi = 132,6^\circ > 123,2^\circ$

Hinsichtlich der Genauigkeit der aus Darstellungen wie den Abb. 5 und 10 abgegriffenen Werte sei bemerkt:

Nicht nur der verwendete Messpunktastand von 10 cm ist von Bedeutung, sondern vielmehr die Tatsache, dass fast brechende Wellen bei ihrer Annäherung an nicht vertikale Reflexionsflächen der zunehmenden *Verformung* unterliegen. Letztere macht sich naturgemäß auch bei der generellen *Ausbildung der partiell stehenden Wellen* bemerkbar.

Wie beispielhaft für die Partialwelle des Frequenzbereiches $0,4875\text{Hz} \leq f \leq 0,51875\text{Hz}$ (lila) am Glatdeckwerk der Neigung 1:2 in Abb. 11 belegt, drückt sich die *horizontale Wellenasymmetrie* (vergl. hierzu z.B. BÜSCHING (1974)) nicht nur durch die oben beschriebene *Verschiebung* der definierten Partialwellen aus, sondern auch durch küstenwärts zunehmende *Stauchung*, d.h., abnehmende Loop-Node-Abstände.

Dementsprechend liefern die Formeln (13a) und (13b) selbst für die angegebenen benachbarten Loops und Nodes der Beispiel-Partialwelle die unterschiedlichen Ergebnisse $\Delta\phi = 132,6^\circ > 123,2^\circ$.

Die Überlagerung der Energiegehalte aller Partialwellen führt dann für den erfassten Messbereich (3,1m) zufolge der aufgetretenen *Verschiebungen* und *Stauchungen* einerseits zu dem asymmetrische Energiemaximum, das die bauwerksnahen maximalen Wasserspiegelauslenkungen des Schwingungsbereiches repräsentiert, - andererseits aber auch zu dem seewärts nebenliegenden *kleineren* Energiemaximum.

Die unterschiedliche Ausprägung benachbarter Schwingungsbäuche könnte ein Anzeichen für die Existenz eines *surf beats* sein (Schwebung infolge leicht unterschiedlicher Frequenzen von einfallenden und reflektierten Wellen).

Demnach erfolgte die Reflexion in Natur und Modell an nicht vertikalen Reflexionsflächen nicht nur mit kleinerer Wellenhöhe $H_r < H_i$ und dem Phasenversatz $\Delta\phi$, sondern auch mit leicht veränderter Frequenz.

Sicherheit kann hier jedoch nur im Rahmen von Folgeuntersuchungen erlangt werden, wenn solche unter Verwendung eines längeren Wellenkanal durchgeführt werden.

Tab. 2: Berechnung der Phase $\Delta\phi$, des Realteiles $\text{Re}[\Gamma]$ und des Imaginärteiles $\text{Im}[\Gamma]$ der Reflexionskoeffizienten für jeweils 5 Partialwellen des *spektralen Kernbereiches* für ein Glatdeckwerk bzw. für Hohlformkörper an Böschungen der Neigung 1 : 2, vergl. Abb. 12

1	2	3	4	5	6	7	8	9
Art	Neigung	Frequenz	Wellenlänge	η_{max}	C_r	$\Delta\phi$	$\text{Re}[\Gamma]$	$\text{Im}[\Gamma]$
		[Hz]	[m]	[m]		[°]		
pos. Totalreflexion	∞				1.00	0.0	1.00	0.00
neg. Totalreflexion	1:n				1.00	180.0	-1.00	0.00
Glatdeckwerk	1:2	0.475	4.40	1.40	0.83	130.9	-0.54	0.63
Glatdeckwerk	1:2	0.503	3.80	1.20	0.80	132.6	-0.54	0.59
Glatdeckwerk	1:2	0.544	3.40	1.00	0.68	148.2	-0.58	0.36
Glatdeckwerk	1:2	0.578	3.00	0.90	0.69	144.0	-0.56	0.41
Glatdeckwerk	1:2	0.594	2.90	0.80	0.70	161.4	-0.66	0.22
Hohlformkörper	1:2	0.475	4.40	2.15	0.09	8.2	0.09	0.01
Hohlformkörper	1:2	0.503	3.80	1.95	0.16	-9.5	0.16	-0.03
Hohlformkörper	1:2	0.544	3.40	1.80	0.18	-21.2	0.17	-0.07
Hohlformkörper	1:2	0.578	3.00	1.65	0.21	-36.0	0.17	-0.12
Hohlformkörper	1:2	0.594	2.90	1.60	0.25	-37.2	0.20	-0.15

Tab. 3: Berechnung der *mittleren* Phase $\Delta\phi$, des Realteiles $\text{Re}[\Gamma]$ und des Imaginärteiles $\text{Im}[\Gamma]$ der Reflexionskoeffizienten für irreguläre Wellen an den in Spalte 1 angegebenen Deckwerkskonfigurationen der Neigung 1:3 bzw. 1:2, vergl. Abb.13

1	2	3	4	5	6	7	8	9
Art	Neigung	Frequenz	Wellenlänge	η_{max}	C_r	$\Delta\phi$	$\text{Re}[\Gamma]$	$\text{Im}[\Gamma]$
		[Hz]	[m]	[m]		[°]		
Glattdeckwerk	1:3	$0,38 \leq f \leq 0,76$	3.65	0.73	0.33	216.0	-0.27	-0.19
neg. Totalreflexion	1:n				1.00	180.0	-1.00	0.00
Hohldeckwerk	1:3	$0,38 \leq f \leq 0,76$	3.65	1.00	0.20	162.7	-0.19	0.06
Glattdeckwerk	1:2	$0,36 \leq f \leq 0,70$	3.50	1.00	0.72	154.3	-0.65	0.31
Hohlformkörper	1:2	$0,36 \leq f \leq 0,70$	3.50	1.85	0.20	-20.6	0.19	-0.07
pos. Totalreflexion	∞				1.00	0.0	1.00	0.00

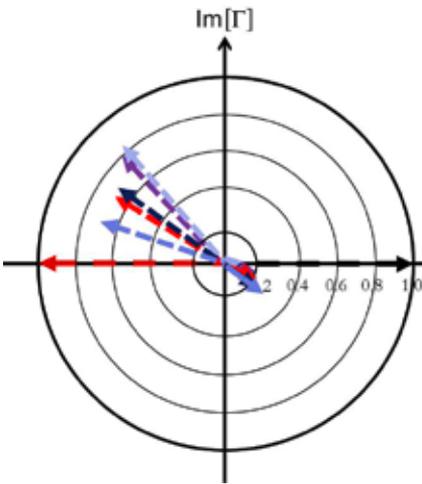


Abb. 12: Zeigerdiagramm für komplexe Reflexionskoeffizienten $\Gamma = C_r e^{i\Delta\phi}$ gemäß Tab. 2

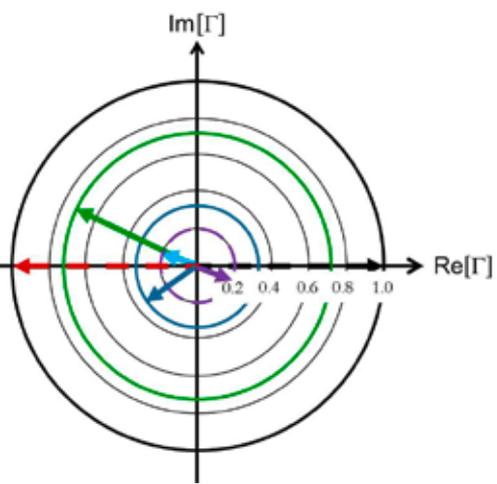


Abb. 13: Zeigerdiagramm für komplexe Reflexionskoeffizienten $\Gamma = C_r e^{i\Delta\phi}$ gemäß Tab. 3

In den früheren Untersuchungen (BÜSCHING, 1996 und 2001) hatte sich der Verfasser hinsichtlich der bei der Reflexion auftretenden Phasenverschiebung bereits verschiedentlich auf den Abstand η_{min} des bauwerknahesten imperfekten *Schwingungsknotens* partiell stehender Wellen bezogen, diesen jedoch dort mit „a“ bezeichnet. Dazu existieren auf die Wellenlänge L bezogene Abstände a/L einerseits als Funktion der Wellenlänge und andererseits als Funktion der Frequenz und der Böschungeneigung.

Ergänzend zu dem in BÜSCHING (2010a und b) eingehend dargestellten Fall des Glattdeckwerkes der Neigung 1:3 enthält Abb.14 nunmehr eine Umrechnung der in der dortigen Abb.16 enthaltenen Werte a/L in $\Delta\phi$ unter Verwendung der entsprechend angepassten Formel (13b)

$$\Delta\varphi [^\circ] = 180 (1 - 4 a/L) \quad (15)$$

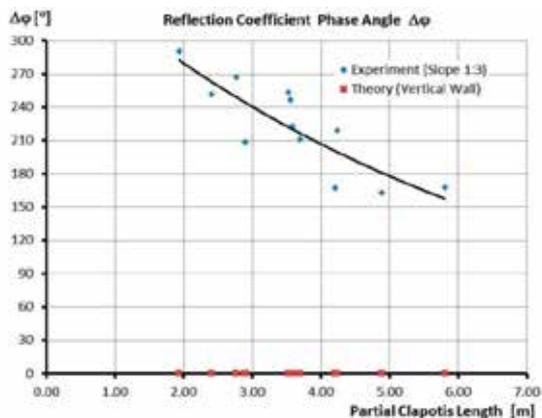


Abb. 14: Phasenwinkel $\Delta\varphi$ der Reflexionskoeffizienten von 12 Partialwellen an einem *Glattdeckwerk* der Neigung 1:3

Für *monochromatische Wellen* waren darüber hinaus an der FH Bielefeld bereits 1995 Untersuchungen für 6 Frequenzen im Bereich $0,45\text{Hz} \leq f \leq 0,85\text{Hz}$ durchgeführt worden, die sich auf 6 Neigungen im Bereich $1:3 \leq 1:n \leq 1:0$ erstreckten. Die Messungen waren hierzu für *Glattdeckwerke* und *Hohldeckwerke* von THIENELT UND MEYER (1995) durchgeführt und vom Autor (BÜSCHING, 1996) bereits im Hinblick auf eine Phasenverschiebung zwischen einfallender und reflektierter Welle analysiert worden. Dabei war im Gegensatz zu der oben angewandten Messmethode die *konventionelle* Auswertung der *Wasserspiegelauslenkungen* unter Verwendung der Formel von Healy (1953) (Formel 11) für die Beträge des Reflexionskoeffizienten verwendet worden, während als Maß für die veränderliche Phasendifferenz die auf die Wellenlänge L bezogenen (relativen) Knotenabstände a/L der bauwerksnahen Knoten (bezüglich IP) ermittelt worden waren. Letztere erscheinen hier nunmehr ebenfalls unter Verwendung der Formel (15) in die Phase des komplexen Reflexionskoeffizienten umgerechnet in Abb. 15 bzw. Abb. 16.

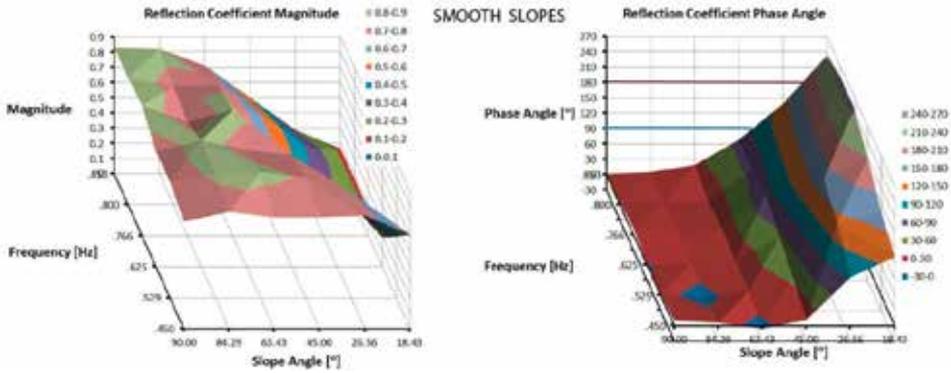


Abb. 15: Betrag (links) und Phase (rechts) komplexer Reflexionskoeffizienten für 6 *Glattdeckwerke* mit Böschungswinkeln von 90°, 84,29°, 63,43°, 45°, 26,56° und 18,3° für monochromatische Wellen des Frequenzbereiches $0,45\text{Hz} \leq f \leq 0,853\text{ Hz}$

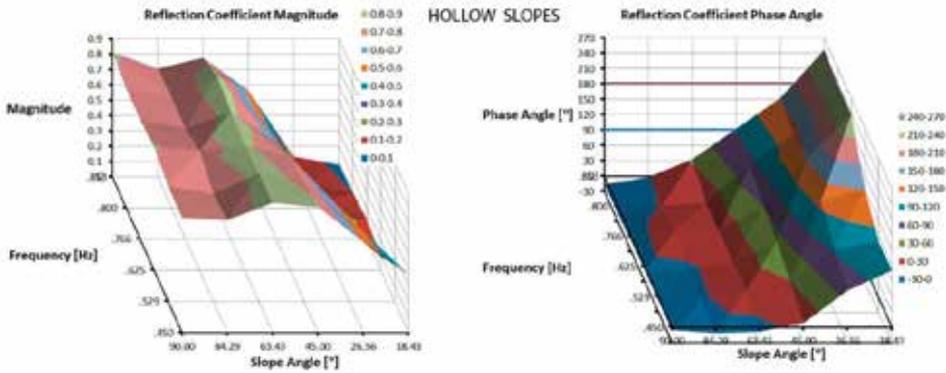


Abb. 16: Betrag (links) und Phase (rechts) komplexer Reflexionskoeffizienten für 6 *Hohldeckwerke* des in Abb.2 gezeigten Typs mit Böschungswinkeln von 90°, 84,29°, 63,43°, 45°, 26,56° und 18,3° für monochromatische Wellen des Frequenzbereiches $0,45\text{Hz} \leq f \leq 0,853\text{ Hz}$

5. Diskussion und Ausblick

Die markante Konsequenz der Definition eines komplexen Reflexionskoeffizienten Γ besteht darin, grundsätzlich in Fälle *positiver* und *negativer* Reflexion zu unterscheiden. Dabei sind die o.a. theoretischen Grenzfälle unterschiedlicher Totalreflexion *begriffsbestimmend*, zumal sich deren physikalische Bedeutung im Hinblick auf das Wellenbrechen aus der *unterschiedlichen Positionierung* der partiellen Clapotis relativ zum Reflexionsort herleitet. So ist dem Fall der *theoretischen* Retro-Reflexion von der *ideal glatten vertikalen Wand ohne Phasensprung* ein weiterer theoretischer Fall der *Reflexion mit einem Phasensprung von $\Delta\varphi = 180^\circ$* an die Seite gestellt, dem wohl am ehesten die Randbedingung einer *ideal glatten geneigten Wand* zuzuordnen sein dürfte. Bei der *positiven Totalreflexion* an einer vertikalen Wand liegt damit an dieser infolge der verdoppelten Höhe der einfallenden Welle der (kritische) Fall eines Schwingungsbauches vor. Demgegenüber befindet sich - bei ebenfalls fehlender Transmission - im Falle der *negativen Totalreflexion* am Ort der Reflexion gerade ein Wellenknoten.

Im Hinblick auf die in der Realität nur *partiell* mögliche Reflexion ist aber von besonderer Bedeutung, dass Dissipationseffekte und Transmissionseffekte nur schwer voneinander zu trennen sind, sei es bei den verschiedenen Brecherformen an einer Böschung oder bei der aufgerissenen Clapotis an der vertikalen Wand.

Zu Tab. 2 und Abb. 12:

Für die 5 Partialwellen, die etwa den Frequenzbereich $0,46\text{Hz} \leq f \leq 0,6\text{Hz}$ (Kernbereich) des verwendeten Spektrums umfassen, befinden sich die betreffenden Zeiger für das *Glattdeckwerk* mit Beträgen um $C_r = 0,72$ sämtlich im zweiten Quadranten. Hierdurch ist mit $\text{Re}[\Gamma] < 0$ *negative* Reflexion angezeigt. Der Phasensprung ist jedoch im Gegensatz zu dem in [3] eingehend behandelten Fall des Glattdeckwerkes der Neigung 1:3 jeweils deutlich kleiner als 180° , vergl. dazu auch Abb.14.

Dagegen befinden sich die Zeiger für die betreffende *Hohlkörperstruktur* mit Beträgen um $C_r = 0,2$ fast ausschließlich im 4. Quadranten, wodurch eine *positive* Reflexion mit $\text{Re}[\Gamma] > 0$ ausgewiesen ist.

Zu Tab. 3, Abb. 13 und Abb. 14:

Hier sind die Zeiger für die in der Tabelle angegebenen Deckwerkskonfigurationen der Neigung 1:2 und 1:3 einander gegenübergestellt, die einerseits die *Mittelwerte* aus den Daten für Abb. 12 und andererseits für das Glattdeckwerk der Neigung 1:3 der Abb. 14 repräsentieren. Als Mittelwert für den sich aus 12 Partialwellen ergebenden Phasenwinkel wird in Abb. 14 etwa $\Delta\phi = 216^\circ$ erhalten, also in gleicher Größe wie in Tab. 3 mit Bezug zu Abb.4 errechnet. Damit liegt der Zeiger für dieses Glattdeckwerk (1:3) im *dritten* Quadranten, während sich der Zeiger für das (zugehörige) Hohldeckwerk noch im *zweiten* Quadranten befindet. Als kennzeichnend für die *unterschiedliche* Wirkungsweise des letzteren im Vergleich zu den *Hohlformkörpern* der Neigung 1:2 mag die Tatsache gelten, dass bei gleichem Betrag $C_r = 0,2$ der *Unterschied im Phasenwinkel etwa 180°* beträgt.

Zu Abb. 15 und Abb.16:

Beim globalen Vergleich der Darstellungen für die Beträge C_r und die Phasenwinkel $\Delta\phi$ des komplexen Reflexionskoeffizienten fallen auf

- der *entgegengesetzte* Trend der Beträge und der Phasenwinkel *bezüglich der Neigungsachse*, wobei die Phasenwinkel mit *fallender* Böschungsneigung *ansteigen* und
- der ebenfalls *entgegengesetzte* Trend der Beträge und der Phasenwinkel *bezüglich der Frequenzachse* zumindest für die Böschungsneigungen $1:3 \leq 1:n \leq 1:1$ ($18,43^\circ \leq \alpha \leq 45^\circ$), wobei die Phasenwinkel mit *abnehmender* Frequenz f (bzw. ansteigender Wellenlänge L) ebenfalls *abnehmen*.

Die Extrapolation über das untersuchte Frequenzband hinaus und auf flachere Neigungen führt zu nachfolgendem Ergebnis: Die *partielle Reflexion* zwischen den beiden ausgezeichneten „Polen“ für positive und negative *Totalreflexion* unterliegt einem Trend dergestalt,

- dass je *kürzer* die Wellen sind und je *flacher* die Neigung ist, die Tendenz zu einer *stärkeren* Ausprägung negativer Reflexion und darüber hinaus (mit $\Delta\phi > 180^\circ$) besteht,
- dass je *länger* die Wellen sind und je *steiler* die Neigung ist, desto *stärker* ist die Tendenz zur positiven Totalreflexion und ggf. darüber hinaus mit der Tendenz zur *aufgerissenen Clapotis* und

- dass je *länger* die Wellen sind und je *flacher* die Neigung ist, desto geringer ist die Tendenz zu negativer Reflexion (mit $\Delta\phi < 180^\circ$).

Die ausgezeichneten Zustände positiver und negativer *theoretischer Totalreflexion* können im Bereich der untersuchten Böschungsneigungen und Frequenzen natürlich auch nicht für die Randbedingung der *glatten* Böschungsneigung erreicht werden (Abb.15). Die Annäherung an das Wertepaar ($C_r = 1, \Delta\phi = 0^\circ$) erscheint jedoch ungleich stärker als diejenige an das Wertepaar ($C_r = 1, \Delta\phi = 180^\circ$).

Versuch einer Zuordnung beobachteter Brecherformen zu Phasenwinkelbereichen:

In BÜSCHING (1996) war bezüglich der beiden Deckwerksarten auch der Versuch einer Zuordnung *visuell* beobachteter *Brecherformen* zu den bauwerknahesten relativen Knotenabständen a/L partiell stehender Wellen unternommen worden. Da hierzu die Beobachtungen *verschiedener* Personen herangezogen worden waren, mag zwar bezüglich der Verwendung der betreffenden Ergebnisse ein gewisser Vorbehalt angebracht sein. Das unter Verwendung der Gleichung (15) auf die Phase $\Delta\phi$ des Reflexionskoeffizienten *umgerechnete* Ergebnis sei dennoch hier für den untersuchten Frequenzbereich in Tab.4 mitgeteilt: Demnach drückt sich die Wirkung der Struktur des untersuchten *Hohldeckwerkes* gegenüber dem *Glattdeckwerk* für Neigungen $1:m \leq 1:1$ ($\leq 45^\circ$) neben *kleineren* Beträgen des Reflexionskoeffizienten auch durch eine veränderte Zuordnung von Brecherformen und Phasenwinkelbereichen aus. Zur Ausbildung vergleichbarer Brecherformen treten an den Hohldeckwerken durchweg *höhere Phasenwinkel* als an den Glattdeckwerken auf. Von besonderer Bedeutung für die vorteilhafte Verwendung des betreffenden Hohldeckwerkes ist jedoch die Tatsache, dass der (energiereiche) Sturzbrecher an den untersuchten Hohldeckwerken zu keiner Zeit beobachtet worden ist.

Tab. 4: Zuordnung *beobachteter Brecherformen* zu Phasenwinkelbereichen komplexer Reflexionskoeffizienten an Glattdeckwerken und Hohldeckwerken (BÜSCHING, 1996)

Glattdeckwerk	Phasenwinkel		Hohldeckwerk	Phasenwinkel	
	min $\Delta\phi$	max $\Delta\phi$		min $\Delta\phi$	max $\Delta\phi$
Brecherform			Brecherform		
fast perfekte Clapotis	0	36	fast perfekte Clapotis	-14	72
Übergangsformen	36	72	Übergangsformen	72	108
Reflexionsbrecher	72	108	Reflexionsbrecher	108	144
Partieller Sturzbrecher	108	162	Partieller Sturzbrecher	144	252
Sturzbrecher	162	252			

Abweichend von Tab. 4 kann dagegen eine, wenn auch nur *grobe*, von der Deckwerksart unabhängige und wiederum auf den untersuchten Frequenzbereich beschränkte Abhängigkeit bestimmter *Brecherformen* von der *Art der Reflexion* auf der Grundlage der Zeiger in Abb. 13 in Tab. 5 gegeben werden.

Tab. 5: Zuordnung *beobachteter Brecherformen* zu Phasenwinkelbereichen, abgeleitet aus dem Zeigerdiagramm der Abb. 13

Phasenwinkel $\Delta\varphi$	Brecherform	Zusätzliches Phänomen
$\approx 0^\circ$	aufgerissene Clapotis	Überkritische Steilheit
1. oder 4. Quadrant	keine definierbare Brecherform	Dissipation > Transmission
$\approx 180^\circ$	Reflexionsbrecher (surging)	Geringe Dissipation
2. oder 3. Quadrant	(partieller) Sturzbrecher	Dissipation und Transmission

Demnach könnte *ausgeprägt positiver Reflexion* mit einer Phasenverschiebung von $\Delta\varphi \approx 0^\circ$ und überkritischer Wellensteilheit eine *aufgerissenen Clapotis* zugeordnet sein, während *ausgeprägt negative Reflexion* mit $\Delta\varphi \approx 180^\circ$ am ehesten einem *Reflexionsbrecher* (surging wave) entspräche.

Je mehr sich aber $\Delta\varphi$ von 180° entfernt, kommt es zu partiell stehenden Wellen mit *partiellen Sturzbrechern* (collapsing breakers) bzw. *Sturzbrechern* (plunging breakers), bei denen neben *negativer Reflexion* und *Dissipation* auch *Transmission* in der Form eines Auflaufimpulses (des Auflaufschwalles) stattfindet.

Dagegen dürfte die Dissipation bei *schwacher positiver Reflexion* mit $\Delta\varphi$ im ersten oder vierten Quadranten auch gegenüber der Transmission dominieren.

Abschließend sei jedoch an dieser Stelle hervorgehoben, dass - wegen der zu geringen Stichprobe von Wertepaaren für Betrag und Phase vorliegender komplexer Reflexionskoeffizienten - zurzeit *keine allgemeingültigen Schlussfolgerungen* zur Abhängigkeit der Brecherform von der Art der Reflexion gezogen werden können.

Andererseits kann aber erwartet werden, dass solche Schlussfolgerungen künftig aus *zielgerichteten systematischen Untersuchungen* mit einer korrespondierenden Betrachtung von Betrag und Phase bzw. Realteil $\text{Re}[\Gamma]$ und Imaginärteil $\text{Im}[\Gamma]$ dezidiert hervorgehen werden, als dies bisher nur unter der alleinigen Verwendung des Betrages des Reflexionskoeffizienten in Abhängigkeit von der Iribarrenzahl geschieht. Insbesondere sollte sich die Natur der *hohen Streuung* in den beispielsweise von VAN DER MEER (1988) ermittelten Beträgen C_r des Reflexionskoeffizienten für Iribarrenzahlen $0,3 \leq \xi \leq 9$ unter *Einbeziehung der korrespondierenden Phasenwerte* weiter aufklären lassen.

Die Verwendbarkeit komplexer Reflexionskoeffizienten stellt ein weiteres Beispiel dafür dar, dass von elektromagnetischen (und anderen) Wellen bekannte Phänomene auch für Wasserwellen Bedeutung haben können.

Auch bei der Behandlung der Grenzflächenphänomene wellenbelasteter Bauwerke könnte deshalb eine ganzheitliche Betrachtung von Nutzen sein, die die *korrespondierende Formulierung komplexer Koeffizienten* für Reflexion, Transmission und Absorption in Betracht zieht.

6. S c h r i f t e n v e r z e i c h n i s

- BÜSCHING, F.: Über Orbitalgeschwindigkeiten irregulärer Brandungswellen. Mitteilungen des Leichtweiß-Instituts für Wasserbau der TU Braunschweig, H.42, 0 - 256, 1974.
- BÜSCHING, F.: Wave and Downrush Interaction on Sloping Structures, Proc. 10th International Harbour Congress, 5.17-5.25, Antwerpen, 1992.
- BÜSCHING, F.: Hollow Revetment Elements. 1. Proc. Fourth International Conference on Coastal and Port Engineering in Developing Countries COPEDEC IV, Rio de Janeiro, S. 961-976, 1995 2.

- Beiträge aus dem Küsteningenieurwesen (Papers on Coastal Engineering), FH Bielefeld, Abt. Minden, Nr. 4, 1996.
- BÜSCHING, F.: Reflection from Hollow Armour Units, Proc. COPEDEC V, 1362 - 1370, Cape Town, South Africa, 1999.
- BÜSCHING, F.: Combined Dispersion and Reflection Effects of Sloping Structures. 1. 4th International Conference on Coasts, Ports and Marine Structures, ICOPMAS 2000, Proceedings (Abstract and CD), Bandar Abbas, Iran 21.-24. Nov. 2000. 2. International Conference on Port and Maritime R&D and Technology ICPMRDT, p.411-418, 29.-31.10.2001, Singapore, 2001.
- BÜSCHING, F.: Phasensprung bei der partiellen Reflexion irregulärer Wasserwellen an steilen Uferböschungen, 1. HANSA – International Maritime Journal - C 3503 E, 147, H.5 p.87-98, 2010 (fehlerhafter Druck). 2. BINNENSCHIFFFAHRT - C 4397 D, 65, H.9 p.73-77 & H.10 p.64-69, 2010a. 3. Netzpublikation DNB, 2010, <http://d-nb.info/1003141404/>.
- BÜSCHING, F.: Phase Jump due to Partial Reflection of Irregular Water Waves at Steep Slopes, 1. Coastlab 10, Barcelona, Spain, 28th-30th September, 1st October 2010b, Paper No. 67, p.1-9. 2. PowerPoint Presentation, urn:nbn:de:0066-201011165 http://hydromech.de/Veroeff/phase_jump_20101116.pdf, 25 slides, 2010b.
- BÜSCHING, F.: Zur Phaseninformation des komplexen Reflexionskoeffizienten bei wellenbelasteten Uferböschungen, Digitale Bibliothek Braunschweig, <http://www.digibib.tu-bs.de/?docid=00043410/>, 7 Seiten, 2012a.
- BÜSCHING, F.: Complex Reflection Coefficients Applied to Steep Sloping Structures. 1. Coastlab 12, Ghent, Belgium, 17-20 September, 2012b. 2. PowerPoint Presentation, <http://www.digibib.tu-bs.de>, im Druck.
- LEMKE, S. und NICOLAI, A.: Reflexion an einer aus Beton-Hohlformkörpern (Hollow Cubes) bestehenden Böschung mit der Neigung 1:2, Diplomarbeit, FH Bielefeld University of Applied Sciences, (unveröffentlicht), 1998.
- MANSARD, E. P. D. and FUNKE, E. R.: The Measurement of Incident and Reflected Spectra Using a Least Squares Method. 17th International Conference on Coastal Engineering, 23-28 March, Sydney, 1980.
- MEYER, O. und THIENELT, W.: Partiiell stehende Wellen an unterschiedlich geneigten Böschungsbauwerken. Diplomarbeiten FH Bielefeld University of Applied Sciences, (unveröffentlicht), 1995.
- SCHOEMAKER, H.J. and THIJSSSE, J. TH.: Investigation of the reflection of waves. Third Meeting, Intern. Assoc. Hyd. Structures Res., 1-2 September, 1949.
- SUTHERLAND, J. and O'DONOGHUE, T.: Wave Phase Shift at Coastal Structures. Journal of Waterway, Port, Coastal and Ocean Engineering, Vol. 124, No. 2, 90-98, 1998.
- VAN DER MEER, J.W.: Rock slopes and gravel beaches under wave attack. Doctoral thesis. Delft University of Technology, 1988. Also Delft Hydraulics Communication No. 396.

Die Schäden der Weihnachtsflut von 1717 an der Nordseeküste Schleswig-Holsteins

Von DIRK MEIER

Z u s a m m e n f a s s u n g

Die Weihnachtsflut von 1717 gehört zu den größten Naturkatastrophen der frühen Neuzeit an der südlichen Nordseeküste von den Niederlanden bis nach Schleswig-Holstein. An der gesamten Nordseeküste dürften über 11.000 Menschen, 10.000 Pferde, 40.000 Rinder, 10.000 Schweine und 35.000 Schafe ertrunken und über 4.000 Häuser vom stürmischen Meer weggerissen worden sein. Entsprechend der Lückenhaftigkeit der historischen Quellen ist eine Gesamtschadenbilanz schwierig zu erstellen, doch kann man in Schleswig-Holstein von mindestens 558 Toten, 10.996 ertrunkenen Rindern und 1.692 ertrunkenen Schafen ausgehen. Mindestens 390 Häuser waren weggerissen und weitere 1185 beschädigt worden. Der folgende Artikel fasst anhand einer Auswertung der schriftlichen und geoarchäologischen Überlieferung sowie rekonstruierter Überflutungskarten die Schäden für die schleswig-holsteinische Nordseeküste zusammen.¹

S c h l a g w ö r t e r

Weihnachtsflut 1717, Eisflut 1718, historische Sturmfluten, Deiche, Naturkatastrophen, Nordfriesland, Nordfriesische Inseln, Halligen, Eiderstedt, Dithmarschen, Elbmarschen

S u m m a r y

This article describes the storm surge disaster of 1717–1718 of the North-Sea coast of Schleswig-Holstein. The Christmasflood from 1717 and the Ice Flood of 1718 were one of the heaviest disasters in the early younger period and caused a large damage at the German North-Sea coast. Most of the dikes were damaged or destroyed and the marsh lands were over flooded by the salt water. More than 11,000 humans, 10,000 horses, 40,000 cows, 10,000 pigs and 35,000 sheep were drowned and over 4,000 houses have been destroyed by the stormy sea. In Schleswig-Holstein 558 people, 10,996 cows and 1,692 sheep were drowned. More or less 390 houses were destroyed and 1185 were damaged. The storm surge of 1717 reached in Tönning a height from +0,93 m above the Main Tidal Water. The islands of Föhr as well as Pellworm and Nordstrand were inundated by salt water after a lot of dike breaches. Reason for the disaster were the dikes, which are partly too low and too steep. The storm surges of 1717–1718 caused also heavy damage on the Halligen. On the North-Frisian mainland the dike of the Wiedingharde broke. In the bay of Dagebüll the salt water reached a height from NN +4,90 m until NN +5,68 m. The last part of the so-called Lundenberggarde, the former medieval land-connection between the peninsula of Eiderstedt and the island of Strand, was lost in 1718 and could not be reclaimed. Parts of the peninsula Eiderstedt have been inundated by salt water. A lot of dikes, especially along the Hever in the North and the Eider in the south were destroyed. Also new dikes, f.e the Grothusenkoog, broke. The dunes in the west of the peninsula near St. Peter-Ording were partly destroyed. The Christmasflood caused most damage in Dithmarschen. The hole marshland was drowned by salt water after a lot of dike breaks. The heavy dike break of the Brake near Brunsbüttel caused a large tidal inlet. Also parts of the Elbe river marshes were inundated by salt water. In spite of the fact that the marshland in Schleswig-Holstein

¹ Dieser Artikel bildet eine verkürzte und für die Zeitschrift „Die Küste“ umgearbeitete Fassung meines 2010 erstellten Gutachtens für das Ministerium für Landwirtschaft, Umwelt und Ländliche Räume des Landes Schleswig-Holstein.

has been overflowed no large land losses occurred. This was also the result of a better coastal protection than even before in history. But catastrophe plans was still unknown in the early 18th century.

Keywords

Christmasflood 1717, Iceflood 1718, historical storm surges, dikes, natural disaster, North-Frisa, North-Frisian Islands, Halligen, Eiderstedt, Dithmarschen, Elbe marshes

Inhalt

1. Einleitung.....	260
2. Einzelregionen.....	264
2.1 Nordfriesische Inseln und Halligen.....	264
2.2 Nordfriesisches Festland.....	271
2.3 Eiderstedt.....	274
2.4 Norderdithmarschen und Stapelholm.....	279
2.5 Süderdithmarschen.....	283
2.6 Elbmarschen.....	285
2.7 Helgoland.....	288
3. Fazit.....	288
4. Schriftenverzeichnis.....	291
4.1 Quellen.....	291
4.2 Literatur.....	291

1. Einleitung

Seit der frühen Neuzeit werden die Sturmflutenberichte infolge der Zunahme amtlicher Aufzeichnungen ausführlicher und zuverlässiger. Mit der Verbreitung schriftlicher Dokumente tritt aber zugleich das Bestreben hervor, möglichst viele Ereignisse einzubeziehen. So ist nicht immer klar zu entscheiden, ob die Deichschäden wirklich Folgen einer schweren Sturmflut waren oder auf einem lokalen Ereignis beruhten. Nach der katastrophalen Burchardiflut von 1634, welche die nordfriesische Insel Strand zerriss, und die zusammen mit der spätmittelalterlichen Marcellusflut von 1362 vor allem die Konfiguration der nordfriesischen Küste vorzeichnete, war dabei die Sturmflutenreihe von 1717–1720 besonders verheerend.

Am 23. Dezember 1717 hatte ein starker Wind aus Südwesten geweht, der am Morgen des folgenden Tages an Heftigkeit zunahm. Am 24. Dezember mittags um 2 Uhr drehte der Wind dann auf Westen und nachmittags um 4 Uhr auf Nordwesten. Nachdem der Nordwestwind über mehrere Stunden zunahm, flaute dieser gegen Mitternacht etwas ab. Die meisten Küstenbewohner gingen nach der Christnachtfeier schlafen, zumal der Mond im letzten Viertel stand und keine Springflut zu erwarten war. Jedoch nahm kurz nach 1 Uhr der Wind aus Nordwesten wieder zu und entwickelte sich zu einem Orkan, der an manchen Orten mit einem Gewitter verbunden, bis zum frühen Morgen dauerte. Die schnell ansteigenden Wassermassen zwischen Holland und dem südlichen Dänemark

wurden gegen die Deiche gepresst, die dem Druck nicht mehr standhielten (JAKUBOWSKI-TIESEN 1992, 13-14). Obwohl das normale Hochwasser je nach Ortslage erst zwischen 6.30 Uhr und 8 Uhr erwartet wurde, waren die Wellen in einigen Regionen der Nordseeküste schon so hoch aufgelaufen, dass Deichbrüche eintraten. So brach schon zwischen 3 und 4 Uhr das Wasser in die Wilstermarsch ein (DETLEFSEN, 1898), und zwischen 5 und 8 Uhr standen Häuser in Hamburg unter Wasser. In Norderdithmarschen war dies zwischen 4 und 5 Uhr der Fall. Die *unerwartet hohe Weihnachtsflut 1717* (FISCHER, 1955a) sollte sich zur Katastrophe ausweiten. Soweit die wenigen Flutmarken in Schleswig-Holstein erkennen lassen, lief das Wasser in Tönning +0,93 m höher als die normale Flut auf. Die nachfolgende Eisflut vom 25. Februar 1718 vergrößerte die Schäden an der schleswig-holsteinischen Nordseeküste noch. Diese erreichte zwar bei weitem nicht die Höhe der Weihnachtsflut, das mitgeführte Eis beschädigte aber die notdürftig ausgebesserten Deiche, was deren Wiederherstellung erschwerte.

Auf den nordfriesischen Geestinseln Sylt und Amrum waren zwar keine Tote, wohl aber viel ertrunkenes Vieh zu verzeichnen. Auf Föhr wurde nach Brüchen der niedrigen Seedeiche die ganze Marsch überschwemmt. Die vielen Deichbrüche an der nordfriesischen Küste gehen neben ihren ungenügenden Querschnitten vor allem auch auf das verbaute feinsandige-schluffige Material zurück. Im Bereich der Halbinsel Eiderstedt drückte das Wasser von der Hever her ferner gegen die vorspringenden Deiche der Lundenbergharde, die letztlich nicht mehr zu halten war. Die Marschen entlang der Eider sowie im Westen und Norden der Halbinsel wurden teilweise überflutet. Besonders schwer traf es die Dithmarscher Küstenregion. In Norderdithmarschen traten Deichschäden und Überschwemmungen in den Regionen beiderseits der Lundener Nehrung und im Hedwigenkoog bei Büsum ein, was zu einer Überschwemmung der Nordermarsch führte. Durch den Einbruch der sog. „großen Brake“ bei Brunsbüttel wurde Süderdithmarschen überschwemmt. Ferner drang von hier aus das Wasser über das Hochmoor in die Wilstermarsch. Der Elbdeich der Wilstermarsch, der zuletzt 1683/84 zwischen Brokdorf und St. Margarethen zurückgenommen worden war, wurde mehrfach durchstoßen und musste teilweise neu errichtet werden. Die Haseldorfer Marsch stand unter Wasser und für Glückstadt bestand die Gefahr des Untergangs. Erst der Bruch der Schleusen leitete hier das Wasser in die Krempermarsch ab (Abb. 1).

Die nachfolgende Eisflut vom 25. Februar 1718 vergrößerte die Schäden an der schleswig-holsteinischen Nordseeküste noch. Diese erreichte zwar bei weitem nicht die Höhe der Weihnachtsflut, das mitgeführte Eis beschädigte aber die notdürftig ausgebesserten Deiche, was deren Wiederherstellung erschwerte.

Zu den historischen Berichten lassen sich ergänzend historische Durchschnittstemperaturen und Niederschläge heranziehen, die von der Klimaforschung jahrgenau ab 1500 aufgelöst sind. Klimahistorisch fällt die Sturmflutenreihe von 1717–1720 in die Kleine Eiszeit (Tab. 1 und 2). Über die Weihnachtsflut lässt sich dem Klimaserver *tambora* (ehemals Freiburger Klimaserver) (www.tambora.org) entnehmen, dass nach Aufzeichnungen in Holland an der Nordsee hohe Wellenberge mit einer rollenden See zu verzeichnen waren, in deren Folge die Nordseemarschen nach Deichbrüchen von Holland bis Nordfriesland ebenso wie die Flussmarschen überschwemmt wurden. Desgleichen verzeichnen historische Überlieferungen für den 25.2.1718, den 1.1. und 3.1.1720, 18.7.1720 und 31.12.1720 Stürme mit hohen Wellenbergen und knickenden Ästen an den Bäumen.

Der alleinige Maßstab für die Höhe der Deiche bis zur Einführung regelmäßiger Pegelmessungen im 19. Jahrhundert ist die Höhe ehemaliger Sturmfluten. Angaben zu Sturmfluthöhen lassen sich

einzelnen Flutmarken entnehmen. So wurde etwa die auf der Geest gelegene Klixbüller Kirche bei der Allerheiligenflut vom 2. November 1532 als auch der Burchardiflut vom 11. Oktober 1634 von Sturmfluten erreicht, die hier eine Höhe von NN +4,16 m bzw. +4,30 m erreichten (FISCHER, 1955a), wobei der Wellenauflauf allerdings nicht eingerechnet ist. Ferner ist zu berücksichtigen, dass Klixbüll seit der Eindeichung des Gotteskooges 1566 im Schutz des Seedeichs zwischen der Wiedingharde und Risummoor lag, der zwar jeweils durchbrochen wurde, zugleich jedoch die Wirkung des Wassers minderte. Die Sturmfluthöhen der Weihnachtsflut von 1717 lassen sich den Pegelmarken des sog. Schifferhauses in Tönning entnehmen, die J. N. Tetens 1788 bei seinen Reisen in den Marschländereien mitgeteilt hat (Tab. 3). Möglicherweise muss man zu diesen Werten noch den Wellenauflauf und die Entlastung infolge der Deichbrüche der Eiderdeiche berücksichtigen. Wie die Angaben zeigen, weichen die genannten Sturmfluten geringfügig in ihrer Höhe voneinander ab. Die Auswirkungen der Sturmflutenreihe von 1717–1720 zog die Konstruktion stärkerer und neuer Deichprofile nach sich, die den Sturmfluten 1751 und 1756 mit wenigen Ausnahmen standhielten. Die erstere betraf vor allem die Wilster-, die zweite die Krempermarsch. Zwar waren bei der Sturmflutenreihe von 1791–1794 die meisten Deiche dem Einsturz nahe, doch traten Deichbrüche nur an wenigen Stellen, so vor allem auf Pellworm, ein. Den Werten nach änderte sich im 18. Jahrhundert die Sturmfluthäufigkeit nicht.

Tab. 1: Entsprechend großer Sturmfluten ausgewählte Temperaturen in Grad Celsius in Mitteleuropa

JAHR	WINTER	FRÜHJAHR	SOMMER	HERBST	JAHR
1634	-0,70	+7,70	+18,43	+8,00	+8,36
1717	-1,36	+6,87	+16,27	+7,24	+7,14
1718	-2,65	+8,53	+18,43	+8,76	+8,73
1719	-0,05	+7,28	+19,87	+7,61	+8,73
1720	-0,05	+7,28	+16,63	+7,69	+7,37
1962	+0,60	+6,66	+16,02	+8,22	+7,79

Tab. 2: Entsprechend großer Sturmfluten ausgewählte durchschnittliche Niederschläge in mm³ in Mitteleuropa.
Quelle: Historische Klimadatenbank der Universität Freiburg: <http://www.tambora.org/>

JAHR	WINTER	FRÜHJAHR	SOMMER	HERBST	JAHR
1634	175,3	122,6	141,4	40,9	503,1
1717	175,3	183,4	250,4	75,6	690,2
1718	175,3	183,4	97,8	127,6	622,1
1719	143,0	137,8	76,0	127,6	520,1
1720	223,8	183,4	272,8	214,2	894,2
1825	110,6	122,6	206,8	196,9	639,1
1997	143,0	122,6	272,2	110,2	622,1

Tab. 3: Flutmarken am Schifferhaus in Tönning (nach FISCHER, 1955a)

STURMFLUT	Höhe über ordinärer Flut in Fuß	Höhe über ordinärer Flut in m
26. Februar 1625	1 ½	+0,43
11. Oktober 1634	4	+1,15
24. Dezember 1717	3 ¼	+0,93
7. Oktober 1756	4 2/3	+1,39

Angaben in Hamburger Fuß: 1 Hamburger Fuß = 0,287 m. Nachdem 1808 das Haus neu erbaut wurde, ließ man die Sturmflutmarken des alten Hauses weg. Vgl. JAKUBOWSKI-TIESSEN (1992) Anm. 8. Das MThw 1780 betrug ca. NN +0,80 m im rekonstruierten Mittel.



Abb. 1: Überflutungskarte der schleswig-holsteinischen Nordseemarschen 1717 (MEIER, 2007)

2. Einzelregionen

2.1 Nordfriesische Inseln und Halligen

Im Folgenden betrachten wir zunächst die Schäden für die nordfriesischen Inseln und Halligen, anschließend dann für das nordfriesische Festland. Auf Sylt (Abb. 1 und 2) verursachten bereits die vorausgegangenen Sturmfluten schwere Schäden (FISCHER, 1938b). Besonders war davon die östliche Halbinsel mit ihren Marschen betroffen, die nach der Zerstörung der mittelalterlichen Deichlinie den höher auflaufenden Fluten schutzlos preisgegeben war. In den zeitgleichen Quellen ist im Wesentlichen von überschwemmten Marschen und gestrandeten Schiffen die Rede, während Dünenschäden, Kliffabbrüche und Sandüberwehungen kaum erwähnt werden. Für den 25. Dezember 1717 vermerkt die Keitumer Kirchenchronik lediglich, dass das Wasser so hoch stieg wie seit 83 Jahren (1634) nicht mehr und deshalb in Archsum, Morsum und Rantum viele Schafe ertranken.

Ebenfalls spärlich sind die Nachrichten über die Sturmflut von 1717 für Amrum (FISCHER, 1937a), das nach C. P. Hansen (1877) 1712 eine Kirche und etwa 120 Häuser in drei Dörfern (Norddorf, Nebel, Süddorf) aufwies. Über Sturmflutschäden, welche 1717–1720 die bis 32 m hohen Dünen betroffen haben könnten, verlautet nichts. Allerdings waren die Marschen im Osten der Insel überschwemmt worden, und der Sandflug der unbefestigten Dünen dürfte die landwirtschaftlichen Nutzflächen überdeckt haben (Abb. 2). Tote blieben aus, da die Dörfer der Insel vor Sturmfluten geschützt auf der bis NN +18 m hohen Altmoräne liegen.

Bei der Betrachtung der Sturmflutschäden von 1717–1720 auf der Insel Föhr (Abb. 2) ist zu berücksichtigen, dass nur ein Sommerdeich die Marsch schützte. Die Bewohner Osterlandföhrs sahen keine Notwendigkeit darin, ihre Deiche sturmflutfrei auszubauen, da sie selbst Schutz auf der hochgelegenen Geest fanden. Vor 1634 erstreckte sich allerdings vor den niedrigen Deichen Osterlandföhrs noch ein breites Vorland (FISCHER, 1937b). In der *schrecklichen Wasserflut vom 25. Dezember 1717* wurde nach Deichbrüchen im Wester- und Osterföhrer Deich die ganze Marsch überschwemmt (FISCHER, 1937b), wobei das Wasser 4 Ellen (ca. 2,29 m) hoch auflief und in mehrere Wohnungen 2–3 Fuß (0,57–0,86 m) hoch eindrang. Am Osterlandföhrer Deich entstanden viele Schäden und vier bedeutende Durchbrüche, die man in der ersten Februarhälfte 1718 auszubessern begann. Einem Hinweis im Sylter Kirchenmissale (ebd.) lässt sich entnehmen, dass sich infolge des Bruchs des Föhrer Deiches das Becken des Wyker Hafens bildete.

Südlich von Föhr und der nördlichen Halligen hatte sich bis zur Burchardiflut von 1634 die große hufeneisenförmige Insel Strand erstreckt, die infolge der Katastrophenflut in die Inseln Pellworm und Nordstrand sowie mehrere Halligen zerbrochen war. Auf Pellworm ebenso wie auf Nordstrand galten alle Küstenschutzmaßnahmen der Sicherung der Restteile der Insel (FISCHER, 1936a). So gelang es bereits in dreijähriger Arbeit auf Pellworm, außer den Kern der alten Pellwormharde mit dem Großen Koog (Abb. 2 und 3), auch den nördlichen Teil des Alten Kooges, den Mittelsten Koog und den Kleinen Koog 1637 sowie den Wester Neuen Koog 1663 wieder zu gewinnen. Die Bedeichung wurde dann mit dem Kleinen Norder Koog (1657), der Gewinnung des Südteils des Alten Kooges (1663), dem Ütermarker Koog (1672/73) sowie dem Hunnen- und Süder Neuen Koog (1672) und dem Großen Norderkoog (1687) abgeschlossen (ebd. 14–23). Danach galten die weiteren Maßnahmen der Erhaltung und der Sicherung der Insel (ebd. 28–35).

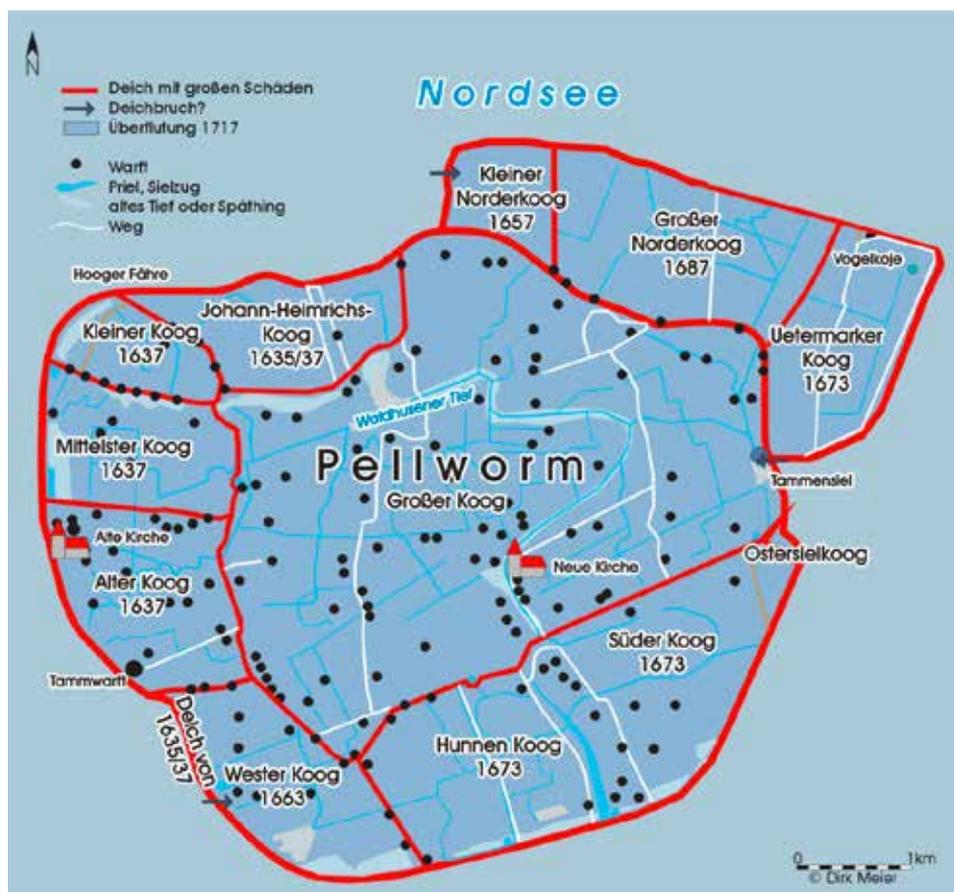


Abb. 2: Überflutungskarte der Insel Pellworm 1717 (MEIER, 2007)

Als 1717 die Weihnachtsflut über Pellworm hereinbrach, war die Insel 14 Jahre lang von schweren Sturmflutzerstörungen verschont geblieben. Die Deiche waren wohl in dem Zustand, wie sie Indervelden 1711 beschrieben hatte. Der jüngere Heimreich, seit 1685 Nachfolger seines Vaters als Pastor auf Nordstrandischmoor (FISCHER, 1936b), berichtete, dass nun *die Köge überschwemmt wurden, weil aber die Deiche im guten Stande sich befunden und die Einbrüche bei fallendem Wasser aber zur Ebbzeit erstlich geschehen, hat es in etlichen Kögen nicht 3 bis 4 Fuß [0,86-1,15 m] gestanden*. Deshalb bemerkten die meisten Einwohner, die *so mitten im Lande wohnten, erstlich des Morgens* den geschehenen Einbruch. Über die Schäden heißt es: So ist insbesondere auf den Deichen *des Westerkooges und Norderkooges das Elend groß gewesen, als die ungestümen Meereswellen auf die Deiche zugestürmet und über selbige gegangen sind*. Die Häuser auf diesen Deichen waren *fast alle niedergeschlagen, auch mehrere Menschen erbärmlich umgekommen*. In Tammensiel hat das Wasser *über 2 Ellen [ca. 1,15 m] hoch in etlichen Häusern gestanden, und sind allda viele Halsheuen und Kammstürzungen in allen Deichen geschehen* (ebd. 60). An dieser Stelle waren die Deiche *sehr zerschlagen, voller Ritzen und Löcher geworden, auch hin und wieder viele Ruten bis auf den Grund weggerissen*. Außerdem entstanden an der Westseite des Westerkooges und am kleinen Norderkoog je eine große Wehle.

Die Wiederherstellungsmaßnahmen nahm man noch im gleichen Winter in Angriff. Zur Untersuchung der Schäden hatte König Friedrich IV. eine Kommission eingesetzt. In der *Designation* der

Ratleute wurden dabei die Angaben der Pellwormer zusammengefasst. Diese umfasste den gesamten Schaden der Feldfrüchte, an Vieh, Möbeln und Häusern. Der Gesamtschaden belief sich auch 79.661 Mark und 13 Schilling. Nach dem Bericht der Ratleute konnte der *Schaden an dem Graslande unmöglich designiert werden*. Bisher hatte aber keiner von ihnen erlebt, *dass dieses Land mit salzgem Wasser überschwemmt gewesen und so lange darunter gestanden*. Daher lagen auch keine Erfahrungen vor, wie bald das Land bei einer erfolgreichen Bedeichung wieder Erträge bringen würde.

Wie Pellworm war auch Nordstrand vor der sog. Zweiten Mandränke oder Burchardiflut von 1634 ein Teil der Insel Strand gewesen. Die niedrigen Inselmarschen, vor der Kultivierung im Mittelalter ein niedriges Sietland, hatten erst 20 Jahre nach der Katastrophe nur mühsam – unter Zuhilfenahme holländischer und flämischer Partizipanten (FISCHER, 1936a) – wieder bedeicht werden können. Der Gottorfer Herzog Friedrich III. hatte zudem 1635 den Einheimischen verboten, von Nordstrand zu fliehen und ihre Deichpflichten aufzugeben. So waren nach zunächst fruchtlosen Wiederbedeichungen (ebd. 16-21) schließlich 1654 der Friedrichskoog (Alter Koog), 1657 der Marie-Elisabeth-Koog (Osterkoog), 1663 der Trendermarschkoog und 1661 der Neukoog (Abb. 3) entstanden (MEIER, 2007a).

Da der Küstenschutz Nordstrands auch aufgrund der wachsenden Notlage der Einheimischen mangelhaft war und der Zustand der Insel bis 1650 als hoffnungslos galt (ebd. 21-27), war Quirinus Indervelden 1651 nach Nordstrand gekommen, um das nunmehr seit 17 Jahren regelmäßig überschwemmte Land zu besichtigen. Er hatte sich ebenso wie andere Partizipanten auf Betreiben des Gottorfer Herzogs beworben, die dann im Oktroi vom 8./18. Juli 1652 die Genehmigung zur Eindeichung erhielten, während die Einheimischen rechts- und besitzlos wurden. So gelang dann die erfolgreiche Bedeichung des Friedrichskooges (Alter Koog 1654), dessen Land 1655 an die vier Partizipanten verteilt wurde (ebd. 28-30). Dieser Erfolg motivierte andere Interessenten, was 1657 zur Eindeichung des Marie-Elisabeth-Kooges (Osterkoog) führte (ebd. 31-35, 35-37). Die nächste Maßnahme war der Versuch der Eindeichung des Trendermarschkooges. Da dessen Deich aufgrund eines trennenden breiten Priels nicht mit dem *Hoogen Moor* (Nordstrandischmoor) verbunden werden konnte, mussten sich die neuen holländischen, flämischen und französischen Partizipanten 1663 mit einem kleineren 1.532 Demat (739,96 ha) großen Koog begnügen (ebd. 38-39). Den Abschluss der Neu- und Wiederbedeichung Nordstrands bis zur verheerenden Sturmflut von 1717 bildet dann die Gewinnung des Neuen Kooges 1691 (ebd. 65-67).

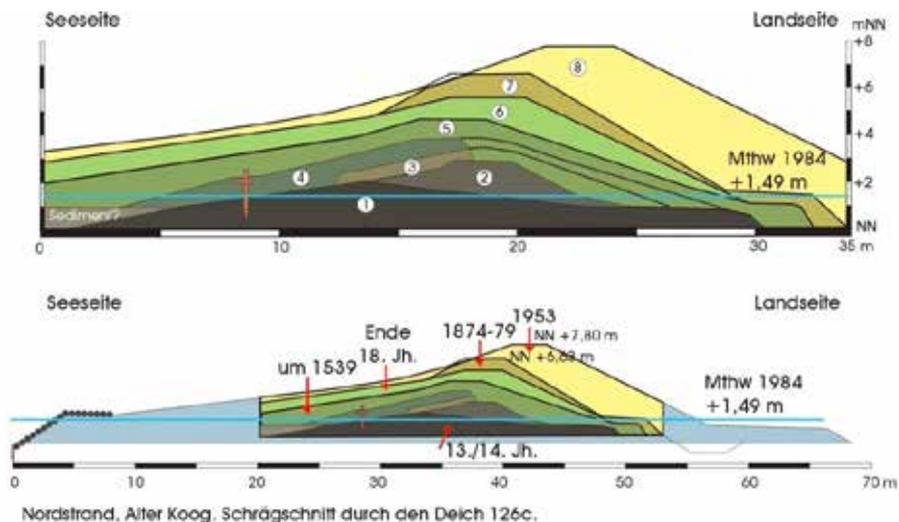


Abb. 3: Schrägschnitt des Deiches des Alten Kooges, Nordstrand. Umzeichnung nach BUSCH (1963) und KÜHN (1989) mit Ergänzungen von MEIER (2007). Der Deich (5) war 1717 noch der Seedeich und wurde nach der Flutreihe erhöht (Deich 8)



Abb. 4: Überflutungskarte der Insel Nordstrand von 1717 (MEIER, 2007)

Zuständig für den Nordstrander Küstenschutz wurde die Generalversammlung *Aller Herren Haupt Partizipanten*, wobei an der Spitze der Verwaltung ein Staller stand, ein Amt, das am Ende des 17. und zu Beginn des 18. Jahrhunderts Franciscus Indervelden ausübte, der Enkel von Quirinus Indervelden (FISCHER, 1936a). Einen Zustand der Insel zu dieser Zeit gibt die Handschrift des holländischen Advokaten Lodwijk Knotter wieder, der 1709 als Beauftragter holländischer Hauptpartizipanten nach Nordstrand gereist war. Als Knotter seinen Bericht verfasste, beabsichtigten die Nordstrander Neueindeichungen, die letztlich jedoch nicht verwirklicht wurden, da in den ersten beiden Jahrzehnten des 18. Jahrhunderts eine Reihe schwerer Sturmfluten (1701, 1703, 1710, 1715) deren Realisierung verhinderten (FISCHER, 1936a). Weit heftiger als diese Sturmfluten wirkten sich dann die von 1717/18 und 1720 aus. So beschreibt der jüngere Heimreich die Auswirkungen der Dezemberflut von 1717 wie folgt: *In der A. 1717 heil. Christnacht ergangenene ungemein hohen Flut sind alle 4 Köhe auf Nordstrand überschwemmet, weil die Deiche aber in sebr gutem Zustand waren, sind die Einbrüche [mit Ausnahme des Osterkooges] bey abnehmenden Wasser geschehen.* Daher haben verschiedene Bewohner *den Deichbruch nicht eber als des Morgens erfahren, die aber, welche in dem Osterkooge und auf den Deichen wohnten, haben die Frühzeitiger wol gespüret* (FISCHER, 1936a). Im Osterkoog *sind nicht nur hin und wieder Ruten, sondern auch an einem Orte über 300 vom Deiche bis auf den Grund weggerissen worden* (ebd.). Das eingedrungene Wasser hat *in den Häusern 3 Fuß [0,86 m] oder darüber gestanden und ist über die Mitteldeiche in die anderen Köhe gegangen, in welchen gleichfalls 2 bis 3 Durchbrüche, unterschiedliche Wehlen, sonderlich im Norderdeiche, eingespület.* Zudem waren zwei Schleusen weggerissen und *die Deiche allesamt durch viele Kammstürzungen...sebr übel zugerichtet* worden (ebd.). Trotz der Verheerungen waren nach Heimreich aufgrund rechtzeitiger Warnungen nur 5 Menschen ums Leben gekommen.



Abb. 5 Überflutungskarte der nordfriesischen Halligen, Inseln und Teilen des Festlandes von 1717 (MEIER, 2007)

Die Auswirkungen der Flut und die Wiederherstellungsmaßnahmen lassen sich dem *Extrakt aus dem Protokoll der Resolution der Hauptpartizipanten des Jahres 1717/18* entnehmen. Danach ist das Wasser beim Osterkoog *zuerst übergegangen* und hat *zwischen England und Hamburg [südöstlicher Deich] einen Seebruch von 306 Ruten [ca. 960,84 m] eingerissen*. Allerdings blieb der Deichfuß ebenso wie die sog. Englandschleuse erhalten. Im Friedrichskoog waren *bei der großen Norderschleuse 6 merkliche Seebrüche in den Deich gescheuert*, wobei die *große Schleuse fortgegangen* ist. In der Trendermarsch kam es außer einigen hundert Ruten Kammstürzungen zu drei Seebrüchen im Deich. Im Neuen Koog waren zwar drei Einbrüche zu verzeichnen, doch blieb hier der Schaden am geringsten. Verdorben war jedoch die gesamte Ernte der Insel an Weizen, Gerste und Bohnen, soweit sie im Wasser gestanden hatte. Das Wasser stieg auf 10–12 Fuß (2,87–3,44 m) über Gelände und erreichte beinahe die Höhe der Mitteldeiche. Die Höhe ergibt sich aus der im Vergleich zu Pellworm niedrigeren Lage Nordstrands, dessen moorige Oberfläche im Rahmen des hoch- und spätmittelalterlichen Landesausbaus entwässert worden war, was Bodenabsenkungen nach sich zog.

Nach der Zerstörung Alt-Nordstrands 1634 war neben Pellworm, Nordstrand und dem Wüsten Moor am nördlichen und östlichen äußeren Rand der Insel ein Kranz von Halligen übrig geblieben, die später mit Ausnahme der an das Festland angedeichten Hamburger Hallig vom Meer zerstört wurden. Zu Beginn des 18. Jahrhunderts lagen nordwestlich von Kleinmoor (Nordstrandischmoor)

noch die Hallig Wisch sowie ost- und südwärts von Nordstrand die Röhrbecker Hallig, die Morsumer Hallig und die Pohnshallig. Letztere wurde in der Neuzeit an Pellworm angeheftet. Alle historischen Karten zeigen, dass schon zwischen 1634 und 1804, dem Zeitpunkt der ersten genauen Halligvermessung, die Größen der Halligen erheblich abnahmen. Dies dürfte vor allem eine Wirkung der Sturmflutreihe zwischen 1717 und 1720 gewesen sein, besonders dramatisch war der Landverlust von Hallig Habel und Südfall (Abb. 5). Nachdem die Halligen sich in den ersten Jahrzehnten nach 1634 kaum verkleinerten (MÜLLER, 1917), schädigten diese die schweren Sturmfluten zu Beginn des 18. Jahrhunderts sehr. Aufgrund der wenigen Quellen ist es jedoch schwierig, die genauen, bei der Weihnachtsflut von 1717 eingetretenen Landabbrüche anzugeben. Die Menschen- und Tierverluste ebenso wie die anderen Schäden lassen sich jedoch grob klassifizieren (Tab. 4 und 5).

Tab. 4: Haupt- und Geldregister der hochfürstlichen Landschaft Nordstrand vom 1. Januar 1711.
1 Demat = 6 Saat = 0,493 ha

HALLIG	1711 in Demat	1711 in ha	1713 in Demat	1713 in ha
Hooge	697	342,62	647	318,97
Nordmarsch	410	202,13	357	176
Oland	124	61,13	-	-
Langeneß	216	106,48	-	-
Oland und Langeneß	-	-	295	145,44
Butwehl	157	77,40	-	-
Gröde	247	121,77	-	-
Habel	23	11,34	-	-
Appelland	-	-	-	-
Südfall	134	66,06	-	-
Butwehl, Gröde, Habel	-	-	376	185,37
Summe	2.008	989,47	1.675	825,78

Tab. 5: Tote und Viehverluste auf den Halligen. Angaben der Toten nach Pastor Heimreich Walter,
Pastor auf Nordstrandischmoor. Nordmarsch wurde später mit Langeland verbunden

HALLIG	TOTE	KÜHE	SCHAFE	HÄUSER WEGGERISSEN	HÄUSER BESCHÄDIGT
Langeneß	2	48	100	einige	-
Nordmarsch*	16	30	140	19	48
Hooge	-	30	-	12	60
Oland	-	2	einige	einige	-
Norstrandischmoor	16	30	500	3	-
Summe	34	140	740	34	108

Von den 20 Häusern der Hallig Nordstrandischmoor (Lüttmoor) zerstörte die Weihnachtsflut 20, wobei 15 Menschen starben. Der jüngere Heimreich, Heinrich, der 1685 die Nachfolge seines Vaters als Pastor auf Nordstrandischmoor angetreten hatte, überstand die Flut auf dem Dachboden seines Hauses. Dort erlebte er, wie die Wellen die Wände einschlugen und das Vieh, zwei Kühe und 13 Schafe ertranken. Auch die Kirche und das Pastorat wurden schwer beschädigt, aber in den folgenden Jahren einigermaßen instandgesetzt. 1756 wurde die Kirche vollkommen zerstört, aber wieder aufgebaut, um 1825 in der Halligflut erneut ein Raub der Fluten zu werden. Die Zeit zwischen 1717

und 1825 brachte Lüttmoor einen erheblichen Verlust an Einwohnern. Hatten vor der Weihnachtsflut noch 126 Menschen auf der Hallig gelebt, waren nach der sog. Halligflut 1825 nur noch 31. Die Wirkungen der Weihnachtsflut von 1717 wurden dabei noch durch die Februarflut von 1718 verschlimmert, die in Husum eine Höhe von 14 Fuß (4,17 m) über dem gewöhnlichen Hochwasser erreichte. Die vom Salzwasser gereinigten Fethinge, somit die zentralen Wassersammelstellen für das Vieh, versalzten erneut. Viele der 1718 auf den Halligen neu erbauten Häuser wurden zerstört. In der Folgezeit nahm die Besiedlungszahl der Halligen von etwa 2.000 um 1762 (Hansen 1877, 202) kontinuierlich ab. Um 1800 gab es aber noch mehr als 350 Häuser auf den Halligen und sechs Kirchen (Hooge, Nordmarsch, Langeneß, Oland, Gröde, Nordstrandischmoor).

2.2 Nordfriesisches Festland

Zu Beginn des 18. Jahrhunderts verlief die Seedeichlinie des nordfriesischen Festlandes vom Geestrand bei Hoyer nach Süden über den Hoyer Koog (1566), Ruttebüller Koog (1715), Alter Friedrichskoog (1692) und den Wiedingharder Alten Koog Deich, der seit etwa 1436 die ehemalige Marscheninsel umgab (FISCHER, 1955b). Sie führte dann weiter entlang des 1706 gewonnenen Neuen Christian-Albrechts-Kooges bis zur ehemaligen Dagebüller Bucht, die im Osten bis zum Risummoor reichte (Abb. 5 und 6). Zu Beginn des 18. Jahrhunderts ragte in der Dagebüller Bucht (ebd. 133-161) die ehemalige, 1704 bedeichte Hallig Dagebüll weit nach Westen vor, die erst der 1727 gewonnene Kleiseer Koog mit dem Risummoor verband. Die weiteren Seedeiche bildeten zu Beginn des 18. Jahrhunderts die des Neuen Christian-Albrechts-Kooges (1706) und des 1641 eingedeichten Maasbüller Kooges. Im Süden der Bucht lagen der 1690 bedeichte Friedrichenkoog (ebd. 178) und der Fahretofter Koog (1690). Die weitere Küstenlinie führte entlang der ehemaligen Hallig (ebd. 113-117) des Ockholmer Kooges (-1515) sowie mehrerer kleiner Köge (Stertebüller Alter Koog 1493, Stertebüller Neuer Koog 1688, Bordelumer Koog 1527, Bredstedter Koog 1510, Breklumer Koog 1542) vor dem Bredstedter Geestvorsprung (FISCHER, 1955b). Weiter im Süden erstreckte sich die bis 1478 bedeichte Hattstedtermarsch (ebd. 45-50, 189-193) mit ihren Vordeichungen von 1512 (Hattstedter Neuen Koog) und 1542 (Breklumer Koog). Westlich von Husum bildete seit 1500 der Pohnshallig Koog die Küstenlinie. Die Seedeiche des nordfriesischen Festlandes waren um 1717 teilweise als Rasendeiche mit flacherer See- und steilerer Landseite oder als Stackdeiche ausgeführt.

Die Sturmflut von 1634 hatte den Deich des Wiedingerharder Kooges stark beschädigt und teilweise ganz weggerissen. Im Nordwesten der Wiedingharde waren bereits im 16. Jahrhundert Landverluste eingetreten (ebd. 163-167).

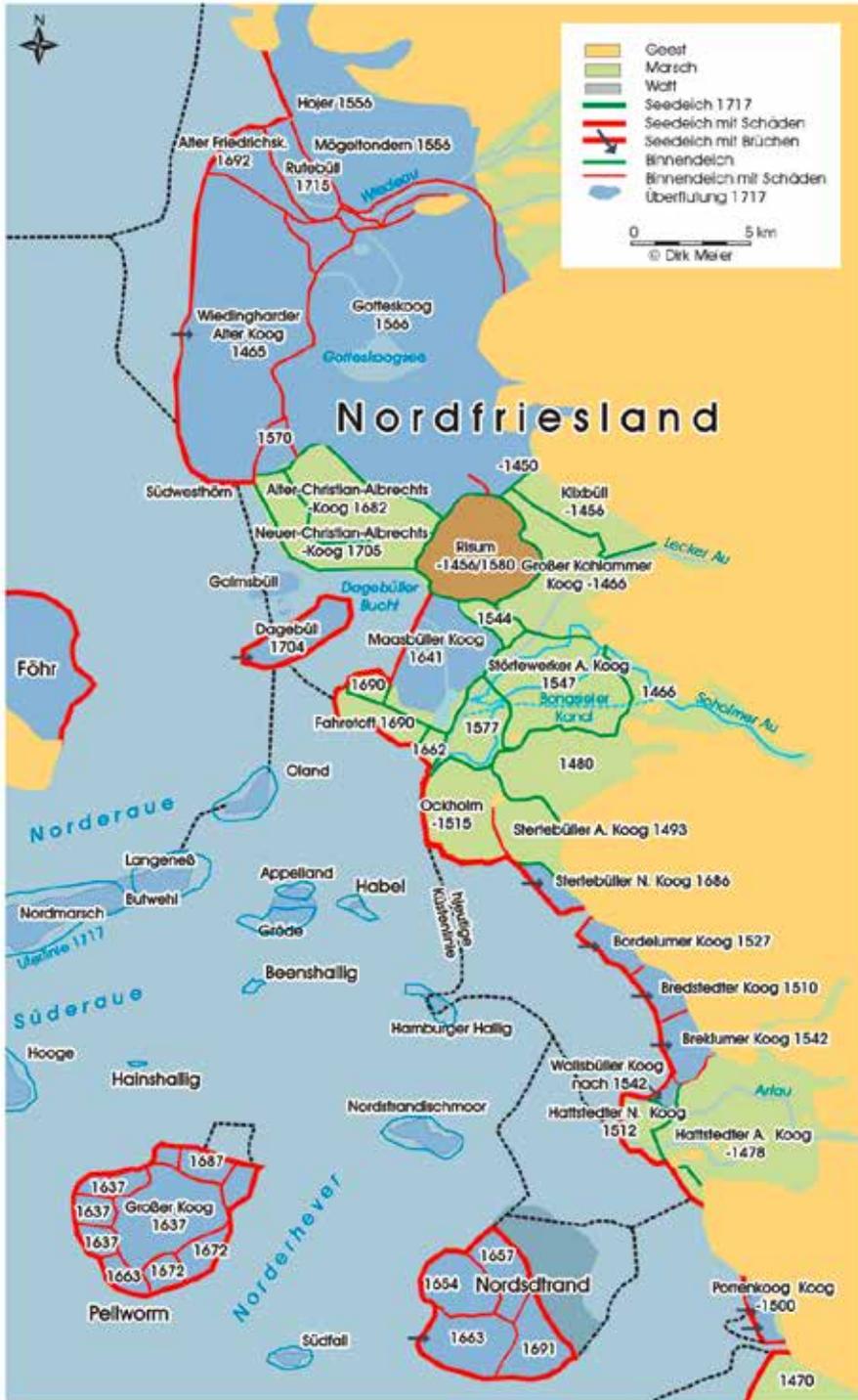


Abb. 6: Überflutungskarte des nordfriesischen Festlandes von 1717 (MEIER, 2007)

Die Weihnachtsflut von 1717 durchbrach den Wiedingharder Seedeich (ebd. 272) erneut, so dass nach Brüchen der Binnendeiche auch der niedrige Gotteskoog überschwemmt wurde. Hingegen hielt der Seedeich des Neuen Christian-Albrechts-Koogs stand. Eine schnelle Entlastung für den Gotteskoog war nicht möglich, da die Interessenten des Christian Albrechts Kooges eine Öffnung der Siele wegen ihrer eigenen Sicherheit nicht zuließen.

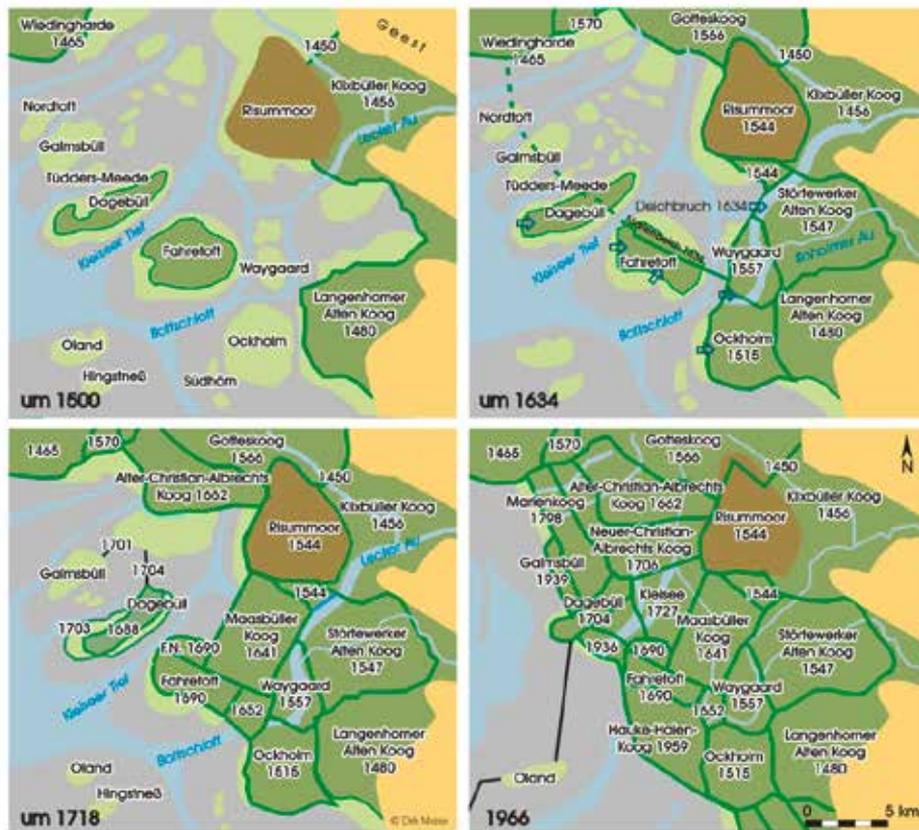


Abb. 7: Veränderungen in der Dagebüller Bucht zwischen 1500 und 1966 (MEIER, 2007)

In der südlich der Wiedingharde anschließenden Dagebüller Bucht wurden die Halligen überschwemmt. Die Weihnachtsflut von 1717 soll dabei im Gebiet der Dagebüller Bucht (Abb. 6 und 7) vor den Deichen um ca. 0,60 m höher angestiegen sein als die von 1634 (ebd. 272). Die Höhen der Sturmflut von 1634 hat PRANGE (1965) anhand alter Flutmarken auf NN umgerechnet, danach lief das Wasser u.a. im Langenhorner Alten Koog auf NN +5,08 m und am Geestrand in Klixbüll auf NN +4,30 m auf. Geht man von diesen Standorten aus, hätte dort das Wasser 1717 ca. NN +5,68 m bzw. 4,90 m hoch gestanden. Zwar war 1702/03 die Hallig Dagebüll mit einem, vor 1717 erhöhten und verstärkten Damm mit dem Festland verbunden und einem Deich umgeben worden (FISCHER, 1955b), doch durchbrachen die Sturmfluten von 1717–1720 mehrfach den Deich des 1.005 Demat (485,41 ha) großen Dagebüll Kooges. Seine Wiederherstellung bedeutete eine schwere Belastung

für die Bewohner, da sie dafür alleine zuständig waren. Eine Erleichterung der Deichlasten trat erst mit der Eindeichung der Dagebüller Bucht ein.

Die Marschen vor dem Bredstedter Geestvorsprung zwischen dem Ockholmer Koog im Norden und den Hattstedter Kögen im Süden waren in der frühen Neuzeit mit dem Bredstedter Koog (1510), dem Bordelumer Koog (1527), dem Breklumer Koog (1542) und dem Sterdebüller Neuen Koog (1619) abschnittsweise bedeckt worden. In der Burchardiflut von 1634 ging der Sterdebüller Koog verloren (ebd. 203).

1708 erließ dann der dänische König einen Oktroi zur Bedeichung des Bredstedter Vorlandes (FISCHER, 1955b), dessen Deich eine strohbestickte Außenseite bzw. ein Stack erhielt, was dafür spricht, dass stellenweise kein Vorland vorhanden war. Der Deich, der 1715 seine volle Höhe erhalten hatte, wurde schon im folgenden Winter bei einer unbedeutenden Sturmflut durchbrochen. Der unsichere Zustand des Seedeiches veranlasste dann die Partizipanten innerhalb des Kooges zur Errichtung von Zwischendeichen. Mit dem Bau einer neuen Schleuse waren dann 1717 die Ausbauarbeiten beendet. Über die Wirkungen der Weihnachtsflut 1717 erfahren wir näheres von einem Flensburger Amtmann. Danach soll an einigen Flutmarken das Wasser ca. um 2 Fuß (ca. 0,6 m) höher als 1634 angestiegen sein. Der als sehr gut geltende Deich des Sterdebüller Neuen Kooges war infolge eines Kappensturzes 1717 beschädigt worden und wies zudem eine Wehle (binnenseitiger Kolk) auf. Im Bordelumer und Breklumer Deich waren Deichbrüche auf einer Breite von mehr als 50 Ruten (239 m) eingetreten (ebd. 229). Unter Umgehung der im Verlauf des ehemaligen Ringstroms entstandenen Wehlen versuchte man, einen neuen, südlichen Anschluss durch Rückverlegung des Deiches bis an den Deich des Bredstedter Kooges herzustellen. Der Versuch scheiterte jedoch. Beim Hattstedter Deich verursachte 1717 das überströmende Wasser vor allem Ausspülungen an der landseitigen Böschung (ebd. 282-296). Dieser war ebenso wie die meisten anderen Seedeiche aus wenig widerstandsfähigem feinsandigem-schluffigen Material errichtet (PRANGE, 1971).

2.3 E i d e r s t e d t

Die Weihnachtsflut von 1717 und die Eisflut von 1718 brachten für die zwischen dem nordfriesischen Wattenmeer und der Eidermündung liegende Halbinsel Eiderstedt nach der Burchardiflut von 1634 (FISCHER, 1956) die umfangreichsten Zerstörungen der Deiche und Überflutungen der frühen Neuzeit mit sich. In der Chronik von Peter Hinrich Rosien heißt es, dass das Wasser am Weihnachtsabend *4 Fuß [1,19 m] über die Haffteiche gegangen* ist und dass im Westen der Halbinsel viel Menschen und Vieh ertranken sowie zahlreiche Häuser weggerissen wurden (REEDER 1989, 127). Sogar die neuen, nach der verheerenden Burchardiflut von 1634 errichteten Deiche des Grothusenkooges (1693), Norder-Friedrichskooges (1696), Neu-Augustenkooges (1699) und des Graffenkooges (1698) wiesen sich der Weihnachtsflut nicht gewachsen (ebd. 197-208).

Die Ausmaße der wenige Jahrzehnte vor der Sturmflut von 1717 in Eiderstedt errichteten Seedeiche lassen sich am besten am Deich des Grothusenkooges (Abb. 8) verfolgen. Dieser war im Frühjahr 1693 begonnen und im Herbst des gleichen Jahres fertig gestellt worden. Eine spätere Handzeichnung von 1754 zeigt die jeweiligen Querschnittsabmessungen von 75–86 Fuß (22,35–25,63 m) Breite, einer 14 Fuß (4,17 m) breiten Krone und einer Höhe bis 18 Fuß (5,37 m). Der Deich hatte dabei nur auf der Strecke, wo er scharf zur See lag und wo er 1717/18 brach, ein Bohlwerk erhalten, und war ansonsten flach ausgeführt.

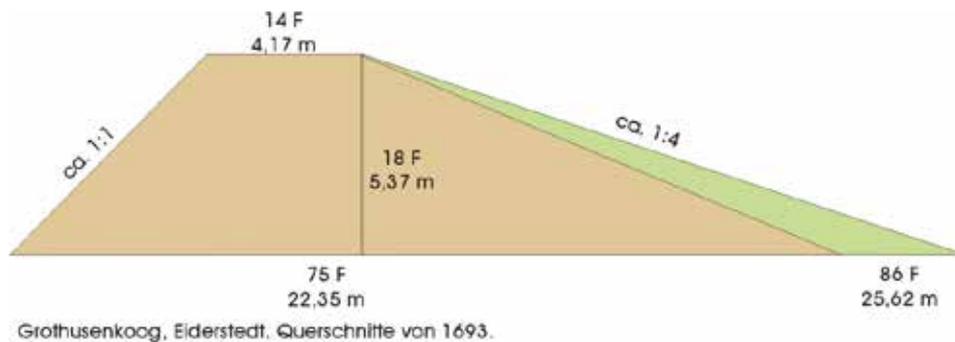


Abb. 8: Rekonstruierter Querschnitt des Grothusenkoogdeiches von 1693 (MEIER, 2007)

Beginnen wir mit der Schadensauflistung der Sturmflutenreihe von 1717 bei der restlichen Lundenbergharde (Abb. 9). Diese hatte im hohen Mittelalter das nordöstliche Eiderstedt mit Alt-Nordstrand verbunden (FISCHER, 1956; WOHLBERG, 1989) und war seitdem infolge des Vorstoßes der Hever und mehrerer schwerer Sturmfluten immer kleiner geworden. Vermutlich hatte der ehemalige Kirchort Lundenberg auf dem nördlichen Teil der im späten Mittelalter abgetragenen Witzworter Nehrung gelegen (WOHLBERG, 1989). Im 14. Jahrhundert durchtrennte die Hever nördlich von Uelvesbüll den Sandwall zwischen Lundenberg und Witzwort, so dass die Lundenbergharde nun in einen nördlichen Teil auf der Insel Strand und einen südlichen Teil mit den Kirchspielen Simonsberg, Lundenberg, Ivelek und Padelek zerfiel. Die infolge des Vorstoßes eines Seitenarms der Hever (MEIER, 2007b) vorübergehend zur Insel gewordene südliche Lundenbergharde wurde in der Folgezeit wieder an das Festland angedeicht. Deren Seedeiche gegen die Hever blieben jedoch gefährdet, zumal diese infolge der Landverluste vor 1634 im Westen und Norden „schaar“ zum Watt hin lagen. Nur im Nordosten zwischen Simonsberg (Simonsberger Hallig) und Rödemis (Rutensteiner Hallig) hatte sich neuer Anwachs gebildet.

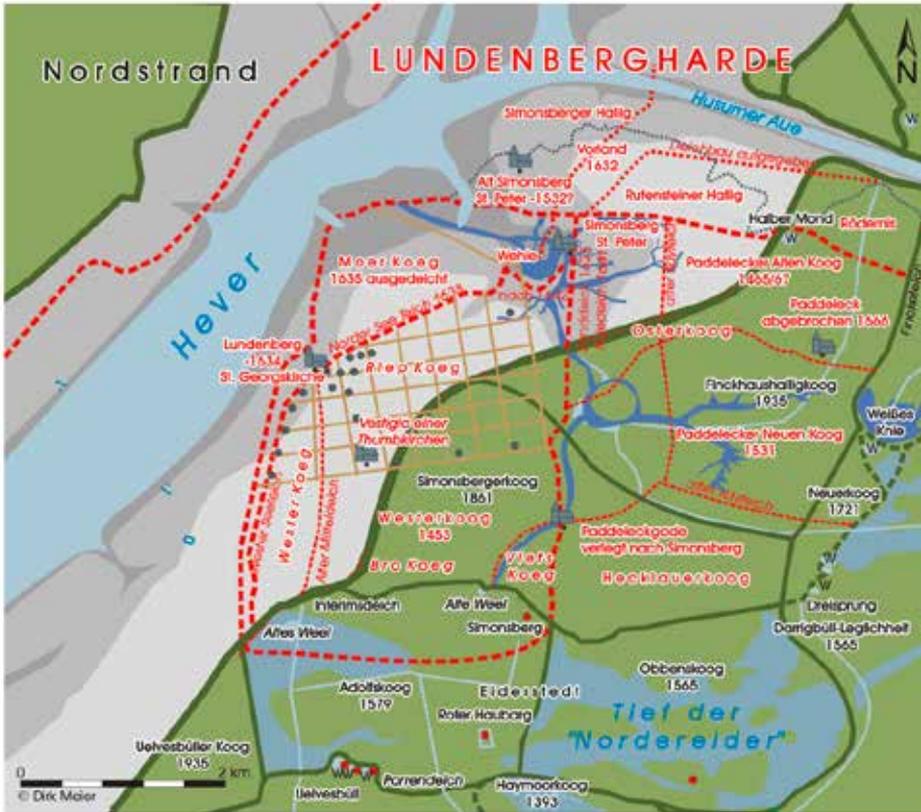


Abb. 9: Landverluste der Lundenbergharde bis 1718 (in rot) und jüngere Deiche (grün). Quelle: Siedlungshistorische Landesaufnahme von Eiderstedt von Dirk Meier u. Jens Paukztat (MEIER, 2007)

Der 1638–1642 unter großen Schwierigkeiten errichtete neue, auf wenig tragfähigem Untergrund errichtete Seedeich der Lundenbergharde ließ den Kirchort Lundenberg außendeichs, wie die historischen Karten von Sax und Meier erkennen lassen. Der westliche Teil mit der ausgedeichten Lundenberger Kirche zwischen dem neuen Seedeich und dem Kajedeich von 1641 bildete der *Neuer Westerkoog*, es folgt der Riep Koog und im Norden liegt der Reste des ehemaligen Simonsberger Moorkoges (*Moer Koog*). Wester- und Osterkoog verschmolzen nach dem teilweisen Abtrag der Kajedeiche um 1650 zum Hecklauer Koog. Am 23. Januar 1643 überströmte eine Flut den neuen Deich an der alten, erst 1642 mühsam geschlossenen Hauptwehle (*Sandteichsweel*) und riss diesen teilweise fort. In den folgenden Jahren musste der Seedeich hier erneut zurückgenommen werden. Für die beiden ausgedeichten Kirchen Lundenberg und Simonsberg wurde 1654 eine neue Kirche im neuen Westerkoog errichtet. Aufgrund seiner exponierten Lage gegen die Sturmflutangriffe von der Hever her blieb der Lundenberger-Simonsberger Seedeich unverändert gefährdet. Seine geringe Standsicherheit auf dem anmoorigen Untergrund zeigte sich während der Sturmflutenreihe von 1717–1720, die jeweils den Seedeich und die Mitteldeiche stark beschädigte. Bei der Weihnachtsflut 1717, die nahezu die Höhe der Katastrophenflut von 1634 erreichte, brachen drei Wehlen in den Simonsberger Deich sowie eine weitere in den Westerdeich ein, wodurch der Hecklauer Koog überflutet wurde.



Abb. 10: Überflutungskarte der Halbinsel Eiderstedt, Teilen Norderdithmarschens und der südlichen nordfriesischen Inseln von 1717 (MEIER, 2007)

Westlich der Lundenbergharde wiesen auch die übrigen Deiche entlang der nördlichen Eiderstedter Küste zur Hever hin große Zerstörungen auf (Abb. 10). Zwischen Westerhever und Ülvesbüll gab es zahlreiche Deichbrüche, so dass die nördlichen Köge mit Ausnahme von Ülvesbüll alle überschwemmt wurden. Die größten Schäden waren im Neu-Augustenkoog, in Osterhever und im Norder-Friedrichskoog zu verzeichnen. Im Neu-Augustenkoog war fast alles Vieh ertrunken, aber die Menschen hatten sich retten können. Nach Rosiens Chronik von 1740 (REEDER, 1989), *sind die schönen neuen Gebäude ganz zerschlagen, und an den meisten Orten daselbst ist das Wasser 14 Fuß [4,17 m] hoch übers Land gegangen*. Der Deich des Ülvesbüllers Kooges hielt trotz Kammstürzungen den Sturmfluten von 1717 stand. Die nachfolgende Eisflut verursachte dann durch den Einbruch einer Wehle im Mitteldeich zum Hecklauer Koog hin eine ausgedehnte Überschwemmung in den Kirchspielen Witzwort, Koldenbüttel und Oldenswort sowie Teilen von Uelvesbüll (ebd. 211; REEDER, 1989).

Im östlichen Teil der Landschaft Eiderstedt war der Harbleker Koog 1717 nach vier Deichbrüchen überschwemmt worden, von aus das Wasser in die anschließende Marsch strömte. Auch das westliche Kirchspielsgebiet von Tönning wurde nach dem Bruch der Schleuse überflutet. In den Häusern Tönning stand das Wasser und schwere Feldsteine sowie Holz trieben durch die Straßen. Westlich des Ortes befanden sich nach Rosien (REEDER, 1989) vier weitere Bruchstellen.

Ansonsten hielten die Deiche entlang der Eider zwischen Tönning und Koldenbüttel trotz Kammstürzen stand. Westlich von Tönning wies aber der Katinger Deich zahlreiche Kappenrutschungen und Brüche auf. An der äußeren Eidermündung richtete sich der Hauptangriff der Wassermassen gegen den Deich des Grothusenkooges, der an mehreren Stellen brach. Hier rissen bei der

Eisflut 1718 eine große und kleine Wehle ein, so dass das Wasser den Koog bis in eine Höhe von 10 Fuß (2,98 m) überschwemmte. Auch in dem kurzen Seedeich des Dreilandenkooges kam es zu zwei Deichbrüchen. Das einströmende Salzwasser überschwemmte den Koog, überströmte den anschließenden Mitteldeich und drang bis in den Wattkoog vor (ebd. 210). Die Deiche der ehemaligen Insel Utholm wiesen zwar starke Schäden auf, aber Brüche waren ausgeblieben. Die Dünen von St. Peter waren jedoch auf einer Länge von 200 Ruten (1000 m) durchbrochen worden, so dass die gesamte Marsch von St. Peter und Ording bis an den Sandwall von Tating überflutet wurde. Infolge dieses Wassereintruchs wurden 1717/18 auch die angrenzenden Deiche von innen her angegriffen und zerstört, so dass auf einer Länge von 400 Ruten (2000 m) kein Deichschutz mehr existierte. Bei Rosien (REEDER, 1989) heißt es: *In Poppenbüll, St. Peter, Ording ist das saltze Wasser allenthalben eingebrochen, und bis an die Sandwehle zu westen Garding gekommen. Imgleichen ist das Wasser bey der Marne durch die Nordmarsch und Leegen See in Catharinbeerd gegangen, imgleichen von Osterhever bis an die Tetenbüller Straße, daß man mit Bötben in den niederen Strassen hat segeln können. Zu Ording ist eine große Sanddiine fast bis auf den Grund weggespület und durch den Catinger Deich ist wol an 20 Orthen durchgebrochen, und einige Wehlen eingerissen...Grothusenkoog, nebst den Dreyer Landen Kog sind auch vollgegangen, in dem ersten aber 9 Menschen und viel Vieh ertrunken, auch eine große Wehle durchs Ufer ganz eingerissen. Welt, Vollerwick u. Cating sind mehrentheils trucken geblieben, der Teich aber innwendig durch Überstürzung niedergeschlagen.*

Große Deichschäden waren 1717 auch an den Deichen der Tümlauer Bucht eingetreten, wo der Tatinger Deich ebenso wie der des Graffenkooges durchbrochen worden war. Das Vorland in der Tümlauer Bucht hatte 1699 der Eiderstedter Staller von Graffen mit einem herzoglichen Oktroi bedeichen lassen. Die Länge des Seedeiches betrug ca. 560 Ruten (2800 m). Noch vor 1717 veräußerte von Graffen seinen Koog, in dem sich eine Warft mit einem Haubarg befand, an J. Thomblow, der von nun an *Tömölaus Koog* genannt wurde. Bereits die Weihnachtsflut 1717 durchbrach den Deich, zerstörte das Siel und überschwemmte den ganzen Koog. Rosien (REEDER, 1989) berichtet: *Der sogenannte Graffen- oder Tamloen Koogsteich ist fast ganz weggegangen, auch Fedder Andreas Frau und 4 Kindern nebst 1 Knecht und 1 Magd ertrunken....und wird berichtet, daß das Wasser 10 Fuß höher als der Deich.* Der Deich dürfte aber nicht die Höhe der sonstigen Seedeiche gehabt haben.

Ferner brach 1717/18 der Westerhever Deich an mindestens vier Stellen im Westen und Norden ein (ebd. 211), so dass *die tägliche Flut ein- und ausging.* Dabei waren 134 Ruten (670 m) des Deiches ganz fortgerissen. Dabei war der ganze Deich auf seiner nördlichen Länge zerschlagen und nach Rosien (REEDER, 1989) *bis auf den Grund weggespület.* Der noch erhaltene Deich wies fast auf seiner ganzen Länge Kammstürzungen auf. Das Wasser überschwemmte die ehemalige Insel, wobei nach Rosien (REEDER, 1989) 7 bis 38 Menschen ihr Leben verloren. Die Höhe der Viehverluste ist nicht bekannt. Rosien berichtet weiter: *In Osterhever ist das Wasser zu Westen Pielken Creutz eingebrochen, doch nur 2 Menschen und kein Vieh, die Schafe ausgenommen, ertrunken...die Häuser und sonst diesen Teich fast alle ruiniert und niedergeschlagen.*

Über den gesamten Umfang der 1717 (Tab. 6) entstandenen Eiderstedter Deichschäden liegt neben dem Bericht von Rosien von 1740 auch eine nachträgliche Einschätzung des Gesamtschadens von Deichinspektor Salchow vor. Nach zeitgenössischen Berichten sind jedoch meist die Schäden wiedergegeben, welche die Eisflut von 1718 hinterließ.

Tab. 6: Tote und Viehverluste in Eiderstedt. Nach JAKUBOWSKI-TIESSEN (1992) mit Ergänzungen. Für Eiderstedt liegen keine zeitgenössischen amtlichen Angaben vor. Die Angaben von Hekelius und Outhof sind zu hoch. Gleiches gilt für die bei Jansen überlieferten Zahlen. Realistisch sind die Angaben von Heinrich Heimreich Walter, Pastor der Hallig Nordstrandischmoor (vgl. mit näheren Quellenhinweisen: JAKUBOWSKI-TIESSEN, 1992; zu Rosien siehe REEDER, 1989)

QUELLE	TOTE	PFERDE	RINDER	SCHAFE	SCHWEINE	HÄUSER WEGGERISSEN
Hekelius, Outhof	2.107			6031		664
Umständliche Historische Nachricht	46					
Jansen	804	4765	2512	13	4373	77
Anton Heim- reich Walter	50 davon: 3 Tating 7 Grafenkoog einige im Grothusenkoog					
Peter Hinrich Rosien (Chronik 1740)	Westerhever 7- 38 Osterhever 2 Graffenkoog 7 Grothusenkoog 9			nur Schafe ertrunken		

2.4 Norderdithmarschen und Stapelholm

An der schleswig-holsteinischen Nordseeküste wirkte sich die Sturmflutenreihe von 1717–1720 am katastrophalsten in Dithmarschen aus (FISCHER, 1957a). Nur aufgrund der hohen Lage der Seemarschen und der positiven Sedimentbilanz kam es in Norder- ebenso wie in Süderdithmarschen nicht zu bleibenden Landverlusten. Bereits die Weihnachtsflut von 1717 hatte mit ihrem anhaltenden Südweststurm, der später auf West- und Nordwest drehte, zahlreiche Deichbrüche und so große Überschwemmungen zur Folge, dass die nachfolgenden Wirkungen der Eisflut vom 25. Februar 1718 im Einzelnen nicht überall nachweisbar sind. Ebenfalls die Sturmflut vom 31. Dezember 1720 richtete Zerstörungen an. Den Umfang der Schäden belegen zeitgenössische Berichte und Darstellungen wie die von BOLTEN (1781/88). Nach BOLTEN wurde 1717 die ganze Marsch Dithmarschens überschwemmt, wobei das Wasser an vielen Stellen 2,1 m hoch stand. Die Eider-, See- und Elbdeiche waren größtenteils zerstört. Da die stürmische Witterung bis in den Januar 1718 hinein anhielt, *glich die ganze Marsch einer offenbaren See* (ebd. 181). Erhebliche Deichschäden, aber keine Toten, waren auch im 1714 gewonnenen Friedrichsgabekoog zu verzeichnen.

Die Deiche entlang der Eiderniederung (Abb. 11) hatten aufgrund der geringen Tragfähigkeit des moorigen Untergrundes nur geringe Abmessungen und konnten daher längeren Sturmflutangriffen wie 1717/18 nicht standhalten, da sich vor ihnen das Wasser staute und der Flutraum des Flusses eingeschnürt wurde. Die 1717 eingetretene Überschwemmung betraf die Niederung der Kirchspiele Lunden, Hennstedt, Delve und Tellingstedt, darunter auch die altbedeichten Köge, so den Damms- und Hehmkoog sowie die beiden Schlichtinger Köge und den Bösbütteler Koog. Die Deiche um Schlichting konnten als erste wiederhergestellt werden. Zum Schutz gegen das Überschwemmungsgebiet weiter oberhalb errichtete man die sog. Stuhrenschüttung als Schenkeldeich zum Kiewizmoor.



Abb. 11: Überflutungskarte der Eiderniederung 1717 (MEIER, 2007)

Da auf der gegenüber liegenden Seite der Eider die Stapelholmer Ortschaften durchweg auf der Geest lagen, war bei Deichbrüchen die Gefahr für Menschenleben nur gering (FISCHER 1958, 105). Da zudem die Windrichtung von West auf Nordwest drehte, trat eine Entlastung der Stapelholmer Eiderdeiche ein. Eine 1776 entworfene und 1777 gedruckte Karte von Adrian Bolten mit etwas unübersichtlichen Signaturen von Geest, Niederung und Marsch lässt sich aber für eine Beurteilung der Sturmflutschäden heranziehen. Wie aus den wenigen Stapelholmer Quellen hervorgeht, wurden bei der Sturmflut vom 25. Dezember 1717 infolge der *Einbrechung der Eyderteiche* die Stapelholmer Marschen mit Ausnahme des Oldenfelder Kooges überflutet. Ferner waren zahlreiche Kammstürzungen an den Drager, Süderholmer und Erfder Deichen zu verzeichnen. Nachrichten über die Wirkungen der nachfolgenden Eisflut von 1718 und der Sturmflut von 1720 liegen nicht vor.

Auch in Friedrichstadt führte die Weihnachtsflut 1717 fast zu einem Durchbruch des Deiches. Doch konnte man hier unter Aufbietung sämtlicher Mannschaften aus der Gegend Vorkehrungen treffen, um *das einrauschende Wasser an dem neu gemachten Deiche so lange zurückzuhalten, bis es durch einen Deichbruch in Dithmarschen fiel* (ebd.). Bei dem neuen Deich handelt es sich vermutlich um den Schleusendeich, der beim Bau der Schifffahrtsschleuse nach Beseitigung der beiden Notsiele 1636 vorverlegt worden war. Zwar war dieser infolge der Sturmflut durch Kappenstürze und Löcher stark beschädigt, doch hielt er stand.

Westlich der Lundener Nehrung war der Eiderdeich des 1615 eingedeichten Lundener Kooges weitgehend zerstört worden und eine Wehle im Mitteldeich zwischen Lunden und Wollersum eingedrungen (Abb. 12). Das ganze Kirchspiel musste hier in der Gesamtlänge des zerstörten Deiches einen Kajedeich errichten, der vor dem Damskoog als Seedeich ausgebaut wurde. Die Deiche des 1600 eingedeichten Hillgroven und Heringsand Kooges wiesen aufgrund ihrer sandigen Beschaffenheit nur eine geringe Standsicherheit auf, so dass sie 1717 an vielen Stellen durchbrachen (Abb. 11). An deren

Wiederherstellung 1718/19 musste sich das ganze Kirchspiel Wesselburen mit Ausnahme von Reinsbüttel beteiligen, das seine schwer beschädigten Deiche am Wardammkoog wiederherzustellen hatte.



Abb. 12: Überflutungskarte von Norderdithmarschen und der Eiderniederung von 1717 (Meier, 2007)

Tab. 7: Schäden der Weihnachtsflut 1717 in Norderdithmarschen (ohne Hedwigenkoog und Friedrichsgabekoog)
Längenangaben in Ruten, Kilometer in Klammern

KIRCHSPIEL	ZERSTÖRTE DEICHE	WEHLEN	ZERSTÖRTE SCHLEUSEN	ZERSTÖRTE HÄUSER	ERTRUNKENE
Büsum	2.267	26	2	14	73
Hedwigenkoog	-			28	36
Wesselburen Neuenkirchen	2.506	31	2	6	12
Hemme	948	2	-	-	-
Lunden	4.798	3	-	-	-
Hennstedt	2.765	6	-	-	3
Delve	4.509	2	-	-	-
Tellingstedt	3.822	2	-	-	-
Weddingstedt Heide	20	1	-	-	-
zusammen	21.635 (99,19)	73	4	48	124

Tab.8: Tote, Viehverluste und Hausschäden der Weihnachtsflut 1717 in Norderdithmarschen nach JAKUBOWSKI-TIESSEN (1992)

ORT	TOTE	PFERDE	RINDER	SCHWEINE	SCHAFE	HÄUSER WEGGETRIEBEN	HÄUSER BESCHÄDIGT
Büsum	73	83	228	92	103	14	172
Wesselburen und Neuenkirchen	12	24	64	17	122	6	36
Hennstedt	3	-	7	1	10	-	3
Hedwigenkoog	36	70	250	80	500	28	11
Lunden	-	-	-	-	27	-	4
Summe	124	177	549	190	762	48	226

Tab. 9: Zerstörte Deiche nach JAKUBOWSKI-TIESSEN (1992)

KIRCHSPIEL	DEICHLÄNGE	DEICH, WEGGERISSEN
Wesselburen und Neuenkirchen	2.506 R / 11,49 km	727 R / 3,3 km
Büsum	2.267 R / 10,40 km	489 R / 2,24 km
Lunden	?	257 R / 1,18 km
Hennstedt	?	150 R / 0,69 km
Hemme	?	29 R / 0,13 km
Heide und Weddingsdtedt	?	16 R / 0,07 km
Delve	?	11 R / 0,05 km
Tellingstedt	?	7 R / 0,03 km

Der 2.100 Demat (1014,30 ha) große oktroierte Hedwigenkoog (Abb. 12), dessen Seedeichunterhaltung in den Händen der Partizipanten lag (ebd. 171-175), wurde besonders hart getroffen. Dort war der 5,73 km lange, 1696 erbaute Deich auf einer Länge von 2,87 km Länge ganz fortgerissen. Über die näheren Ausmaße des Deiches liegen keine Angaben vor, doch dürfte dieser dem Stand der Zeit entsprochen haben. Infolge des Wassereintruchs ertranken 36 Menschen. Die Zahl der 28 zerstörten Häuser überstieg die der benachbarten Kirchspiele bei weitem. Die Schäden an den Gebäuden berechnete man mit 20.000 Mark ebenso hoch wie die der Korn-, Acker- und Hausgeräte insgesamt (JAKUBOWSKI-TIESSEN, 1992). Da der Koog nach der Sturmflut nahezu unbewohnt und die meisten Häuser zerstört waren, schien dessen Wiedergewinnung fraglich. Ferner war der Mitteldeich zum Wardammkoog durchbrochen worden. Die mittellos gewordenen überlebenden Interessenten des Hedwigenkooges waren bei der Wiederherstellung ihres Deiches auf fremde Geldgeber angewiesen, weshalb sich die Arbeiten verzögerten. Mit Hinblick auf ihr Anwachsrecht wollten sie jedoch ihren Koog nicht preisgeben. Einen der Deichbrüche dürfte 1717 oder 1718 ein Küstenfrachter verursacht haben, der an den Deich schlug (ENGLERT, 1997).

Das am stärksten betroffene Kirchspiel Norderdithmarschens war Büsum (vgl. Tab. 7). Hier erstreckte sich die Überschwemmung nach dem Bruch der Mitteldeiche über das ganze Kirchspielsgebiet (Abb. 12). Vom Büsumer Seedeich zwischen dem Hedwigen- und dem Friedrichsgabekoog waren nur noch Reste übrig, zwischen denen 26 Wehlen bis in das landwirtschaftliche Nutzland reichten. Aufgrund der besonders zahlreichen Deichbrüche des Grovenkoogs und der zerstörten Schleuse verzichtete man hier auf eine Wiederherstellung und legte einen neuen Seedeich etwas weiter westlich an. Dieser 533 Ruten (2,64 km) lange, 18.000 Reichstaler teure, im hohen Vorland angelegte Deich sicherte nun den 59 ha großen Neuenkoog. Seine Ostgrenze reichte bis an die Linie

des alten Grovener Deiches, von dem nur zwei Wehlen nachblieben. Für den überwiegend auf hoher Wurt liegenden Kirchhort Büsum bestand ebenfalls Gefahr, da dort der *Teich von Westeregge* auf einer Länge von 220½ Ruten (1,05 km) bis fast überall *biß auf den Grund weggerissen war*. Diese Teilstrecke musste mit Rücksicht auf die Ortschaft sofort wiederhergestellt werden. Besser als Warwerort und der Hedwigenkoog überstand der geschützte liegende, 1714 eingedeichte Wasmer- bzw. Friedrichsgabekoog (ebd. 176-178) die Sturmflutenreihe von 1717–1720. In dessen in historischen Bauzeichnungen nicht überlieferten 2,96 km langen Deich hatte die Weihnachtsflut 1717 drei Wehlen eingerissen, nachdem bereits 1715 die heute noch vorhandene Wehle am Anschluss zum Bütteler Deich entstanden war. Trotz der Überflutung aus dem Büsumer Gebiet her blieb die Schleuse im Verlauf des alten Wardstroms erhalten.

2.5 S ü d e r d i t h m a r s c h e n

In Süderdithmarschen waren die Verluste an Menschen und Vieh ebenso wie die Schäden an Deichen, Sielen und Häusern am größten (Abb. 12). Die Elb- und Seedeiche mit einer Gesamtlänge von ca. 49,5 km wiesen zahlreiche Deichbrüche auf, bei denen es sich meist um Grundbrüche unterschiedlicher Breite handelte. Der 1717 erfolgte Durchbruch des Brunsbütteler Elbdeiches hatte dabei die schwersten Folgen für Süderdithmarschen und die Wilstermarsch (ebd. 188-199) zur Folge. So war das Salzwasser durch die Brunsbütteler Brake in die Marschen der Kirchspiele Brunsbüttel, Eddelak und Marne sowie nach dem Bruch des Donndeiches bis in den Kudensee und die Wistermarsch vorgedrungen. Die für Süderdithmarschen eingesetzte Königliche Kommission besichtigte alle Schäden und stellte dabei im März 1718 fest, dass die Brunsbütteler Brake mit drei Spranten nach Norden und drei nach Süden vorgestoßen war, wovon die größte in Richtung auf Osterbelmhusen eine Breite von 43 m und eine Tiefe von 8,9 m aufwies. Die Brake selbst hatte sich in der Linie des durchbrochenen Elbdeiches auf eine Breite von 104 m und eine Tiefe von 15,4 m vergrößert. Begünstigt durch einen leichten Frost kamen im Januar 1718 als erste Sicherungen in größerem Abstand westlich der Brake einige Schüttungen zur Ausführung, die jedoch die Eisflut von 1718 wieder zerstörte. Dabei wurden die Kirchspiele Brunsbüttel und Eddelak erneut mit jeder Tide unter Wasser gesetzt. Ihre Umdeichung und Durchdämmung sollte bis 1721 dauern.



Abb. 13: Überflutungskarte von Süderdithmarschen und der Wilstermarsch (MEIER, 2007)

Insgesamt ertranken in Süderdithmarschen 344 Menschen (Tab. 10) und zwar 62 in Brunsbüttel, 76 in Eddelak, 70 in Marne, 16 in Barlt und 7 in der Vogtei Südermeldorf (ebd. 181). An Großvieh kamen 2737 Stück um. Ferner wurden 231 Häuser vollständig zerstört und weitere 841 beschädigt. Nach Bolten war die Eddelaker Schleuse (FISCHER, 1957a) herausgerissen und *ein Grundbruch von erstaunlicher Größe und Tiefe* entstanden, der alle anderen Deichschäden bei weitem übertraf. Das durch die vielen Deichbrüche einströmende Salzwasser überschwemmte die ganze Marsch. Die nachfolgende Eisflut vom Februar 1718 vergrößerte die Schäden noch. Die Beseitigung der Schäden (Tab. 11) an der sich alle Marsch- und Geestdörfer zu beteiligen hatten, erfolgte auf Anordnung des Königs Friedrichs IV. nach einheitlichem Plan. Eine Einquartierung von Soldaten sollte dabei jede Arbeitsverweigerung ausschließen (ebd. 185). Der Landschaft erließ der König aber für 1718 die Steuern und schenkte ihr einen Vorrat *von sehr großen Bäumen zur Durchbrammung der gefährlichen Stellen*. Die vom König eingesetzte Deichkommission nahm unverzüglich ihre Arbeit auf. Besondere Maßnahmen erwiesen sich dabei beim Marner Kirchspielsdeich unumgänglich, da dieser infolge zahlreicher Wehlen größtenteils zerstört war. Da die Wiederherstellung des alten Deiches nicht in Frage kam, ordnete die Kommission den Bau eines neuen westlich des alten an.

Tab. 10: Tote, Viehverluste und Hausschäden in Süderdithmarschen, die sich nicht weiter spezifizieren lassen, nach JAKUBOWSKI-TIESEN (1992)

ORT	TOTE	PFERDE UND RINDER	SCHWEINE UND SCHAFE	HÄUSER WEG-GETRIEBEN	HÄUSER BESCHÄDIGT
Brunsbüttel	173	345	269	62	198
Eddelak	32	406	1.183	76	98
Marne	99	1.544	1.221	70	429
Barlt	21	245	278	16	88
Süder- u. Nordervogtei Meldorf	19	197	164	7	38
Summe	344	2.737	3.115	231	851

Tab. 11: Deichschäden in Süderdithmarschen in Ruten nach JAKUBOWSKI-TIESEN (1992).
1 Rute = 8 Ellen = 16 Fuß = 4,78 m (Nordstrander und Pellwormer Maß)

DEICHLÄNGE GESAMT	DEICH, GUT	DEICH, BESCHÄDIGT	KAPPENSTÜRZE	GRUNDBRÜCHE	DEICH, ZUR HÄLFTE WEG	DEICH, GANZ WEG
10.440 R 47,87 km	900 R 4,127 km	2.363 R 10,83 km	2.496 R 11,44 km	1.477 R 6,77 km	1.291 R 5,92 km	1.904 R 8,72 km

2.6 E l b m a r s c h e n

Von den Elbmarschen richtete die Sturmflutenreihe 1717–1720 die schwersten Schäden im Bereich der Wilstermarsch an (CULEMANN, 1728; DETLEFSEN, 1891; FISCHER, 1957b). Vom großen Einbruch bei Brunsbüttel (Brunsbütteler Brake) strömte das Salzwasser über das Hochmoor in die Wilstermarsch (Abb. 12 und 13), deren Landoberfläche infolge der hoch- und spätmittelalterlichen Kultivierungsmaßnahmen bis NN -3,54 m gesackt war. Nur wenige Jahre vor der Sturmflut 1717, nämlich 1709, war die Wilstermarsch durch das Binnenwasser infolge von Brüchen in den Deichen an der Beke und im Borlbom, einer Schutzwehr gegen den Kudensee, teilweise überschwemmt worden. An der Beke fehlte aber eine Abschottung zum Zurückhalten des Oberwassers wie sie an der Wilsterau mit dem Böwersten Wehr vorhanden war. Die Schließung dieses Wehrs verhinderte zwar ein Zuströmen des Binnenwassers in die Wilsterau, bewirkte zugleich aber ein Ansteigen des Wasserstandes im Kudensee, von wo aus das Binnenwasser über das Hochmoor und nach Zerstörung des Ecklackler Moordeiches und des Borlboms in das Kirchspiel Wilster Neue Seite vorstieß.

Diese Problematik wiederholte sich weit stärker bei der Weihnachtsflut 1717 als die Sturmflutwelle durch die Brunsbütteler Brake in die Marsch und nach dem Durchbruch des Donndeichs in den Kudensee gelangte. Von hier strömte das Salzwasser über das Ecklackler Hochmoor in die gesamte innere Wilstermarsch (Abb. 13 und 14). Zudem durchbrach das nach einem Bruch des Elbdeiches bei St. Maragarethen einströmende Wasser das Hochmoor des Tütermoores (Blangenmoor) auf 115 m Breite bis auf den Grund und riss fünf Häuser fort. Von hier aus erreichte die Überflutung zunächst bei Norttorf das Kirchspiel Neue Seite und vereinigte sich mit dem aus dem Kudensee. In Ecklak und Akenboe stand das Wasser etwa 1,2–2 m hoch, in den niedrigen Teilen der Marsch sogar 3,5–4,5 m. Dies bedrohte den Bestand der gesamten Wilstermarsch.

Eine weitere Gefahr bestand am Elbdeich zwischen Büttel und Wewelsfleth. Die stetige Gefährdung des Elbdeiches war vor allem eine Folge der Stromverlagerung des Flusses. So hatte man den Deich bei Brunsbüttel nach spätmittelalterlichen Landverlusten zuletzt 1683/84 (ebd. 120) zurückverlegen müssen. Auch die Rücknahme des Elbdeiches der Wilstermarsch seit dem späten Mittelalter war eine Folge der Stromverlagerung. Zwischen Brokdorf und St. Margarethen war so eine starke Auskolkung entstanden. Das hier jedoch breite Vorland vor dem Wewelsflether Deich und am Stromvorsprung bei Scheelenkuhlen hielt die weitere Annäherung des Stromes auf (ebd. 138). Nach dem Abbruch des Vorlandes musste der Deichvorsprung bei Scheelenkuhlen seit dem Ende des 16. Jahrhunderts mit einem Bohlwerk gesichert werden, das 1618 eine Steindecke ersetzte. Den Bestand des sog. Steindeiches stellte die Sturmflut 1634 zwar in Frage, doch konnte dieser wiederhergestellt und um 0,40 m erhöht werden. Nach 1674 wurde der Steindeich ebenso wie die anderen Elbdeiche der Wilstermarsch wiederum ausgebessert und verstärkt (ebd. 141). Für den Deichvorsprung bedeutete jedoch die Preisgabe des Neuen Kooges infolge der Sturmflut von 1684 eine noch exponiertere Situation, die man durch hölzerne Höfte zu dämmen versuchte. Dieses Uferschutzwerk war bis zur Sturmflutenreihe 1717–1720 das einzige am Elbdeich der Wilstermarsch.

Diese Maßnahmen reichten jedoch nicht aus. So durchstieß die Weihnachtsflut von 1717 mehrfach den Elbdeich zwischen St. Margarethen und Wewelsfleth. Durch die Brüche strömte auch nach Abklingen der Sturmflut die täglichen Flut in die Wilstermarsch. Bei Brokdorf war 1717 das Wasser mit solcher Gewalt über den Elbdeich gestürzt, dass die Steine der dortigen Decke auf die Deichbinnenböschung geworfen wurden. Das Wasser zerstörte zudem die Stöpen und überschwemmte die Kirchspiele Brokdorf und Wewelsfleth. Ebenfalls war der Stördeich an vielen Stellen durchbrochen. Allein zwischen Wewelsfleth und Beidenfleth befanden sich 22 Deichbrüche, darunter vier Grundbrüche mit Tiefen von 5,8–7 m. Durch einen weiteren großen Grundbruch bei Stördorf stieß das Wasser nach Bischof und von dort über den Steindamm nach Hackeboe, Neuendorf und Moorhusen vor. Diese Überschwemmung im Gebiet nördlich der Wilsterau dauerte bis zum Sommer 1718.

In der Krempermarsch verursachte die Weihnachtsflut 1717 nur eine teilweise Überschwemmung, da die linksseitigen Stördeiche und die Kremperdeich standhielten (Abb. 14). Der Grund dürfte in der Entlastung nach dem Bruch der Deiche auf der Wilstermarsch zu suchen sein. Zudem waren die zuletzt 1653 errichteten bzw. ausgebesserten Elbdeiche wohl noch in einem guten Zustand. Eine erste Eindeichung im Glückstädter Gebiet war zu Beginn des 17. Jahrhunderts erfolgt, nachdem der dänische König 1615 einen Vertrag dem Deichbaumeister E. Speerfork über die *Eindeichung der Wildnus* geschlossen hatte (ebd. 121). Der neue Deich verlief von Ivenfleth, dann entlang der Stör sowie der Elbe und kreuzte hier die beiden Außenpriele bei dem von König Christian IV. 1617 gegründeten Glückstadt (ebd. 125). Dieser hatte eine Sohlbreite von ca. 21 m, eine Kronenbreite von 3,5 m und eine Höhe von 3,6 m über dem hohen Vorland erhalten. Die Außenböschung war mit 1:2,5 bis 1:3 recht steil, gleiches galt für die 1:1,5 geneigte Innenböschung (ebd. 121, 122). Zwar durchbrach die Sturmflut vom 1. Dezember 1613 diesen Deich, doch ließ dieser sich wiederherstellen. Nachdem die Hafendämme 1615 fertig waren, erfolgte die Anlage der Festungswerke von Glückstadt. Den Sturmfluten vom Februar und März 1625 hielt jedoch auch der neue Elbdeich nicht stand, der an vielen Stellen weggerissen wurde, so dass man diesen 1626 teilweise neu errichten musste. Nach der Katastrophenflut von 1634 erfolgten weitere Ausbesserungsarbeiten. Bei den übrigen Sturmfluten des 17. Jahrhunderts blieb Glückstadt zwar von Deichbrüchen nicht verschont, diese waren jedoch seltener als an den übrigen Deichen der Krempermarsch (ebd. 129). Mit der Eindei-

eine Sohlbreite von 20,6 m auf dem Vorland auf. Die Deichhöhe über den abgedämmten Prielten war mit bis 6,3 m höher. Die Sohlbreite betrug hier 32 m (ebd. 136). Eine weitere Teilbedeichung in der Haseldorfer Marsch bei Neufeld war kurz vor 1660 mit einem 2,3 km langen Deich erfolgt, der eine Höhe von 4,6 m über Vorland, eine Kronenbreite von 2,9 m, eine Außenböschung von 1:2,5 sowie eine Binnenböschung von 1:1,5 besaß. Den Sturmfluten des 17. Jahrhunderts hielt dieser Deich stand, während vor Bishorst das Vorland abbrach. 1662 wurden jedoch die Deiche der Haseldorfer Marsch zerstört und diese überschwemmt. Den Zustand der südlichen Haseldorfer Marsch mit den vorgelagerten Elbinseln vermittelt eine Zeichnung von 1669 (ebd. Abb. 137). Somit waren auch in der Haseldorfer Marsch vor 1717 Deichbaumaßnahmen erfolgt, die sich jedoch nicht als ausreichend erweisen sollten. So waren bei der Weihnachtsflut 1717 im Esflether Deich zwei Grundbrüche eingetreten und vom Krückadeich bei Neuendorf wurde eine Strecke von 115 m fortgerissen. Beide Kirchspielsgebiete standen daher unter Wasser. Die beiden Grundbrüche bei Kollmar konnten nur binnendeichs umdämmt werden. Weitere Grundbrüche wies der Elbdeich bei Seestermühe auf. Ferner wurde nach Durchbrüchen und einem Grundbruch im Elbdeich die gesamte Haseldorfer Marsch überschwemmt.

2.7 Helgoland

Das in der Deutschen Bucht liegende Helgoland besteht aus der Hauptinsel, die sich in Unter-, Mittel- und Oberland gliedert, und der sog. Düne (WOHLENBERG, 1953). Um 1700 waren dabei Felseninsel und Düne noch durch die sog. „Weiße Klippe“ (*Wjyteklyppe*) miteinander verbunden. Hier hatten die Helgoländer Gips abgebaut. Diese anthropogenen Maßnahmen ebenso wie Sturmfluten führten zu einer Verkleinerung der Klippe, bis deren größere Reste in Gestalt zweier Säulen das Meer in einer Sturmflutnacht des Jahres 1711 zerstörte. Infolge der Weihnachtsflut von 1717 und der Eisflut 1718 verringerte sich auch die Höhe der letzten Gesteinsschutthaufen (*Waal*) immer weiter, bis in der Neujahrsturmflut 1720/21 der endgültige Durchbruch erfolgte. In den folgenden Jahren vertiefte und verbreiterte sich die Durchbruchstelle infolge der stärker werdenden Strömung entsprechend der Gezeiten immer weiter. Das gilt vor allem für den von Nordwest her eindringenden Flutstrom, wodurch die Düne an ihrem Südwestufer gefährdet wird. Der Meeresarm zwischen beiden Inseln war 1787 bereits 5,5 m tief. Die schwerste Gefährdung für die Düne herrscht bei Stürmen von Westen, Südwesten und Nord, da sie nicht im Leebereich der Hauptinsel liegt. Somit dürfte die Düne sich auch während der Sturmfluten 1717–1718 etwas verkleinert haben, wenn auch ihr breiter Vorsand noch um 1830 belegt ist.

3. Fazit

Die Weihnachtsflut in der Nacht vom 24. auf den 25. Dezember 1717 bedeutete für das südliche Nordseeküstengebiet von den Niederlanden bis nach Schleswig-Holstein eine der größten Naturkatastrophen der Neuzeit und übertraf in ihren Auswirkungen hinsichtlich der gesamten Küste sowohl die Burchardiflut von 1634 als auch die Sturmflut von 1825. Nur die Allerheiligenflut von 1570 dürfte für den südlichen Nordseeraum in der frühen Neuzeit ähnlich katastrophal gewesen sein. In dieser Nacht ertranken über 11.000 Menschen, 10.000 Pferde, 40.000 Rinder, 10.000 Schweine und 35.000 Schafe (JAKUBOWSKI-TIESSEN, 1992 und 2005). Über 4.000 Häuser wurden vom stürmischen Meer

weggerissen. Es gab Kirchspiele an der Nordsee, die – wie Minsin in der Herrschaft Jever – ein Viertel ihrer Bevölkerung einbüßten, manche Köge – wie den Hedwigenkoog in Dithmarschen – wollte man ganz aufgeben. Die Verluste für die Landwirtschaft waren enorm, und die Eisflut in der Nacht vom 25. auf den 26. Februar 1718 verschlimmerte die Lage noch, da vielerorts die 1717 zerstörten Deiche noch nicht wiederhergestellt waren. Im darauf folgenden Sommer waren die landwirtschaftlichen Nutzflächen immer noch versalzt, so dass vielfach Marschbauern ihr Vieh zur Gräsung zu Geestbauern geben oder verkaufen mussten. Einen weiteren Rückschlag in kurzer bedeutete dann die Sturmflut in der Nacht vom 31. Dezember 1720 auf den 1. Januar 1721.

Hauptgrund für die katastrophalen Auswirkungen der Sturmflutenreihe von 1717/18, bei der es aber an der schleswig-holsteinischen Nordseeküste mit Ausnahme der restlichen Lundenbergharde nicht mehr zu größeren dauerhaften Landverlusten kam, bildet der nicht ausreichende und uneinheitliche Küstenschutz sowie die unzureichenden Abmessungen der Deiche, die trotz aller holländischer Innovationen (KNOTTNERUS, 2005) nicht ausreichend waren. Zu stark bestimmten noch lokale Traditionen über den Deichbau. Neben Deichen mit flacher Seeseite existierten, wie auf der Insel Pellworm, wenig haltbare Stackdeiche mit ungünstigen Profilen. Aber auch die gerade erst errichteten Deiche, wie der des Grothusenkooges in Eiderstedt, wurden durchbrochen. Katastrophenschutzpläne kannte das frühe 18. Jahrhundert nicht. Insofern es Rettungsmaßnahmen für die Menschen gab, die auf ihren Haus- und Schwimmdächern oder auch Bäumen die Katastrophe überlebt hatten, wurden Boote ausgeschiedt, was erst nach Tagesanbruch möglich war. Da viele Boote weggetrieben und Schiffe untergegangen waren, herrschte aber ein Mangel an geeigneten Wasserfahrzeugen. Die verlassenen Häuser waren dem Raub preisgeben, wenn auch Plünderungen durch Mitglieder der Dorfgemeinschaften eher die Ausnahme waren. Aber auch dieses Chaos mussten die Behörden unterbinden und das Recht wiederherstellen. Zudem waren die meisten Nachrichtenvermittlungen infolge der Flut unterbrochen, denn die Wege waren für Pferd und Wagen unpassierbar. Die geretteten und evakuierten Menschen mussten versorgt werden, auch das geschah spontan (JAKUBOWSKI-TIESSEN, 1992). Es waren die lokalen Behörden, die sich als erstes mit der Katastrophe konfrontiert sahen, da die zentralen Obrigkeiten fern waren. Für Schleswig-Holstein war dies in letzter Instanz der dänische König Friedrich IV., der eine Kommission (*Teichcommission*) in den betroffenen Marschgebieten einsetzte, die am 5. April 1718 unter Graf Hans Schaack ihre Arbeit aufnahm. Diese meldeten beispielsweise, dass sie noch am 22. April über die meisten Felder des Kirchspiels Eddelak mit Booten fahren mussten. So gestaltete sich schon die Erhebung der Daten als schwierig.

Die Lebensverhältnisse in den Nordseemarschen waren infolge dieser Sturmflutenreihe desolat, und die brach liegende Landwirtschaft erholte sich nur langsam. Viele Höfe blieben verschuldet und deren Bewohner konnten die Deichlasten nicht mehr aufbringen. Zahlreiche Bauern trieb die Katastrophe in den Ruin, da nicht alle Gläubiger ihre Forderungen zurückstellten. Zwar gewährten die jeweiligen Regierungen Unterstützung, doch musste der höhere Finanzbedarf von den Nordseeküstenregionen für die Schadensbehebung selbst geleistet werden. Zudem führte die Aufgabe von Höfen zu einem großen Angebot an Land und dementsprechend niedrigen Bodenpreisen. Nun konnten auch Arbeiter und Geestbauern kleine Landparzellen in den Marschen erwerben, so dass die Zahl kleiner Landbesitzer zu nahm. Andererseits kauften auch kapitalkräftige Hofeigner Ländereien auf und vergrößerten so ihren Besitz.

Die Schäden in Schleswig-Holstein wurden zwar für viele Regionen erfasst, doch bleibt eine Gesamtschadensbilanz aufgrund der unterschiedlichen Quellenlage hypothetisch (Tab. 12). Infolge der

Auswirkungen der Sturmflutkatastrophen wurde die Deichverwaltung nun jedoch vereinheitlicht und der Küstenschutz auf der Basis des 1757/58 herausgegeben Lehrbuches von Albert Brahms technisch verbessert.

Tab. 12: Schadensbilanz der Weihnachtsflut von 1717 an der schleswig-holsteinischen Nordseeküste

REGION	DEICH SCHÄDEN IN RU- TEN	WEHLEN	SIELE SCHLEUSEN	HÖCHSTER WASSERST. ÜBER MARSCH IN M	TOTE	VIEH	HÄUSER WEG- GETRIEBEN ODER BESCHÄDIGT
Sylt					?	?	?
Föhr		4		+2,29	-	?	?
Amrum					?	?	?
Pellworm		mind. 1	1	+1,15	mehrere	?	?
Nordstrand		12	2	+3,44	5	116	36
Langeness					2	148	einige
Nordmarsch					16	170	67
Hooge					-	30	72
Oland					-	2	einige
Nordstrandisch- moor					16	530	3
Nordfries. Festland	?	mehrere	mind. 1	-	?	?	?
Eiderstedt	?	mehrere	?	+4,17 Neu- Augustenk.	50 ?	11.662	77 ?
Norder- Dithmarschen	25.472	76	4	+2,10	124	1.678	274
Süder- Dithmarschen	9.499		keine	+2,10	344	5.852	1082
Wilster- Marsch	?	über 22	?	?	?	?	?
Kremper- Marsch	?		1	?	?	?	?
Haseldorfer- Marsch	?	mehrere	?	?	?	?	?
Seestermüher- marsch	?	2	?	?	?	?	?
Summe					558	20.188	3.109
<i>gesamte Nordsee- marschen</i>					<i>11.000</i>	<i>95.000</i>	<i>4000</i>

4. S c h r i f t e n v e r z e i c h n i s

4.1 Q u e l l e n

- BRAHMS, H.: Anfangs-Gründe der Deich- und Wasserbau-Kunst. I. Teil und II. Teil, Aurich, 1757/58.
- BOLTEN, J. A.: Dithmarscher Geschichte, Band IV. Flensburg – Leipzig, 1781-1788.
- CULEMANN, G.: Denk-Mahl von den hohen Wasser-Fluthen. Wilster, 1728, Neuausgabe Wilster, 1926.
- HANSEN, C. P.: Chronik der Friesischen Uthlande. ²Garding, 1877.
- HEKELIUS: Zwey besondere Predigten. Stadtarchiv Aurich, Rep. 4, B II, q. Nr. 18, fol. 5. 1718.
- HEIMREICH, M. A.: M. Anton Heimreichs nordfresische Chronik (Schleswig 1666). Hrsg. von N. Falck Unveränd. Neudr. d. Ausg. von 1819 (Waluf b. Wiesbaden 1973).
- TETENS, J. N.: Reisen in die Marschländer an der Nordsee. Bd. 1, Leipzig, 1788.

4.2 L i t e r a t u r

- DETLEFSEN, D.: Geschichte der schleswig-holsteinischen Elbmarschen. 2 Bde., Glückstadt, 1891.
- ENGLERT, A.: Das neuzeitliche Wrack aus dem Hedwigenkoog, Kr. Dithmarschen. Universitätsforschungen zur Prähistorischen Archäologie. 41, Bonn, 1997.
- FISCHER, O.: 2 Die Inseln. 3 Nordstrand. Müller, F. u. Fischer, O. (Hrsg.), Das Wasserwesen an der schleswig-holsteinischen Nordseeküste, Berlin, 1936a.
- FISCHER, O.: 2 Die Inseln. 4 Pellworm. Müller, F. u. Fischer, O. (Hrsg.), Das Wasserwesen an der schleswig-holsteinischen Nordseeküste, Berlin, 1936b.
- FISCHER, O.: 2 Die Inseln. 5 Amrum. Müller, F. u. Fischer, O. (Hrsg.), Das Wasserwesen an der schleswig-holsteinischen Nordseeküste, Berlin, 1937a.
- FISCHER, O.: 2 Die Inseln. 6 Föhr. Müller, F. u. Fischer, O. (Hrsg.), Das Wasserwesen an der schleswig-holsteinischen Nordseeküste, Berlin, 1937b.
- FISCHER, O.: 2 Die Inseln. 1 Allgemeines. Müller, F. u. Fischer, O. (Hrsg.), Das Wasserwesen an der schleswig-holsteinischen Nordseeküste, Berlin, 1938a.
- FISCHER, O.: 2 Die Inseln. 7 Sylt. Müller, F. u. Fischer, O. (Hrsg.), Das Wasserwesen an der schleswig-holsteinischen Nordseeküste, Berlin, 1938b.
- FISCHER, O.: 3 Das Festland. 1 Sonderprobleme und Einzelfragen des Küstenraumes. Müller, F. u. Fischer, O. (Hrsg.), Das Wasserwesen an der schleswig-holsteinischen Nordseeküste, Berlin, 1955a.
- FISCHER, O.: 3 Das Festland. 2 Nordfriesland. Müller, F. u. Fischer, O. (Hrsg.), Das Wasserwesen an der schleswig-holsteinischen Nordseeküste, Berlin, 1955b.
- FISCHER, O.: 3 Das Festland. 7 Hydrographie des Küstengebietes. Müller, F. u. Fischer, O. (Hrsg.), Das Wasserwesen an der schleswig-holsteinischen Nordseeküste, Berlin, 1955c.
- FISCHER, O.: 3 Das Festland. 3 Eiderstedt. Müller, F. u. Fischer, O. (Hrsg.), Das Wasserwesen an der schleswig-holsteinischen Nordseeküste, Berlin, 1956.
- FISCHER, O.: 3 Das Festland. 5 Dithmarschen. Müller, F. u. Fischer, O. (Hrsg.), Das Wasserwesen an der schleswig-holsteinischen Nordseeküste, Berlin, 1957a.
- FISCHER, O.: 3 Das Festland. 6 Elbmarschen. Müller, F. u. Fischer, O. (Hrsg.), Das Wasserwesen an der schleswig-holsteinischen Nordseeküste, Berlin, 1957b.
- FISCHER, O.: 3 Das Festland. 4 Stapelholm und Eidermiederung. Müller, F. u. Fischer, O. (Hrsg.), Das Wasserwesen an der schleswig-holsteinischen Nordseeküste, Berlin, 1958.
- JAKUBOWSKI-TIESSEN, M.: Sturmflut 1717. Die Bewältigung einer Naturkatastrophe in der Frühen Neuzeit, München, 1992.

- JAKUBOWSKI-TIESSEN, M.: Die Katastrophe nach der Katastrophe. Folgen der Weihnachtsflut 1717. In: Kulturlandschaft Marsch. Natur – Geschichte – Gegenwart. Schriftenreihe des Landesmuseums für Natur und Mensch, Heft 33, 179-185, Oldenburg, 2005.
- KNOTTNERUS, O. S.: Die Verbreitung neuer Deich- und Sielbautechniken entlang der südlichen Nordseeküste im 16. und 17. Jahrhundert. In: Kulturlandschaft Marsch. Natur – Geschichte – Gegenwart. Schriftenreihe des Landesmuseums für Natur und Mensch, Heft 33, 161-167, Oldenburg, 2005.
- MEIER, D.: Die Nordseeküste. Geschichte einer Landschaft. Heide, 2007a.
- MEIER, D.: De Dam geslagen wart twischen Eyderstede unde Husum....Die Bedeichung der 'Nord-Eyder', Eiderstedt (Schleswig-Holstein). In: Beenakker, J. J.J.M., Hortsen, F. H., de Kraker, A. u. Renes, H., Landschap in ruimte en tijd. Liber amicorum Borger. 252-262, Amsterdam, 2007b.
- MÜLLER, F.: 1 Die Halligen. In: Das Wasserwesen an der schleswig-holsteinischen Nordseeküste. Berlin, 1917; Atlas, Berlin, 1917.
- PRANGE, W.: Die Höhe der Sturmflut vom 11. Oktober 1634 in Nordfriesland nach neuen Wasserstandsmarken. Zwischen Eider und Wiedau. Heimatkalender Nordfriesland. 40-48, 1965.
- PRANGE, W.: Die Bedeichungsgeschichte der Marschen in Schleswig-Holstein. Probleme der Küstenforschung im südlichen Nordseegebiet. 16, 1-53, 1986.
- REEDER, C. N.: Die Eiderstedtische Chronik von 1712 bis 1740 des Peter Hinrich Rosien. Nordfriesisches Jahrbuch Bd. 25, 123-124, 1989.
- WOHLENBERG, E.: Erster Teil. In: Helgoland und die Helgoländer. Kiel, 1953.
- WOHLENBERG, E.: Die Lundenbergharde. Eine historische küsten- und deichbaugeschichtliche Monographie aufgrund neuer Grabungen im nordfriesischen Wattenmeer (1962 bis 1977) nebst Freilegung eines doppelten Stackdeiches und Öffnung eines historischen Nüstersieles, beides vor Ort beim „Halbmond“ im Seedeich Südermarsch – Lundenberg bei Husum. Die Küste, 48, 1-119, 1989.
- WOHLENBERG, E.: Der Seedeich Porrenkoog bei Husum, eine deichbautechnische Dokumentation vor Ort vom Mittelalter bis in die Gegenwart. Die Küste, 52, 33-83, 1991.

Konferenzbericht European Geosciences Union General Assembly (EGU 2011)

Von THORSTEN ALBERS

Vom 04. April 2011 bis zum 08. April 2011 fand in Wien die seit 1976 jährlich ausgetragene Generalversammlung der European Geosciences Union (EGU) statt. In 707 Vortragsblöcken wurden geowissenschaftliche Themen von Geodäsie über Hydrologie bis hin zu Seismologie behandelt. Während der Konferenz gab es 4.333 mündliche Präsentationen sowie 8.439 Posterpräsentationen. Insgesamt nahmen 10.725 Wissenschaftler aus 96 Ländern an der Konferenz teil. Dabei war Deutschland mit 1.953 Teilnehmern am stärksten vertreten.

Als Themen mit Bezug zur Küste sind u.a. Geomorphologie, Naturkatastrophen und Ozeanographie zu nennen. Unter vielen Beiträgen in diesen Themenblöcken sind Vorträge aus den Bereichen „Geomorphologie in der Küstenzone: natürliche und anthropogene Einflussfaktoren“, „Küsten, Ästuar und Deltas“ sowie „Sturmfluten und Küstenzonen: Extremereignisse, Schäden und Risiken“ hervorzuheben.

Neben Untersuchungen zu den Auswirkungen des globalen Klimawandels auf die Küste und zur Entwicklung von Deltagebieten bildeten kurzfristig organisierte Vortragsblöcke zum Tohoku-Erdbeben und Tsunami in Japan vom 11. März 2011 einen Schwerpunkt.

Bei mehr als 25 parallelen Vortragsblöcken aus verschiedensten Themenbereichen verhindert bereits die subjektive Auswahl der besuchten Vorträge eine allumfassende Berichterstattung. Daher werden in diesem Konferenzbericht lediglich drei Aspekte herausgegriffen und kurz erläutert:

In vielen küstenrelevanten Beiträgen waren Unterschiede zwischen geowissenschaftlichen und ingenieurtechnischen Ansätzen und Methoden auffällig. Besonders deutlich wurde dies in einem Beitrag von Robert Young (Western Carolina University, Cullowhee, North Carolina, USA) zur Fragestellung: „Gibt es noch natürliche Strände in den Vereinigten Staaten?“. In den vergangenen Jahrzehnten unterlagen Strände an der Atlantikküste und der Golfküste der USA starken Veränderungen. Bei dieser Entwicklung spielten Immobilien in Strandnähe eine maßgebende Rolle. Deren Wert stieg signifikant an, was den Bedarf des Schutzes dieser Werte vor Erosion und Sturmfluten deutlich steigen ließ. Das Resultat sei eine massive Umwandlung amerikanischer Strände von funktionierenden, geomorphologischen Systemen mit hohem ökologischem Wert in endlose Küstenschutzprojekte, mit dem Ziel, im Falle eines Sturmes als Puffer für die Infrastruktur zu dienen. Die dominierende Form des Küstenschutzes ist heute dabei die Strandaufspülung. Befürworter sprächen von Strandrestauration, wobei dieser Weg der Wiederherstellung der Strände nicht einer nachhaltigen ökologischen Restauration entspreche. Entscheidend sei, dass funktionsfähige physikalische und biologische Systeme identifiziert und geschützt werden. Robert Young betrachtet die Mehrzahl der heutigen Strände als Elemente des flächenhaften Küstenschutzes und schlägt als alternative Strategie zu Strandaufspülungen eine Null-Variante oder sogar den Rückzug aus den überflutungs- und erosionsgefährdeten Gebieten vor.

Deltagebiete sind empfindliche Landschaftsformen an der Schnittstelle vom Land zum Meer. Sie werden von terrestrischen und marinen Prozessen beeinflusst. Weltweit sind die großen und in der

Regel dicht besiedelten Flussdeltas von anthropogenen Einwirkungen bestimmt. Dies begann bereits mit der landwirtschaftlichen Nutzung der Deltas und fand in den letzten Jahrzehnten in Dammbauwerken in den Flüssen, die die Sedimentzufuhr stark einschränkten, eine neue Größenordnung. Kenntnisse über die historische Entwicklung werden in Hinblick auf zukünftige Entwicklungen, die durch den Klimawandel und weitere demographische Veränderungen beeinflusst werden, immer wichtiger. Liviu Giosan (Woods Hole Oceanographic Institution, USA) stellte in seinem Beitrag zur EGU 2011 die Frage, in wie weit die großen Deltagebiete insgesamt bereits das Ergebnis menschlicher Aktivitäten sind. In vielen weiteren Präsentationen wurde diese Frage aufgegriffen und beispielsweise untersucht, ob Deltas sich bis zu einem bestimmten Grad an zukünftige klimatische und anthropogene Veränderungen anpassen können.

Lokale und regionale Extremereignisse haben immer wieder insbesondere in Ballungsgebieten an der Küste verheerende Auswirkungen. Als jüngstes Ereignis wurden bei der EGU 2011 hierzu das Tohoku-Erdbeben und der daraus entstandene Tsunami thematisiert. In seinem Impulsreferat erläuterte Gero W. Michel (Willis Research Network) aus Sicht der Rückversicherungen, dass Ereignisse derartiger Größenordnung mittlerweile analog zum Finanzmarkt weltweit Auswirkungen auf das Risikobewusstsein der Menschen besitzen. In der Folge können auch Schutzstrategien (z.B. Küstenschutz) geographisch weit entfernter Gebiete von großen Naturkatastrophen signifikant beeinflusst werden.

Einzelne Beiträge werden nach der Konferenz im Journal „Ocean Science“, dem im Internet frei zugänglichen Fachblatt der EGU, veröffentlicht. Ausgewählte Vorträge (z.B. eine Session zum Tohoku-Erdbeben und Tsunami) wurden als Webstream auf der Internetseite der Konferenz bereitgestellt (<http://meetings.copernicus.org/egu2011/home.html>).