

Justus Patzke

*Zur Beschreibung der vertikalen
Bodenaustauschprozesse von kohäsiven
Sedimenten am Beispiel des Weserästuars*



Hamburger Wasserbauschriften, Band 30

Herausgegeben von Prof. Dr.-Ing. Peter Fröhle

Bibliografische Information der Deutschen Nationalbibliothek

Die Deutsche Nationalbibliothek verzeichnet diese Publikation in der Deutschen Nationalbibliothek; detaillierte Daten sind im Internet über <http://www.dnb.de> abrufbar.

Impressum

Institut für Wasserbau

Denickestraße 22

21073 Hamburg

Tel.: +49 40 42878-3761

Fax: +49 40 4273-10199

E-Mail: wasserbau.office@tuhh.de

Lizenz

Das Werk einschließlich aller seiner Teile ist urheberrechtlich geschützt. Das Werk steht unter der Creative-Commons-Lizenz Namensnennung 4.0 International (CC BY 4.0, <https://creativecommons.org/licenses/by/4.0/>). Ausgenommen von der oben genannten Lizenz sind Teile, Abbildungen und sonstiges Drittmaterial, wenn anders gekennzeichnet.



1. Auflage Juni 2025

DOI: [10.15480/882.15260](https://doi.org/10.15480/882.15260)

Justus Patzke: <https://orcid.org/0000-0003-1516-5142>

Zur Beschreibung der vertikalen Bodenaustauschprozesse von kohäsiven Sedimenten am Beispiel des Weserästuars

Vom Promotionsausschuss der
Technischen Universität Hamburg
zur Erlangung des akademischen Grades

Doktor-Ingenieur (Dr.-Ing.)

genehmigte Dissertation (Monografie)

von
Justus Patzke

aus
Hannover

2025

Aufzählung der Gutachter:

- | | |
|----------------------------|--|
| 1. Gutachter und Betreuer: | Prof. Dr.-Ing. Peter Fröhle |
| 2. Gutachter: | Prof. Dr.-Ing. habil. Torsten Schlurmann |
| 3. Gutachter: | Dr.-Ing. Frank Kösters |

Tag der mündlichen Prüfung: 14.05.2025

Vorwort

Das Erosions-, Transport- und Depositionsverhalten von kohäsiven Sedimenten ist trotz jahrzehntelanger Forschung zu den vorgenannten Themen zwar fortgeschritten, aber insbesondere in den Details und auch zu den beteiligten Prozessen sowie zu den Einflussfaktoren immer noch in weiten Teilen unverstanden. In der Trübungszone von Ästuaren wirken eine Vielzahl von sich überlagernden Prozessen, die durch die örtliche, tidebeeinflusste Hydrodynamik (Wasserstände, Strömungsgeschwindigkeiten, Strömungsrichtungen), die räumlich und zeitlich variablen Salzgehalte und vornehmlich auch durch die ebenfalls variablen Sedimenteigenschaften der Einzelpartikel und deren Interaktion geprägt werden.

Neben den offensichtlichen Lücken im Systemverständnis fehlt es zudem i) an geeigneten Methoden zur Gewinnung von möglichst ungestörten Proben sowie auch ii) an geeigneten Aufbereitungsverfahren für gestörte Proben und iii) an geeigneten Versuchsständen, die sowohl in-situ-Versuche als auch Versuche im Labor mit vergleichbaren Versuchsständen mit akzeptablen Wiederholgenauigkeiten ermöglichen.

Hier setzt die Arbeit von Dr. Justus Patzke an, der es sich zum Ziel gesetzt hat, die Prozesse und Sedimenteigenschaften kohäsiver Sedimente auf der Grundlage experimenteller Untersuchungen besser zu verstehen und zu analysieren und diese dann anhand mathematischer Formulierungen als Grundlage auch für die Anwendung in numerischen Modellen zu beschreiben. Die Untersuchungen werden am Beispiel von kohäsiven Sedimenten aus dem Weserästuar durchgeführt, sind aber insbesondere methodisch leicht auf andere Ästuare übertragbar.

Herr Dr. Patzke hat eine Dissertation mit einer Vielzahl von Ergebnissen abgeliefert, ohne den Blick für eine ganzheitliche Betrachtung der Problematik zu verlieren. Er liefert einen klaren Erkenntnisgewinn zur Verbesserung des Verständnisses der vertikalen Bodenaustauschprozesse von kohäsiven Sedimenten. Die von ihm entwickelten bzw. weiterentwickelten Probennahmegeräte und die Erosions-, Depositions-Versuchsstände sind innovativ und legen den Grundstein für die sehr überzeugenden Ergebnisse im Hinblick auf die Prozessbeschreibung und insbesondere auch im Hinblick auf eine realistische Quantifizierung der Prozesse. Diese liefern die Grundlage für die Verbesserung numerischer Modelle.

Die Arbeit von Dr. Patzke liefert die methodischen Grundlagen und die Werkzeuge (Versuchsstände) und über die veröffentlichten Datensätze auch die Datengrundlage für eine Vielzahl von weiteren Arbeiten zum Thema. Besonders beeindruckend finde ich die Abschnitte, die eine mögliche Erklärung für die Entstehung einer sogenannten Schlicksohle diskutieren. Diese Schlicksohle hat das Potential, die Schubspannungen sohnah zu dämpfen und begünstigt somit die Akkumulation von kohäsiven Sedimenten.

Ich freue mich, dass Herr Dr. Patzke seine Dissertationsschrift mit dem Titel „Zur Beschreibung der vertikalen Bodenaustauschprozesse von kohäsiven Sedimenten am Beispiel des Weserästuars“ im Band 30 der Hamburger Wasserbauschriften veröffentlicht. Die Arbeiten sind bereits auf breites Interesse in der Fachwelt getroffen – nicht zuletzt hat Herr Dr. Patzke für Vorarbeiten zu seiner

Dissertation den Krone Award anlässlich der InterCOH 2023 verliehen bekommen. Ich wünsche den Leserinnen und Lesern viel Freude bei der Lektüre der Arbeit.

Hamburg, 04. Juni 2025

Peter Fröhle

Leiter des Instituts für Wasserbau der Technischen Universität Hamburg

Danksagung

Das Ziel der Erstellung einer Doktorarbeit am Institut für Wasserbau der TU Hamburg entstand als grobe Idee in der Endphase meines Masterstudiums. In dieser Zeit habe ich mich, aufbauend auf dem Enthusiasmus meines damaligen Betreuers von Projekt- und Masterarbeit, Giovanni Palmaricciotti, schwerpunktmäßig mit stadthydrologischen Themen beschäftigt. Auch wenn keine Finanzierung mit Fragestellungen aus diesem Forschungsfeld verfügbar war, haben die in dieser Phase und mit Giovannis Unterstützung entstandenen Arbeiten, meinen Einstieg am Institut für Wasserbau als wissenschaftlichem Mitarbeiter ermöglicht. Insofern bin ich Giovanni dankbar, dass er mich dahingehend begeistert und motiviert hat, ohne ihn wäre die Tür zu Arbeit garantiert nicht aufgegangen.

Mein Dank gilt Herrn Prof. Dr.-Ing. Peter Fröhle, der mir von Beginn an das Vertrauen geschenkt und weitreichende Freiheiten in der Bearbeitung wissenschaftlicher Fragestellungen ermöglicht hat. Es war immer gleichermaßen eine Stärke und Schwäche meinerseits, in verschiedene Bereiche Einsicht gewinnen und möglichst alles selbstständig erarbeiten zu wollen. Das verzögert manchen Prozess ein wenig, aber rückblickend bin ich Herrn Fröhle überaus dankbar für die vielfältigen Tätigkeiten, die ich im Laufe meiner Zeit am Institut für Wasserbau ausüben durfte. Dies schließt die Einbindung in Lehrtätigkeiten, die Bearbeitung von Forschungsvorhaben in den Bereichen Stadthydrologie, Meeresspiegelentwicklung und Extremwasserstände sowie Sedimenttransport mit sowohl praktischen als auch theoretischen Anteilen ein. Dass es mir nun gelungen ist, eine Doktorarbeit im Themenbereich Sedimenttransport erfolgreich abzuschließen, verdanke ich nicht zuletzt der schier endlosen Zuversicht und der fortwährenden Unterstützung während des Erstellungsprozesses durch Herrn Fröhle. Einen nicht zu unterschätzenden Anteil an dieser Arbeit hat auch Herr Prof. Dr.-Ing. Edgar Nehlsen, der mir in seiner Funktion als Oberingenieur des Instituts stets ein offenes Ohr lieh und für fachlichen Austausch zur Verfügung stand. Vielen Dank dafür und für die unzähligen Korrekturen und sinnvollen Rückfragen zu meinen Datenanalysen und schriftlichen Ausarbeitungen.

Herrn Prof. Dr.-Ing. habil. Torsten Schlurmann möchte ich ganz herzlich für das Übernehmen der Gutachterschaft und die kritischen Anmerkungen zu meiner Arbeit danken. Herrn Dr. Frank Kösters gilt dieser Dank ebenfalls, wobei ich mich zusätzlich für die Initiierung, die Finanzierung und die fachliche Begleitung des Vorhabens FAUST und damit die Grundsteinlegung zur Anfertigung dieser Arbeit bedanken möchte.

Es gibt zahlreiche weitere Personen, die ihren Anteil an dieser Arbeit hatten und denen ich zu Dank verpflichtet bin. Dazu zählen meine aktuellen und ehemaligen Kolleginnen und Kollegen. Von diesen möchte ich einige namentlich hervorheben, nämlich Roland, Jens und Katrin, Tobias sowie Michael, mit dem ich unzählige Tage und Nächte mit großer Freude an den technischen Details von Versuchsaufbauten und Apparaturen getüftelt habe. Allen Studierenden, die ich im Rahmen meiner Tätigkeit bei ihren Abschlussarbeiten oder im Rahmen einer Hiwi-Tätigkeit bei uns betreuen durfte, möchte ich ebenfalls ganz herzlich danken. An euch bin ich gewachsen.

Nicht zuletzt und am meisten möchte ich meiner Familie danken. Nur durch euch und eure Unterstützung habe ich die Kraft und die Zeit gefunden, insbesondere in Phasen gesundheitlicher

Einschränkungen und anderer energiezehrender Ereignisse, nicht aufzugeben und motiviert zu bleiben. Lina, ich freue mich darauf, zukünftig wieder mehr Zeit mit dir und unseren wunderbaren Töchtern verbringen zu können. Das kam in den vergangenen Jahren definitiv zu kurz. Jonas, danke für deine Unterstützung und Kritik. Meinen Eltern möchte ich für all die Möglichkeiten danken, die mein Leben dank eurer Hingabe für mich bereit hält. Meiner Mutter danke ich explizit für die zeitweise Betreuung und Begleitung unserer Kinder während der Anfertigung der Dissertation und darüber hinaus. Meinem viel zu früh verstorbenen Vater widme ich diese Arbeit.

Hamburg, 30. Juni 2025

Justus Patzke

Zusammenfassung

Ästuare haben eine enorme ökologische, ökonomische und gesellschaftliche Bedeutung. Die nutzungsbedingten Eingriffe in die Gewässerstruktur und den Sedimenthaushalt der Ästuare sowie die potenziellen negativen Konsequenzen für den ökologischen Zustand und die ökonomische Nutzung machen ein aktives und nachhaltiges Sedimentmanagement erforderlich. Dies erfordert ein umfassendes Verständnis der Transportprozesse und damit verbunden die Kenntnis der lokalen Sedimenteigenschaften. Im Bereich der Trübungszone von Ästuaren stellen kohäsive Sedimente einen wesentlichen Anteil der transportierten Fracht dar und neigen in strömungsberuhigten Phasen oder Bereichen zur Suspensionsbildung an der Gewässersohle. Kohäsive Sedimente sind Gemische aus Feststoffen der Kornfraktionen Sand, Schluff und Ton sowie weiteren Bestandteilen wie Wasser, Gasen und organischem Material, bei denen die Auswirkungen der kohäsiven interpartikulären Wechselwirkungen das Transportverhalten dominieren. Die Transporteigenschaften unterliegen insbesondere in Abhängigkeit von der Sedimentkonzentration erheblichen Veränderungen, was zu unerwünschten Ansammlungen kohäsiver Sedimente in wirtschaftlich intensiv genutzten Bereichen wie der Fahrrinne oder Hafenbecken führen kann. Die Konsequenz dessen ist ein Aufwachsen der Gewässersohle, wodurch eine oftmals wiederholte und kostenintensive Unterhaltung im Rahmen des Sedimentmanagements erforderlich wird. Eine wesentliche Grundlage zur Reduktion des Unterhaltungsaufwandes ist ein verbessertes Verständnis der Transportprozesse kohäsiver Sedimente und damit verbunden deren modellbasierte Prognose.

Die vorliegende Arbeit befasst sich mit den Prozessen Erosion, Deposition und Konsolidierung, welche der Akkumulation kohäsiver Sedimente in der Fahrrinne im Bereich von Trübungszonen in Ästuaren zugrunde liegen. Das übergeordnete Ziel besteht darin, die vertikalen Bodenaustauschprozesse sowie die Eigenschaften der Sedimente auf der Grundlage experimenteller Untersuchungen im Feld und im Labor am Beispiel von kohäsiven Sedimenten aus der Trübungszone des Weserästuars besser zu verstehen und anhand mathematischer Formulierungen zu beschreiben. Um die gesteckten Ziele zu erreichen, war in einem ersten Schritt die Entwicklung neuer Methoden und Apparaturen erforderlich, welche die Erfassung der Transporteigenschaften kohäsiver Sedimente sowohl im Feld als auch im Labor auf wiederholbare und systematische Weise ermöglichen. Dazu zählen die Entwicklung eines Schwerkraftkernsammlers zur Sedimentprobenahme, die Entwicklung einer Methodik zur Aufnahme von Dichtetiefenprofilen, die Entwicklung einer Methodik zur Bestimmung konzentrationsabhängiger effektiver Sinkgeschwindigkeiten sowie die Entwicklung des C-GEMS, eines auf dem Gust-Mikrokosmos basierenden mobilen Erosionsversuchsstands. Im zweiten Schritt erfolgt eine Anwendung der entwickelten Methoden und Apparaturen in systematischen Versuchsreihen im Feld und im Labor, wobei natürliche Sedimente aus der Trübungszone des Weserästuars als Untersuchungsgegenstand dienen.

Die Ergebnisse der Untersuchungen belegen, dass die den Entnahmestandorten bei Nordenham und im Blexer Bogen entnommenen Sedimente durchweg einen für kohäsives Transportverhalten als kritisch definierten Tonanteil von 10 % enthalten. Weiterhin werden im Rahmen der

Klassifizierung der Sedimente die Zustandsformen „Suspension“ und „Schlickablagerung“ mit je drei Ausprägungsarten definiert. Der Übergang zwischen den Zustandsformen wird in Abhängigkeit der Sedimentzusammensetzung ab einem Feststoffanteil von $\phi_s \geq 0,11$ bzw. einer Gesamtdichte von etwa $\rho_b \geq 1175 \text{ kg/m}^3$ beobachtet. Das Erosionsverhalten kohäsiver Sedimente wird anhand der kritischen Sohlschubspannung für den Erosionsbeginn, nachfolgend kritische Erosionsschubspannung genannt, und der Erosionsrate charakterisiert. Für kohäsive Sedimente der Zustandsform Suspension wurden feststoffanteilsunabhängig vergleichsweise geringe kritische Erosionsschubspannungen von etwa $\tau_{cr} = 0,05 \text{ Pa}$ ermittelt. Für Schlickablagerungen, die bereits spannungsdominiert konsolidieren, nimmt die kritische Erosionsschubspannung mit dem Feststoffanteil zu. Ferner ermöglicht das im Rahmen der vorliegenden Arbeit entwickelte Erosionsmodell nach Patzke die Beschreibung der Erosionsrate in Abhängigkeit des Feststoffanteils für Suspensionen und Schlickablagerungen. Zur Beschreibung des Depositionsverhaltens werden Kenntnisse zur sohlnahen Sedimentkonzentration und zu Sinkgeschwindigkeiten benötigt. Bei den Versuchen wurden die Sinkgeschwindigkeiten einzelner Flocken zu im Mittel $w_s = 1,74 \pm 0,9 \text{ mm/s}$ bestimmt. Die effektiven Sinkgeschwindigkeiten der untersuchten Sedimente nehmen mit dem Feststoffanteil zu, bis eine Grenzkonzentration von etwa 3 g/L bis $13,5 \text{ g/L}$ erreicht wurde. Bei höheren Sedimentkonzentrationen behindern sich absinkende Partikel und die effektive Sinkgeschwindigkeit nimmt mit dem Feststoffanteil ab. Auf Basis der Beobachtungen ergeben sich die größten Depositionsraten von $D_{max} = 3 \times 10^{-2} \text{ kg/m}^2\text{s}$ bei Suspensionen mit Sedimentkonzentrationen von 50 g/L . Die modellgestützte Analyse des Konsolidierungsverhaltens auf Basis des Lutoklinenverlaufs bei Konsolidierungsversuchen mit kohäsiven Sedimenten hat gezeigt, dass diese mit initialen Gesamtdichten ρ_b von etwa 1050 kg/m^3 bis 1150 kg/m^3 einige Stunden benötigen, um in die Konsolidierungsphase einzutreten. Des Weiteren wurde festgestellt, dass die Phase der spannungsdominierten Konsolidierung erst nach mindestens zwei Tagen beginnt.

Im Rahmen der durchgeführten experimentellen Untersuchungen konnte für die Prozesse Erosion, Deposition und Konsolidierung jeweils mindestens ein adäquater Modellansatz identifiziert, parametrisiert und entwickelt werden. Damit ermöglicht die vorliegende Arbeit eine konsistente Beschreibung des vertikalen Bodenaustausches kohäsiver Wesersedimente auf Basis von Messungen der Gesamt- und der Wasserdichte.

Letztlich lässt sich festhalten, dass die Ziele dieser Arbeit erreicht wurden. Durch umfassende Neuentwicklungen von Methoden und Apparaturen sowie deren systematischer Anwendung im Feld und im Labor ist es gelungen, einen wegweisenden Datensatz mit den wesentlichen Parametern zur konsistenten Beschreibung der vertikalen Bodenaustauschprozesse von kohäsiven Wesersedimenten zu generieren und zur Ableitung mathematischer Formulierungen zur Beschreibung des vertikalen Bodenaustauschverhaltens zu verwenden. Die vorliegende Arbeit erweitert somit das lokale Prozessverständnis und bildet damit eine wesentliche Grundlage für die weitere, systematische und konsistente Untersuchung des vertikalen Transportverhaltens kohäsiver Sedimente in Ästuaren. Der wahre Wert des Erreichten und der Neuentwicklungen manifestiert sich ferner durch die konsistente Fortführung der Arbeiten.

Inhaltsverzeichnis

Kapitel 1	Einleitung	1
1.1.	Hintergrund und Motivation	1
1.2.	Zielsetzung und Forschungsfragen	5
1.3.	Aufbau der Arbeit	7
Kapitel 2	Methodik.....	10
2.1.	Gesamtkonzept	10
2.2.	Teilkonzept für Felduntersuchungen	14
2.3.	Teilkonzept für Laboruntersuchungen	15
Kapitel 3	Grundlagen zum Transport kohäsiver Sedimente	18
3.1.	Eigenschaften kohäsiver Sedimente	18
3.2.	Erosion	27
3.3.	Horizontaler Transport	40
3.4.	Sedimentation und Deposition	42
3.5.	Konsolidierung.....	55
3.6.	Rheologie.....	61
3.7.	Forschungsbedarf.....	68
Kapitel 4	Hypothesen und Modellansatz	73
4.1.	Klassifizierung kohäsiver Sedimente	73
4.2.	Massenaustausch an der Gewässersohle.....	79
4.3.	Modellansatz	81
Kapitel 5	Sedimente aus der Trübungszone des Weserästuars	85
5.1.	Das Weserästuar	85
5.2.	Quasi-in-situ-Verhältnisse	90
5.3.	Sedimentgewinnung und -Klassifizierung	95
5.4.	Zusammenfassung.....	108
Kapitel 6	Quantifizierung des vertikalen Transports	110

6.1. Repräsentativität von Laboruntersuchungen	111
6.2. Erosionsverhalten.....	113
6.3. Depositionsverhalten	145
6.4. Konsolidierungsverhalten.....	157
Kapitel 7 Synthese und Diskussion	176
7.1. Bilanzierung des vertikalen Transports	176
7.2. Erklärungsansätze zur Entstehung einer Schlicksohle.....	182
Kapitel 8 Zusammenfassung und Ausblick	190
8.1. Zusammenfassung.....	190
8.2. Ausblick.....	195
Literaturverzeichnis.....	I
Abbildungsverzeichnis.....	XIX
Tabellenverzeichnis	XXIII
Gleichungsverzeichnis	XXV
Symbolverzeichnis.....	XXVIII
Abkürzungsverzeichnis	XXXIII
Appendix.....	XXXIV
(A) Untersuchungsgebiet	XXXIV
(B) Messkampagnen	XXXVII
(C) Bodenmechanische Eigenschaften.....	XXXVIII
(D) Rheologie.....	XLIII
(E) Erosion.....	XLVII
(F) Sedimentation und Deposition	LVIII
(G) Konsolidierung.....	LXIII

Kapitel 1

Einleitung

1.1.Hintergrund und Motivation

Der Forschungs- und Entwicklungsbedarf im deutschen Küsteningenieurwesen ist vielfältig. Eine besondere Herausforderung der vergangenen und zukünftigen Jahre stellt dabei die Schwebstoff- und Sedimentdynamik in und zwischen den norddeutschen Küstensystemen dar (KFKI 2021). Als Teil der Küstensysteme weist das Wattenmeer mit seinen oberflächennahen Sedimenten ein beachtliches Sedimentinventar auf und ist obendrein als Weltnaturerbe von einzigartiger Bedeutung. Das Sedimentinventar der Watten führt gemeinsam mit den von Oberstrom eingetragenen Sedimenten in den drei größten deutschen Ästuaren, dem Elbeästuar, dem Weserästuar und dem Emsästuar zur natürlichen Ausbildung einer Trübungszone (engl. Estuarine Turbidity Maximum, ETM) mit lokal erhöhter Konzentration suspendierter Sedimente.

Typischerweise bildet sich eine Trübungszone in der Brackwasserzone, in der die zyklische Durchmischung von salzhaltigem Seewasser und frischem Flusswasser interpartikuläre Wechselwirkungen begünstigt und zur Ausbildung vertikaler Dichtegradiënten mit Sedimentanreicherungen an der Gewässersohle führt (Kösters et al. 2018). In Abhängigkeit der Umgebungsbedingungen und dem Gewässerzustand kann sich die Gewässersohle insbesondere im Bereich der Trübungszone innerhalb weniger Wochen, bei Sturmereignissen sogar innerhalb weniger Tage, deutlich verändern. Neben der natürlichen Dynamik zur Entstehung von Trübungszonen haben direkte anthropogene Eingriffe in die küstennahen Gewässer Prozesse intensiviert, die effektiv zu einem Sedimentimport aus den Watten in die Ästuar führen und die Sedimentkonzentrationen in der Trübungszone weiter erhöhen. Als Folge dieser Veränderungen kommt es im Bereich der Trübungszone zunehmend zur Akkumulation von Sedimenten an der Gewässersohle. Abbildung 1.1-1 veranschaulicht die Prozesse, die zur Trübungszone und zur Sedimentanreicherung in der Trübungszone eines Ästuars führen.

Um die Sicherheit und Leichtigkeit des Schiffsverkehrs in den Ästuaren der Norddeutschen Bucht zu gewährleisten, hat die Wasserstraßen- und Schifffahrtsverwaltung des Bundes (WSV) die Aufgabe, die Gewässersohle und die Ufer der Bundeswasserstraßen in einem ordnungsgemäßen Zustand zu erhalten. Unter anderem aufgrund von Ausbaumaßnahmen und der daraus resultierenden sedimentakkumulierenden Effekte sind zur Aufrechterhaltung des Plan-Zustands mittlerweile in allen drei Ästuaren regelmäßige Unterhaltungsbaggerungen in einem Umfang von mehreren Millionen Kubikmetern pro Jahr notwendig (Kösters 2010; BfG 2014c, 2014a, 2017). Das Sedimentmanagement in den norddeutschen Ästuaren ist damit zu einer dauerhaften, zeit- und kostenintensiven Herausforderung geworden.

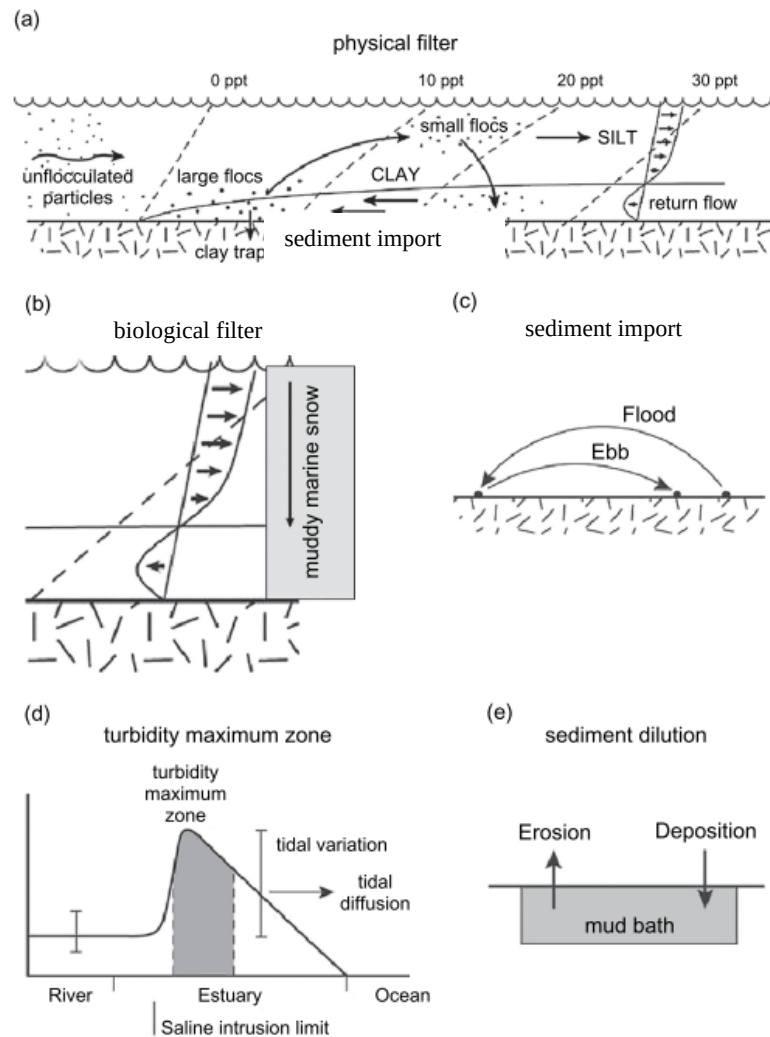


Abbildung 1.1-1: Ästuarine Sedimenttransportprozesse und Erscheinungsformen, angepasst nach Wolanski (2016): (a) Physikalischer Filter: Ungeflockte Feinsedimente aus dem Oberwasser floccen bei Kontakt mit der seeseitigen Salzintrusion. Große Flocken deponieren zuerst, während kleinere Flocken zunächst seewärts weitertransportiert werden. (b) Biologischer Filter: In klarerem Wasser spielt die Biologie eine größere Rolle; größere Flocken bilden sich, sinken ab und werden durch die Salzintrusion landeinwärts bewegt (c) Tidal Pumping nach Wolanski beschreibt den Nettosedimentimport aufgrund einer Gezeitenasymmetrie (d) Die Folge von (a) bis (c) ist die Ausbildung einer ästuarinen Trübungszone mit großen tidalen Schwankungen der Sedimentkonzentrationen und teilweise auftretender tidaler Diffusion (e) Verbleib und Austausch feiner Sedimente an der Gewässersohle im Ästuar

Die Kenntnis, das Verständnis und die korrekte prozessbasierte Abbildung der Sedimenttransportmechanismen sind von entscheidender Bedeutung für die genaue Vorhersage der Hydro- und Morphodynamik in einem Ästuar und sowohl aus monetärer wie auch aus wissenschaftlicher Sicht relevant. Letztlich bilden Sie die Grundlage für ein effizientes Sedimentmanagement innerhalb eines Ästuars. Obgleich die hydrodynamischen Strömungsprozesse bereits vergleichsweise gut verstanden sind und durch allgemein akzeptierte numerische Modellansätze relativ genau abgebildet werden können, besteht bei der Abbildung der Sediment-

und Morphodynamik noch größerer Forschungsbedarf. Die Abbildung der Feinsedimentdynamik, insbesondere von ton- und schluffdominierten Sedimentgemischen, stellt dabei eine besondere Herausforderung dar. Dies liegt darin begründet, dass das Transportverhalten dieser Sedimente maßgeblich durch die Interaktion der Partikel bestimmt wird, deren physikalische, chemische und biologische Prozesskomponenten bislang jedoch nur unzureichend verstanden sind (Kurtenbach et al. 2010).

Sedimentgemische aus den mineralischen Komponenten Ton, Schluff und Sand, bei denen die Wechselwirkungen zwischen den Partikeln das Transportverhalten dominieren, werden international als kohäsive Sedimente (engl. „cohesive sediments“) bezeichnet (Winterwerp und Van Kesteren 2004h). Die Ton- und Schlufffraktion werden dabei häufig unter dem Begriff Schlickfraktion (engl. „mud-fraction“) zusammengefasst (Mehta 2002; Van Ledden 2003; Van Rijn 2020b). Von der Schlickfraktion dominierte Sedimente werden als Schlick oder Flüssigschlick bezeichnet. Insbesondere deponierte kohäsive Sedimente weisen in der Regel neben den genannten Feststofffraktionen auch Wasser, Gas und organische Komponenten auf, die ebenfalls einen Einfluss auf das Transportverhalten ausüben. Eine einheitliche Definition, ab wann Sedimentgemische als kohäsive Sedimente bezeichnet werden, existiert nicht. Häufig wird ein zu überschreitender kritischer Anteil der der Ton- oder der Schlickfraktion als Kriterium herangezogen. In Übereinstimmung mit Van Ledden et al. (2004) sowie weiteren renommierten Autorinnen und Autoren wird der Tonanteil im Vergleich zum Schlickanteil als allgemeineres Kriterium für den Übergang zwischen kohäsivem und nichtkohäsivem Transportverhalten erachtet, weshalb er sich besser als Unterscheidungskriterium eignet. Sedimentgemische mit geringen Tonanteilen unterliegen überwiegend dem gravitationsdominierten Transport, während das Transportverhalten ab einem Tonanteil von 3–15 % maßgeblich durch die interpartikulären kohäsiven Wechselwirkungen beeinflusst wird. Die Eigenschaften der Tonmineralogie spielen bei der Ausprägung dieser Wechselwirkungen eine entscheidende Rolle (Mitchener und Torfs 1996; Raudkivi 1998; Grabowski et al. 2011; Van Rijn 2020a).

Die Komplexität der Transportdynamik kohäsiver Sedimente in tidebeeinflussten Ästuaren ist das Resultat einer Vielzahl von Parametern, welche die Transport- und Depositionsprozesse steuern. Mischungsprozesse und interpartikuläre Wechselwirkungen resultieren in der Bildung von Flocken, die aus mehreren hundert Primärpartikeln bestehen können. Die mit jeder Tide variierenden physikalischen, chemischen und biologischen Umweltbedingungen beeinflussen wiederum die Kohäsivität der einzelnen Partikel und steuern so die Bildung, die Ausprägung und den Zusammenhalt der Flocken. Aufgrund der dominierenden Transporteigenschaften der Flocken unterliegen die Sedimente folglich einem fortwährenden, dynamischen Wandel in Bezug auf ihr Erosions-, Sedimentations-, Depositions- und Konsolidierungsverhalten (Hillebrand 2008). Im Vergleich zur Summe der Primärpartikel oder zu Sandpartikeln gleichen Durchmessers weisen Flocken eine geringere Dichte, eine andere Form sowie eine andere Sinkgeschwindigkeit auf, was zu einem vollständig unterschiedlichen Transportverhalten führt (vgl. Kap. 3.4).

Im Sedimentmanagement der deutschen Ästuare kommt den kohäsiven Sedimenten insbesondere als mobiler und stationärer Flüssigschlick im Bereich der Trübungszone eine herausragende Bedeutung zu (BfG 2014b, 2014c, 2017). Die Akkumulation frischer Lagen von kohäsiven Sedimenten erfolgt insbesondere in strömungsberuhigten Bereichen oder während der strömungsberuhigten Tidephasen, dem sogenannten Stauwasser. Dabei bilden sich teilweise lagestabile Schichten mit nicht-newtonschem Fließverhalten aus, was zu einem intertidalen Anwachsen der Gewässersohle führen kann. Der aus diesen Ablagerungen in bestimmten

Bereichen auch über relevante Zeitskalen resultierende graduelle Übergang zwischen Wasser und Gewässersohle erschwert darüber hinaus die Anwendung des sonst in der Modellierung üblichen Wasser-Boden-Dualismus (Wyrwa 2003). Dies resultiert in einer fehlenden einheitlichen und allgemein akzeptierten Definition für den Übergang zwischen Wasser und Gewässersohle bei kohäsiven Sedimenten.

Im Bereich der Fahrrinne der Trübungszone wird nach derzeitigem Kenntnisstand der Großteil des zuvor deponierten Sediments bei Wiedereinsetzen der Tideströmung infolge relativ hoher Sohlschubspannungen resuspendiert (Schrottke et al. 2005). Dabei bilden sich erst interne Wellen an der Lutokline zur Wassersäule, bevor die Grenze zwischen Wassersäule und Schlickschicht verschwindet (Schrottke und Bartholomä 2008). Der Widerspruch zwischen hohen Sohlschubspannungen und dem intertidalen Sohlwachstum lässt sich durch die Hypothese erklären, dass das Sohlwachstum auf eine konsolidierungsbedingt unvollständige Resuspension der frischen Sedimentlagen nach Wiedereinsetzen der Strömung zurückzuführen ist. Auf Basis des derzeitigen Verständnisses der lokalen Prozesse und Sedimenteigenschaften kann die Hypothese bislang weder bestätigt noch modelliert werden.

Um die Sedimentdynamik in der Trübungszone in ihrer Gesamtheit abzubilden, insbesondere hinsichtlich der Lage und volumetrischen Ausdehnung von Sedimentationsschwerpunkten, ist eine Verbesserung der eingesetzten numerischen Modelle erforderlich. Diesbezüglich sei unter anderem auf die Vorhersage von Sinkgeschwindigkeiten und kritischen Erosionsschwellen von kohäsiven Sedimenten verwiesen. Einige der Sedimenteigenschaften, insbesondere die Ausprägung der interpartikulären Wechselwirkungen, sind z.B. aufgrund der Tonmineralogie ästuarspezifisch. Zudem führen die vielfältig möglichen Parameterkombinationen für Zustandsformen und Austauschprozesse der kohäsiven Sedimente oft zu ästuarspezifischen Ausprägungen. Daher ist für eine adäquate Beschreibung der Transportprozesse eines bestimmten Ästuars auch weiterhin immer die Durchführung experimenteller Untersuchungen an natürlichen Sedimenten des betrachteten Ästuars erforderlich (Partheniades 2009b; Winterwerp et al. 2021). Idealerweise erfolgen diese Untersuchungen vor Ort, d.h. in situ oder quasi-in-situ. Da In-situ-Untersuchungen aufgrund der Lage des Betrachtungsraums häufig nur schwer durchführbar sind, wird in der Regel auf Laboruntersuchungen zurückgegriffen.

Das ästuarspezifische Verständnis der Transportprozesse, die am Bodenaustausch beteiligt sind, sowie die diesem Verständnis zugrunde liegende Datenbasis ist für die Sedimente der Trübungszone des Weserästuars bisher gering. Die Wissenslücke umfasst sowohl in-situ-, quasi-in-situ- als auch laborbasiert generierte Daten experimenteller Untersuchungen. Die Motivation, die dieser Arbeit zugrunde liegt, besteht folglich darin, das Prozessverständnis zum Transportverhalten kohäsiver Sedimente im Allgemeinen und ästuarspezifisch für das Weserästuar zu erweitern sowie geeignete Methoden zur Untersuchung der Transportprozesse zu entwickeln, anzuwenden und bereitzustellen und damit eine umfassende Datenbasis zum Verständnis und zur Beschreibung des Transportverhaltens kohäsiver Sedimente der Trübungszone des Weserästuars zu schaffen. Nicht zuletzt sollen die Ergebnisse dieser Arbeit einen Beitrag zur Verbesserung des Sedimentmanagements leisten.

1.2. Zielsetzung und Forschungsfragen

Auf Basis der zuvor beschriebenen Herausforderungen und Potentiale widmet sich die vorliegende Arbeit der Untersuchung der feststoffabhängigen Eigenschaften kohäsiver Sedimente natürlichen Ursprungs sowie der vertikalen Sedimenttransportprozesse, die an der Bodenaustauschdynamik am Übergang zwischen Wassersäule und Gewässersohle im Bereich der Trübungszone von Ästuaren beteiligt sind. Das Gesamtziel der Arbeit ist es, die Prozesse und Sedimenteigenschaften auf der Grundlage experimenteller Untersuchungen am Beispiel von kohäsiven Sedimenten des Weserästuars besser zu verstehen und zu analysieren sowie anhand mathematischer Formulierungen zu beschreiben.

Das Gesamtziel wird durch die ganzheitliche Entwicklung und konsistente Umsetzung einer vollständigen und umfassenden Methodik sowie der Entwicklung zugehöriger Apparaturen zur Durchführung experimenteller Untersuchungen zur prozessbasierten Beschreibung der Transportdynamik natürlicher Sedimente erreicht. Die Anwendung der Methodik am Beispiel von Sedimenten des Weserästuars ermöglicht die Ermittlung relevanter Schwellenwerte, wie beispielsweise die Grenze für behindertes Absinken, die kritische Sohlschubspannung für den Erosionsbeginn, nachfolgend Erosionsschubspannung genannt, und die Ableitung von Transportraten. Anhand der ermittelten Größen wird eine ästuarspezifische Modellparametrisierung der Teilprozesse Erosion, Deposition und Konsolidierung abgeleitet und in einen Modellansatz zur Beschreibung des vertikalen Bodenaustauschverhaltens überführt.

Die vorliegende Arbeit verfolgt zudem das Ziel, Praktikern und Forschenden im deutschsprachigen Raum als Handbuch und Entscheidungshilfe zu dienen. Dazu wird ein breiter Überblick über die Prozesse und die bestehenden Untersuchungsmethoden zu Teilaspekten des Sedimenttransports gegeben. Die konsistente Zusammenstellung von Methoden, ihrer entsprechenden Anlagenentwicklung und -anwendung resultiert in einer vollständigen Vorlage für ein erprobtes und verifiziertes Untersuchungsprogramm zur Ermittlung der relevanten Parameter. Die im Rahmen dieser Arbeit angestrebten Ergebnisse der Untersuchungen an natürlichen Wesersedimenten der Trübungszone sollen darüber hinaus eine fundierte Informations- und Datenbasis zur Klassifizierung und Abgrenzung der auftretenden Sedimentphasen, zur Verbesserung des spezifischen Prozessverständnisses und zur Beschreibung der Sedimenttransportdynamik kohäsiver Sedimente allgemein und speziell bezogen auf das Weserästuar bereitstellen.

Um das formulierte Gesamtziel der Arbeit zu erreichen, sollen im Wesentlichen die folgenden Forschungsfragen beantwortet werden:

(I) Welche Parameter oder charakteristischen Kennwerte sind für die Beschreibung des vertikalen Bodenaustauschverhaltens kohäsiver Sedimente von Bedeutung?

Aufbauend auf der Analyse der Grundlagen zum Transport kohäsiver Sedimente in Kapitel 3 wird diese Forschungsfrage in Kapitel 4 adressiert. Dort wird ein Konzept zur Beschreibung des vertikalen Bodenaustauschverhaltens entwickelt und die wichtigsten im Labor oder im Feld zu bestimmenden Größen festgelegt.

(II) Mit welchen Methoden lassen sich die zur Beschreibung des vertikalen Bodenaustauschverhaltens benötigten Parameter quantifizieren?

Diese Forschungsfrage wird allgemein in Kapitel 3 beantwortet und prozessbezogen konkretisiert in den Methodenkapiteln der jeweilig untersuchten Prozesse (Erosion in Kapitel 6.2.1, Sedimentation und Deposition in Kapitel 6.3.1, Konsolidierung in Kapitel 6.4.1).

(III) Welche Eigenschaften zeichnen kohäsive Sedimente in natürlicher Lagerung aus und können diese Eigenschaften im Labor reproduziert werden?

Diese Forschungsfrage wird in den Kapiteln 5.2 und 6.1 adressiert, in dem die bei Messkampagnen an Naturproben ermittelten Charakteristika herausgearbeitet und mit den Charakteristika der im Labor generierten Laborproben verglichen werden.

(IV) Welche Zustandsformen und Ausprägungen von kohäsiven Sedimenten werden beobachtet, wie lassen sich diese voneinander abgrenzen und welche Größe haben die relevanten Prozessgrößen bezogen auf die untersuchten Sedimente?

Eine Definition und Kategorisierung von Suspensionsphasen basierend auf der Literaturanalyse wird in Kapitel 4.1 vorgenommen. Weiterhin werden anhand der Auswertung der Prozessuntersuchungen aus Kapitel 6 die Phasengrenzen von kohäsiven Suspensionen und Ablagerungen identifiziert und die zur Beantwortung der ersten Forschungsfrage identifizierten Prozessgrößen quantifiziert.

(V) Mit welchen Modellansätzen lassen sich das prozessbezogene Transportverhalten und die Eigenschaften kohäsiver Sedimente hinreichend genau beschreiben und welche Bandbreite ergibt sich aus den abgeleiteten mathematischen Formulierungen für die Sedimente im Feld?

Die Beantwortung dieser Frage erfolgt durch die Verwendung der Ergebnisse der experimentellen Untersuchungen zur Entwicklung und Parametrisierung mathematischer Formulierungen, welche in Kapitel 6 präsentiert werden. Die Erkenntnisse werden in Kapitel 7 prozessübergreifend diskutiert und die Forschungsfrage hinsichtlich der im Feld zu erwartenden Bandbreite der Parameter beantwortet. Zu diesem Zweck werden die ästuarspezifisch abgeleiteten Modellansätze auf die Tiefenprofile von Naturproben übertragen.

Aus den Forschungsfragen werden wiederum Teilziele abgeleitet, die zur Beantwortung der Fragen erreicht werden müssen. Die Teilziele werden wie folgt konkretisiert:

- Erarbeitung des Wissensstands hinsichtlich der Transportdynamik kohäsiver Sedimente in Ästuaren am Übergang der Wassersäule zur Gewässersohle.
- Entwicklung und Anwendung einer effizienten Methode zur Gewinnung von weitgehend ungestörten Sedimentkernen aus der Fahrrinne von Ästuaren, die Prozessuntersuchungen ohne weitere Umlagerung ermöglicht.
- Entwicklung und Optimierung von Methoden und Versuchsanordnungen zur experimentellen Untersuchung der vertikalen Bodenaustauschprozesse (Erosion, Deposition und Konsolidierung) kohäsiver Sedimente für den Labor- sowie den Feldeinsatz.

- Charakterisierung der rheologischen Eigenschaften der natürlichen Sedimente zur Identifikation des feststoffabhängigen rheologischen Verhaltens kohäsiver Suspensionen und Ablagerungen.
- Identifikation und Bestimmung von Prozessgrößen zur Beschreibung des Erosions-, Depositions- und Konsolidierungsverhaltens natürlicher kohäsiver Sedimente.
- Ermittlung, Parametrisierung und Evaluierung funktionaler Zusammenhänge zur Abbildung der untersuchten Prozesse.
- Systematische Untersuchung des Einflusses der Dichte bzw. des Feststoffanteils auf die zuvor bestimmten Prozessgrößen.
- Synthese der Erkenntnisse zur Charakterisierung der Eigenschaften der oberen Lage der Gewässersohle bzw. der unteren Wassersäule von Sedimenten der Trübungszone des Weserästuars.
- Entwicklung eines Modellkonzeptes und modelltechnische Beschreibung zur Abbildung des Bodenaustauschverhaltens basierend auf den durchgeführten experimentellen Untersuchungen.

1.3.Aufbau der Arbeit

Die vorliegende Dissertation zielt darauf ab, das Verständnis der Eigenschaften und Transportprozesse frisch deponierter kohäsiver Sedimente an der Gewässersohle in der Trübungszone von Ästuaren auf der Grundlage von Untersuchungen im Feld und im Labor zu vertiefen. Ausgehend hiervon wird die Arbeit in acht Hauptkapitel gegliedert.

In der Einleitung in Kapitel 1 werden Hintergrund und Motivation, Zielsetzung und Forschungsfragen sowie der Aufbau der Arbeit beschrieben. In Kapitel 1.1 werden zunächst die übergeordneten Herausforderungen in Bezug auf kohäsive Sedimente in Ästuaren skizziert und anhand der Situation in den norddeutschen Ästuaren Ems, Weser und Elbe die Motivation für diese Arbeit begründet. Anschließend wird in Kapitel 1.2 aus der Beschreibung der Herausforderungen im Zusammenhang mit kohäsiven Sedimenten die Zielsetzung konkretisiert und die zu beantwortenden Forschungsfragen abgeleitet. Kapitel 1 schließt mit einer Beschreibung des Aufbaus der Arbeit.

Die zur Erreichung der Ziele entwickelte Methodik wird in Kapitel 2 erläutert. Aus dem Kapitel geht hervor, dass angestrebt wird, die Ziele durch Sedimentbeprobung und prozessbasierte Untersuchungen im Feld- und in Laboruntersuchungen zu erreichen. Das Vorgehen dazu wird in Abbildung 2.1-1 zusammengefasst.

Im dritten Kapitel erfolgt die Darlegung der theoretischen Grundlagen zum Transport kohäsiver Sedimente. Es vermittelt das für die Durchführung der Untersuchungen und die korrekte Einordnung der Ergebnisse erforderliche Wissen. Im Anschluss an die Beschreibung der Eigenschaften kohäsiver Sedimente in Kapitel 3.1 erfolgt eine Beschreibung der Teilprozesse des Transportkreislaufs. Die Ordnung der Prozessbeschreibungen folgt dem Gedanken „von der Quelle zur Senke“ und beinhaltet die folgenden Abschnitte: Erosion (3.2), horizontaler Transport (3.3), Sedimentation und Deposition (3.4) sowie Konsolidierung (3.5). In diesem Zusammenhang erfolgt

jeweils eine Darstellung des aktuellen Prozessverständnisses, eine Einordnung mathematischer Modellformulierungen sowie eine Diskussion von Ansätzen für experimentelle Untersuchungen zur Ermittlung der für die Modellierung notwendigen Parameter. Darauf aufbauend wird eine Einführung in die Rheologie hochkonzentrierter Suspensionen (3.6) gegeben. Das Kapitel schließt mit einer Zusammenfassung des aus dem Stand der Forschung abgeleiteten Forschungsbedarfs (3.7).

In Kapitel 4, Hypothesen und Modellansatz, werden wesentliche Elemente aus der erarbeiteten Wissensbasis zusammengeführt und ein prozessübergreifendes Verständnis der Grundlagen und mathematischen Ansätze für den Massenaustausch am Übergang von der Wassersäule zur Gewässersohle erarbeitet. Darauf aufbauend werden die wichtigsten Begriffsdefinitionen vorgenommen und Annahmen zum Prozessverhalten getroffen, welche die Ableitung eines Modellkonzeptes ermöglichen, auf dessen Basis der vertikale Massenaustausch mit den im Labor zu bestimmenden Größen beschrieben werden kann.

Kapitel 5, Sedimente aus der Trübungszone des Weserästuars, widmet sich den im Rahmen dieser Arbeit durchgeführten Feld- und Laboruntersuchungen zur Beschreibung des Quasi-in-situ-Zustands der Naturproben. Als Ausgangspunkt für die Untersuchungen werden in Kapitel 5.1 zunächst eine hydrographische und morphodynamische Charakterisierung des für diese Arbeit beprobten Weserästuars vorgenommen und die Fokusbereiche im Rahmen dieser Arbeit identifiziert. Aufbauend auf den zuvor dargelegten Ausführungen erfolgt in den nachfolgenden Abschnitten eine detaillierte Beschreibung der Quasi-in-situ-Verhältnisse zur Probenahme (5.2) sowie der Methodik zur Sedimentgewinnung (5.3). Im weiteren Verlauf des Kapitels erfolgt eine Klassifizierung der Sedimente auf der Grundlage bodenmechanischer Standardversuche und Untersuchungen zur feststoffabhängigen Rheologie (5.3.2). Aus den gewonnenen Erkenntnissen zur Rheologie wird ein parametrisierter Modellansatz zur feststoffabhängigen Beschreibung des rheologischen Materialverhaltens abgeleitet.

In Kapitel 6, Quantifizierung des vertikalen Transports, wird die Repräsentativität der Laboruntersuchungen bewertet (6.1) und die Prozessstudien zur Erosion (6.2), Deposition (6.3) sowie zur Konsolidierung (6.4) vorgestellt. Dabei wird jeweils in die Methodik eingeführt, die entwickelten und verwendeten Apparaturen und Materialien beschrieben und ein Überblick über die Durchführung der Versuche gegeben, bevor die Versuchsergebnisse vorgestellt und die Eignung ausgewählter Modellansätze dargestellt werden.

In Kapitel 7 werden die Ergebnisse der Prozessstudien im Labor und der Felduntersuchungen zusammengeführt, um Schlussfolgerungen für die praktische Anwendung der Ergebnisse abzuleiten. Die aus den Erosionsversuchen abgeleitete Formulierung der dichteabhängigen kritischen Erosionsschubspannung wird auf die an natürlichen Proben ermittelten Dichtetiefenprofile übertragen, um näherungsweise Aussagen über den Tiefenverlauf der Erodibilität natürlicher Sedimente zu treffen. Darüber hinaus werden die mit unterschiedlichen Methoden ermittelten Schwellenwerte (kritische Erosionsschubspannung, Gelpunkt, Phasenübergänge), Sinkgeschwindigkeiten und Transportraten (Depositionsrate, Konsolidierungsrate) versuchs- und prozessübergreifend diskutiert und eine Empfehlung zur realistischen Annahme der Größenordnung der relevanten Parameter gegeben. Als Synthese der zuvor diskutierten Ergebnisse und Schlussfolgerungen wird in Kapitel 7.1 eine Bilanzierung der Massenströme an der Grenzfläche zwischen Wassersäule und Gewässersohle unter Anwendung der in Kapitel 4 aufgestellten Modellformulierungen dargestellt.

In Kapitel 8 erfolgt eine zusammenfassende Darstellung der erzielten Ergebnisse anhand der Beantwortung der in Kapitel 1 aufgeworfenen Forschungsfragen. Darüber hinaus wird ein Ausblick auf zukünftige Forschungs- und Entwicklungsarbeiten gegeben, die zur Beantwortung von weiterhin offenen Fragen erforderlich sind.

Kapitel 2

Methodik

2.1. Gesamtkonzept

Um das in Kapitel 1.2 formulierte Gesamtziel und die Teilziele zu erreichen sowie die Forschungsfragen zur Verbesserung des Verständnisses und zur Beschreibung des Bodenaustauschverhaltens kohäsiver Sedimente zu beantworten, wird ein integriertes Gesamtkonzept abgeleitet. Das Konzept umfasst die Methodenentwicklung, die Arbeiten im Feld sowie die Untersuchungen im Labor. Im Folgenden wird das Gesamtkonzept beschrieben und am Beispiel von Sedimenten aus der Fahrrinne der Trübungszone des Weserästuars umgesetzt.

Das Gesamtkonzept umfasst fünf Punkte. Punkt (I) beinhaltet die Ableitung der in den experimentellen Prozessuntersuchungen zu bestimmenden Parameter sowie die Entwicklung der zur Bestimmung der Parameter notwendigen Verfahren. Diese basieren auf der Beschreibung der Grundlagen zum Transport kohäsiver Sedimente aus Kapitel 3. Die Beschreibung der Verfahren und der dabei zu bestimmenden Parameter sowie der zugehörigen Apparaturen erfolgt in Kapitel 6 im Bereich der jeweils betrachteten Transportprozesse im Abschnitt Methodik.

Aus den formulierten Zielen der Arbeit lässt sich zudem die Notwendigkeit ableiten, Sedimentproben aus weitgehend ungestörter Lagerung aus der Trübungszone und idealerweise auch aus der Fahrrinne zu entnehmen und zu untersuchen. Im Folgenden werden diese Proben als Naturproben bezeichnet. Naturproben ermöglichen die Quasi-in-situ-Untersuchung und Quasi-in-situ-Beschreibung der natürlichen Zusammensetzung und der natürlichen Transporteigenschaften der sohnahen Schichtung. Die damit zusammenhängenden Arbeiten werden unter Punkt (II) beschrieben und als Teilkonzept für Felduntersuchungen in Kapitel 2.2 konkretisiert.

Weiterhin leitet sich die Notwendigkeit zur Durchführung von Prozessuntersuchungen an natürlichen kohäsiven Sedimenten im Labor ab. Auf Basis der an Naturproben gewonnenen Erkenntnisse werden Laborproben aus natürlichen Sedimenten erzeugt, anhand derer Sensitivitätsstudien durchgeführt werden. Diese dienen der experimentellen Bestimmung relevanter Parameter zur Beschreibung des vertikalen Transports und der Abschätzung ihrer natürlichen Variabilität sowie der Abbildung der vertikalen Bodenaustauschprozesse Erosion, Deposition und Konsolidierung. Die betrachteten Transportprozesse und die zur Prozessbeschreibung durchzuführenden Untersuchungen sind in den Punkten (III) bis (IV) zusammengefasst und werden im Teilkonzept für Laboruntersuchungen in Kapitel 2.3 konkretisiert. Die Teilkonzepte sind so ausgestaltet, dass sie konsequent ineinandergreifen und Ergebnisse übertragbar werden.

Punkt (V) beinhaltet die integrierte Bewertung und Betrachtung der Ergebnisse der vorherigen Punkte und erweitert so das Prozessverständnis zu den Eigenschaften und zum Transportverhalten kohäsiver Sedimente an der Gewässersohle in der Trübungszone von Ästuaren.

Die Punkte (I) bis (V) des Gesamtkonzepts zur Erweiterung des Prozessverständnisses und zur Beschreibung des vertikalen Bodenaustauschverhaltens natürlicher kohäsiver Sedimente aus der Trübungszone von Ästuaren werden wie folgt formuliert:

- (I) Parameterbestimmung und Verfahrensentwicklung:
 - a) Identifikation relevanter Parameter zur Beschreibung der Prozesse Erosion, Deposition und Konsolidierung.
 - b) Entwicklung eines Verfahrens zur Entnahme von Sedimentkernen in weitgehend ungestörter Lagerung aus der Fahrrinne im Bereich der Trübungszone von Ästuaren.
 - c) Entwicklung eines Verfahrens zur Zustandsbeschreibung von Sedimentproben anhand von Tiefenprofilen der Gesamtdichte, der Kornverteilung, des Wassergehalts und des Glühverlusts.
 - d) Entwicklung eines Verfahrens zur Herstellung von Laborproben bestehend aus natürlichen Sedimenten auf der Grundlage der folgenden Probeneigenschaften:
 - i) Bodenmechanische Parameter
 - ii) Tiefenprofile der Gesamtdichte
 - iii) Initialer Feststoffanteil bzw. Sedimentkonzentration
 - e) Entwicklung eines Verfahrens zur Beschreibung des Erosionsverhaltens kohäsiver Sedimente anhand der Erosionsrate und der kritischen Erosionsschubspannung.
 - f) Entwicklung eines Verfahrens zur Beschreibung des Depositions- und Konsolidierungsverhaltens kohäsiver Sedimente anhand der Evolution der Lage der Lutokline sowie anhand von individuellen und effektiven Sinkgeschwindigkeiten.
- (II) Probenahmekampagnen und Felduntersuchungen
 - a) Entnahme von Naturproben unter Stauwasserbedingungen im Bereich des Fahrwassers einer ästuarinen Trübungszone.
 - b) Dokumentation der Umweltbedingungen während der Stauwasserphase, wobei insbesondere die Strömungsverhältnisse, die Oberwasser-, Tide-, Bagger- und Sedimentationsbedingungen, die Salzgehalte sowie die Trübung als relevante Parameter zu berücksichtigen sind.
 - c) Beschreibung des Zustandes und Quasi-in-situ-Bestimmung des Erosions-, Absink- und Absetzverhaltens von Naturproben.
- (III) Erosionsuntersuchungen
 - a) Nachweis der Naturähnlichkeit von Laborproben durch einen Vergleich der relevanten Eigenschaften und Parameter mit solchen von Naturproben.
 - b) Sensitivitätsstudie zum Einfluss der Absetzzeit auf das Erosionsverhalten von Laborproben.
 - c) Sensitivitätsstudie zum Einfluss des initialen Feststoffanteils auf das Erosionsverhalten.
 - d) Abbildung des Erosionsverhaltens durch ästuarspezifische Modellparametrisierungen und Ableitung eines geeigneten Modellansatzes.
- (IV) Depositions- und Konsolidierungsuntersuchungen

- a) Nachweis der Naturähnlichkeit von Laborproben durch einen Vergleich der relevanten Eigenschaften und Parameter mit denen von Naturproben.
- b) Sensitivitätsstudie zum Einfluss des Feststoffanteils bzw. der Sedimentkonzentration auf das Depositions- und Konsolidierungsverhalten von Laborproben.
- c) Abbildung des Depositions- und Konsolidierungsverhaltens durch ästuarspezifische Modellparametrisierungen.

(V) Synthese

- a) Erweiterung des Prozessverständnisses durch eine integrierte Betrachtung der Erkenntnisse aus den Punkten (II) bis (IV).

Ergänzend werden die Zusammenhänge zwischen dem Teilkonzept für Felduntersuchungen und dem Teilkonzept für Laboruntersuchungen in Abbildung 2.1-1 visualisiert.

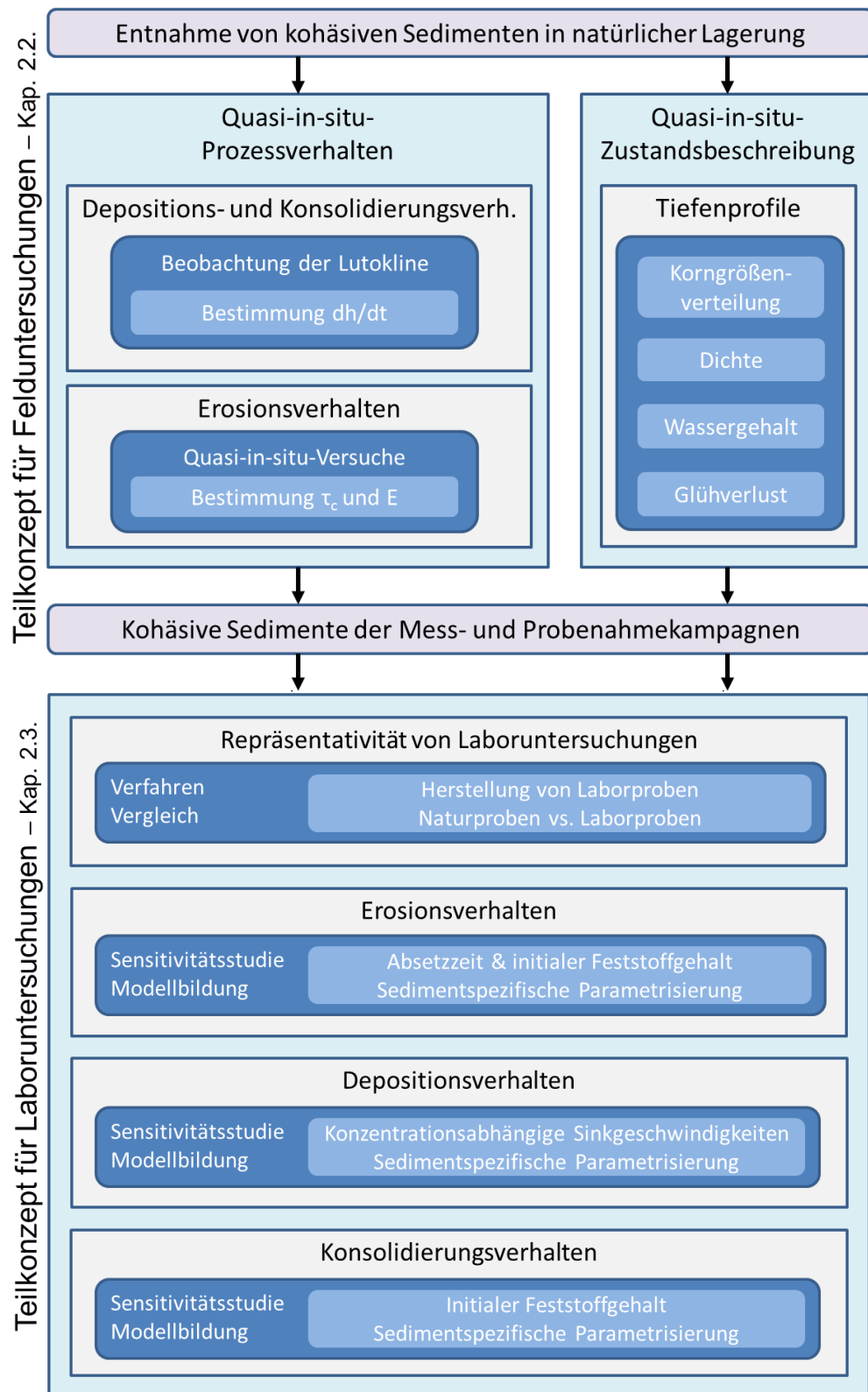


Abbildung 2.1-1: Schematische Darstellung des Gesamtkonzeptes - Die Umsetzung des Teilkonzepts für Felduntersuchungen (oben) liefert die Grundlage für die Entnahme und Charakterisierung von Naturproben. Die Umsetzung des Teilkonzepts für Laboruntersuchungen (unten) liefert die Grundlage zur Untersuchung und Beschreibung des Transportverhaltens von Laborproben (unten)

2.2. Teilkonzept für Felduntersuchungen

Um eine adäquate Beschreibung der Übergangszone zwischen Wasser und Sediment zu ermöglichen, ist eine Kenntnis des natürlichen Zustands in diesem Bereich erforderlich. Dieser Zustand kann für einige Parameter wie die Strömungsgeschwindigkeit oder den Salzgehalt indirekt messtechnisch erfasst werden. Die Zusammensetzung und die Eigenschaften der Sedimente in diesem Bereich können jedoch nur anhand von möglichst ungestörten Sedimentproben untersucht werden, die diesen Übergang abbilden. Zu diesem Zweck sind Zweiphasenproben zu entnehmen und messtechnisch zu charakterisieren, die aus frisch deponierten, kohäsiven Sedimenten im unteren Bereich der Probe und einer überwiegend klaren oder zumindest gering konzentrierten Wasserphase im oberen Teil der Probe bestehen. Die Probenkörper sind dafür so zu dimensionieren, dass eine direkte Kompatibilität mit den Versuchsaufbauten für Prozessuntersuchungen gewährleistet ist.

Die Erfüllung dieser Anforderungen an die Probenahme erfordert einen speziellen Sedimentkernsammler. Eine solche Apparatur wird von einem Schiff aus Iotrecht durch die Wassersäule abgesenkt. Beim Erreichen der geplanten Tiefe bzw. beim Eindringen in das Sedimentbett wird ein Verschlusssystem des Kernsammlers ausgelöst, wodurch eine weitgehend ungestörte, zylindrische Probe im Probenkörper isoliert wird. Da keine verfügbare Apparatur die speziellen Anforderungen erfüllt, wurde zur Probenahme ein Schwerkraftkernsammler entwickelt, dessen Aufbau und Funktionsweise in Kapitel 5.1 beschrieben wird.

Im Rahmen der Quasi-in-situ-Zustandsbeschreibung gibt die obere Sohlschicht in Naturproben Aufschluss über die Eigenschaften frisch deponierter Sedimente und deren Zustand zum Beginn der Bodenbildung. Durch eine Bestimmung der Suspensionsdichte, der Kornverteilung, des Wassergehalts und des Glühverlusts im Tiefenprofil ist es möglich, sowohl die Eigenschaften an der Grenzfläche zur Wassersäule als auch beim Übergang zur festen Gewässersohle zu beurteilen. Die Tiefenprofile werden durch eine abschnittsweise Aufteilung der Naturproben in Teilproben möglich, wenn die Bestimmung der genannten Parameter an den Teilproben erfolgt.

Zur Einordnung der bei der Quasi-in-situ-Zustandsbeschreibung festgestellten Eigenschaften der Sedimentablagerungen und der Übergangszone zwischen Wassersäule und Sedimentbett ist auch eine Beurteilung der Umgebungs- und Entstehungsbedingungen erforderlich. Das Konzept für die Felduntersuchungen sieht hierzu u.a. die Erfassung der Strömungsgeschwindigkeiten, des Salzgehaltes und der Trübung in der Wassersäule zu Beginn und am Ende der Probenahme durch den Einsatz von Multiparametersonden vor.

Die Kompatibilität der Probenkörper mit der anschließend angewandten experimentellen Methodik erlaubt zudem die störungsarme Untersuchung des Quasi-in-situ-Prozessverhaltens anhand von Erosionsversuchen sowie der Beobachtung der Lage der Lutokline. Nach Abschluss der Untersuchungen an Naturproben kann das Sedimentmaterial für die Herstellung von Laborproben und deren systematische Untersuchung verwendet werden, für die üblicherweise gestörte Proben verwendet werden können. In diesem Zusammenhang ist auch Prozesswasser aus dem beprobten Ästuar zu entnehmen.

Für die Quasi-in-situ-Zustandsbeschreibung und die Untersuchung des Quasi-in-situ-Prozessverhaltens werden je Durchlauf drei Naturproben benötigt (Teilproben, Erosion,

Lutoklinenverlauf). Mindestens zwei Durchläufe sind für die Einordnung der Ergebnisse je Probenahmestandort und Messkampagne vorgesehen. Im Ergebnis stehen für die Umsetzung des Konzepts für Laboruntersuchungen die während der Beprobung erfassten Umweltparameter, die aus der Zustandserfassung abgeleiteten Eigenschaften der Naturproben sowie das zusätzlich für Laboruntersuchungen entnommene natürliche Sediment und Prozesswasser zur Verfügung.

2.3. Teilkonzept für Laboruntersuchungen

Um die in Kapitel 1.2 formulierten Ziele zu erreichen und eine auf experimentellen Untersuchungen basierende Prozessanalyse durchzuführen, wurden im Wesentlichen zwei Versuchsstände entwickelt und aufgebaut:

- Ein Versuchsstand dient der Untersuchung und Parametrisierung des Sedimentations-, Depositions- und Konsolidierungsverhaltens.
- Ein weiterer Versuchsstand ist für die Untersuchung und Parametrisierung des Erosionsverhaltens vorgesehen.

In Anbetracht der Relevanz für die grundlegenden Eigenschaften sowie das Transportverhalten findet der Feststoffanteil einer Sedimentablagerung als prozessübergreifend signifikanter Einflussparameter zur Charakterisierung der Transportprozesse Berücksichtigung (Van Rijn 1993; Schweim 2005; Noack et al. 2018; Winterwerp et al. 2021). Als alternative Kennwerte, deren Größe in starkem Zusammenhang mit dem Feststoffanteil steht, sind die Sedimentkonzentration und die Gesamtdichte zu nennen. Bei der Betrachtung der Gesamtdichte ist der Salzgehalt des Versuchswassers zu berücksichtigen, da er die Gesamtdichte, insbesondere bei geringen Sedimentkonzentrationen, stark beeinflussen sowie zeitlich und räumlich stark variieren kann. Der Zusammenhang zwischen dem Feststoffanteil ϕ_s , der Sedimentkonzentration C und der Gesamtdichte eines Sedimentgemischs ρ_b ist durch die in Tabelle 4.1.1 dokumentierten Gleichungen (4.1.3), (4.1.4) und (4.1.5) definiert.

Für die Prozessuntersuchungen im Labor werden natürliche Sedimente verwendet. Als Naturproben werden Sedimente in natürlicher Lagerung angesehen, die räumlich und zeitlich nicht bzw. nur minimal vom Naturzustand abweichen. Nach den Entnahmekampagnen und dem Transport ins Labor gelten die Naturproben jedoch als gestört und können nicht ohne weitere Behandlung für Prozessuntersuchungen herangezogen werden. Aus diesem Grund werden die Sedimente nach der in Kapitel 6.4.1 beschriebenen Methode zu Laborproben aufbereitet. Ein wichtiges Kriterium für die Laborproben ist ihre Ähnlichkeit mit den natürlichen Bedingungen. Um diese Naturähnlichkeit zu gewährleisten und nachzuweisen, werden bestimmte Eigenschaften beider Probenarten gemessen und miteinander verglichen. Das bedeutet, dass Natur- und Laborproben auf die gleichen charakteristischen Merkmale untersucht werden müssen. Der Nachweis der Übereinstimmung erfolgt anhand der nachfolgend aufgeführten Merkmale, die sowohl für die Natur- als auch für die Laborproben erfasst werden:

- (I) Bodenmechanischer Zustand
- (II) Depositionsverhalten
- (III) Konsolidierungsverhalten
- (IV) Erosionsverhalten

Die Ermittlung der genannten Merkmale erfolgt in der Methodenbeschreibung zu den Prozessuntersuchungen in Kapitel 6. Dabei werden die Prozesse entsprechend der Bewegung eines Partikels "von der Quelle zur Senke", also von der Erosion über die Deposition bis hin zur Konsolidierung, geordnet beschrieben. Nachfolgend wird eine kurze Zusammenfassung des zur Untersuchung der drei Prozesse verwendeten methodischen Ansatzes gegeben.

Versuchsanlagen zur Ermittlung des Erosionsverhaltens kohäsiver Sedimente unterscheiden sich in der Regel hinsichtlich der Anforderungen an die Untersuchungsergebnisse. Im Labor werden am häufigsten Kreisgerinne oder umgebaute Längsrinnen eingesetzt ((Spork et al. 1995; Winterwerp und Van Kesteren 2004g; Cofalla et al. 2010; Klassen 2017), vgl. Kapitel 3.2). Seltener werden dagegen Kleingeräte eingesetzt, bei denen eine Rotationsströmung in einem Vertikalzylinder erzeugt wird (Müller et al. 1995; Gust und Müller 1997). Ein Vorteil dieser Apparaturen ist, dass sie aufgrund ihres geringen Gewichts und der kleinen Abmessungen transportabel sind und somit theoretisch sowohl im Labor als auch im Feld eingesetzt werden können. Der In-situ-Einsatz der Apparaturen ist allerdings bisher auf Anwendungen beschränkt, bei denen ein direkter Zugang zum Sediment möglich ist, z.B. im Watt oder auf trockenfallenden Flächen (Work und Schoellhamer 2018).

Ein wesentlicher Aspekt der Prozessuntersuchungen zur Erosion ist es daher, Quasi-in-situ-Erosionsuntersuchungen an Naturproben zu ermöglichen, die aus großen Wassertiefen im Bereich der Fahrrinne eines Ästuars entnommen wurden. Aus diesem innovativen Ansatz ergeben sich hohe Anforderungen an die Probenahme, das Probenhandling und den zu verwendenden Versuchsstand. Die wichtigste Anforderung an den neu konzipierten Versuchsstand ist, dass die kritische Erosionsschubspannung, Änderungen im Erosionsverhalten (Erosionsmodi), Erosionsraten und Erosionstiefen bestimmt werden können. Darüber hinaus ist es wichtig, dass der Einbau von Naturproben als auch von Laborproben ohne weitere Umlagerung möglich ist und ein in-situ und quasi-in-situ-Einsatz möglich wird.

Um diese Anforderungen in einer zentralen Apparatur umzusetzen, wurde eines der oben beschriebenen Kleingeräte für Erosionsuntersuchungen beschafft. Die nach ihrem Entwickler Giselher Gust (1989; 1997) als Gust-Erosion-Microcosm-System, kurz GEMS, bezeichnete Apparatur wurde an die spezifischen Rahmenbedingungen der Untersuchungen (u.a. relativ großer Durchmesser, aufbringbare Sohlschubspannungen, mobile Probenhalterung, Transportfähigkeit) angepasst. Durch die Weiterentwicklung der Apparatur zum geschlossenen System C-GEMS (vgl. Kap. 6.2.1) wurde die praktische Durchführung der experimentellen Untersuchungen erheblich vereinfacht und die Möglichkeit der Verwendung von Natur- und Laborproben geschaffen. Darüber hinaus können mit dem C-GEMS die zur Beschreibung des Erosionsprozesses notwendigen Parameter kritische Erosionsschubspannung, Erosionsrate und Erosionstiefe bestimmt werden, sodass die an den Versuchsstand gestellten Anforderungen voll erfüllt werden. Auf der Grundlage der Ergebnisse der experimentellen Untersuchungen ist es somit möglich, den Erosionsprozess an natürlichen Wesersedimenten besser zu verstehen und modelltechnisch zu beschreiben. Eine Konkretisierung der verwendeten methodischen Ansätze erfolgt in Kapitel 6.2.1.

Für die experimentelle Erfassung von Depositions- und Konsolidierungsprozessen gibt es bereits etablierte Versuchsaufbauten (Mehta 1988; Whitehouse et al. 2000; Cuthbertson et al. 2016; Van Rijn 2016; Winterwerp et al. 2021). In den meisten Experimenten werden die zu untersuchenden Sedimente zunächst in Suspension gebracht. Anschließend wird unter definierten Bedingungen (strömungsbeeinflusst, rein schwerkraftbeeinflusst, ...) der Verlauf des Sedimentations-,

Depositions- und Konsolidierungsprozesses beobachtet und messtechnisch erfasst. Aus den Messergebnissen werden dann Kenngrößen zur Beschreibung des Prozessverhaltens abgeleitet. Häufig werden Säulen aus transparentem Material eingesetzt, die eine visuelle Verfolgung und Nachvollziehbarkeit der ablaufenden Prozesse ermöglichen.

Auch in der vorliegenden Arbeit werden transparente Versuchszylinder aus Acrylglas verwendet. Alle verwendeten Zylinder haben das gleiche Material und den gleichen Durchmesser und unterscheiden sich im Wesentlichen durch ihre Höhe. Die Höhe variiert in Abhängigkeit von den untersuchten Prozessen und den jeweils zu erfüllenden Anforderungen.

Mit dem gewählten Versuchsaufbau und der Auswertung der experimentellen Untersuchungen werden individuelle Flockensinkgeschwindigkeiten, effektive Sinkgeschwindigkeiten von Suspensionen, Phasengrenzen, Depositionsraten, die fraktale Dimension, die Permeabilität und die zeitliche Dauer für Phasenübergänge ermittelt. Auf Basis der Ergebnisse der experimentellen Untersuchungen ist es somit möglich, die Absink-, Depositions- und Konsolidierungsprozesse bezogen auf natürliche Wersedimente besser zu verstehen und modelltechnisch zu beschreiben. Eine Konkretisierung der verwendeten methodischen Ansätze erfolgt in den Kapiteln 6.3.1 und 6.4.1.

Kapitel 3

Grundlagen zum Transport kohäsiver Sedimente

3.1. Eigenschaften kohäsiver Sedimente

Die Ausbildung einer Trübungszone in Ästuarsystemen wird durch eine Vielzahl von sich überlagernden Prozessen und Dynamiken geprägt. Dazu zählen unter anderem die Salz- und Dichteschichtung, Wasserstände, Strömungsgeschwindigkeiten und Strömungsrichtungen. All diese Faktoren üben einen Einfluss auf das Sedimenttransportgeschehen aus. Eine Übersicht über die relevanten Prozesse und Einflussgrößen erfolgt in Abbildung 3.1-1.

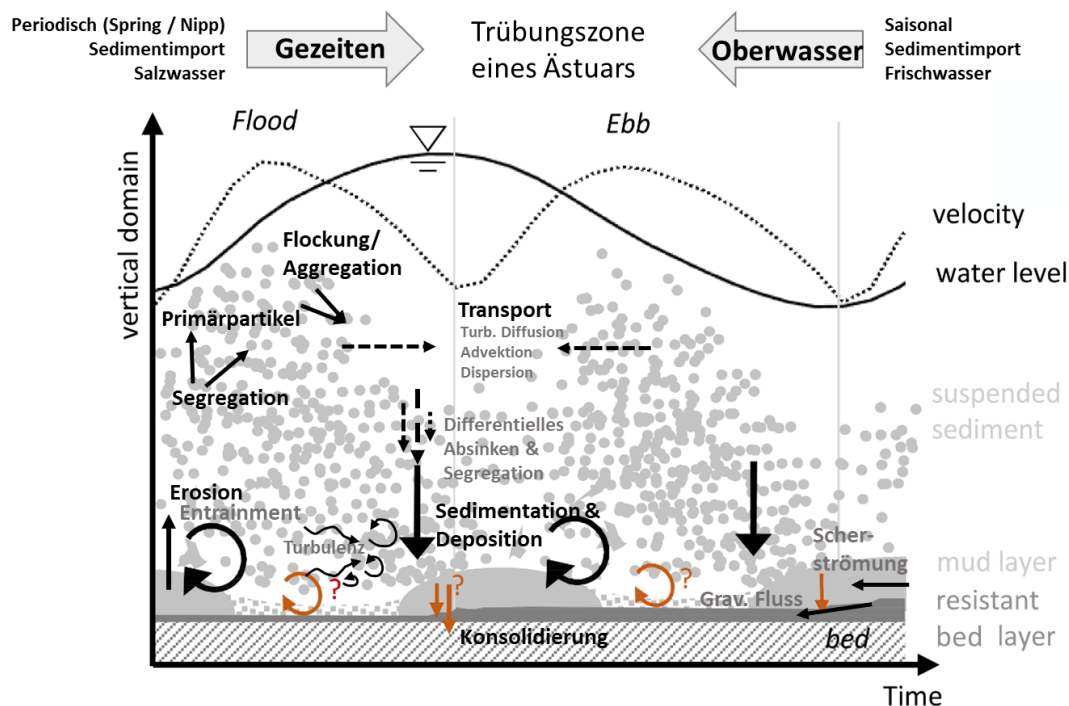


Abbildung 3.1-1: Übersichtsdarstellung zu Prozessen und Einflussgrößen in der Trübungszone von Ästuaren, nach Hesse (2019), erweitert

Die in der Trübungszone stattfindenden Dynamiken resultieren in einer fortwährenden Umlagerung und einem beständigen Austausch von Sedimenten zwischen der Wassersäule und der Gewässersohle. Somit kann sich lediglich unter stationären Bedingungen ein Gleichgewicht zwischen Erosion und Deposition einstellen. Aufgrund der Gezeiten verlaufen zahlreiche der genannten Dynamiken weitgehend zyklisch, sodass sie in Bezug auf den Sedimenttransport insbesondere innerhalb der Trübungszone zu einem Mechanismus führen, der als ETDC-Zyklus bekannt ist (Hillebrand 2008). Der ETDC-Zyklus umfasst die vier Teilprozesse Erosion, Transport, Deposition und Konsolidierung. Die wesentlichen Aspekte dieser Prozesse hinsichtlich des Prozessverständnisses, der mathematischen Beschreibung und der experimentellen Bestimmung relevanter Parameter werden in den Kapiteln 3.2 bis 3.5 näher spezifiziert. In den folgenden

Abschnitten des Kapitels 3.1 werden die im Rahmen dieser Arbeit betrachteten kohäsiven Sedimente definiert und es wird in ihre wesentlichen Eigenschaften eingeführt. Abschließend wird in Kapitel 3.1.5 ein kurzer historischer Abriss zur Untersuchung des Transportverhaltens kohäsiver Sedimente gegeben.

3.1.1. Klassifizierung von Sedimenten

Bei der Klassifizierung von Feststofftransportprozessen zur Beschreibung der transportierten Sedimentfracht in Fließgewässern wird in der Regel nach dem Transportmechanismus zwischen Geschiebe- und Schwebstofffracht unterschieden.

Der Transport von Geschiebe (engl. *bed load*) erfolgt rollend, springend oder gleitend in unmittelbarer Nähe der Gewässersohle. Bestandteile der Geschiebefracht können Steine, Kies und Sand sein. Der Geschiebetransport ist nicht Gegenstand der Untersuchungen dieser Arbeit und wird daher nicht näher betrachtet. Die Schwebstofffracht wird durch die Turbulenz der Strömung zumindest vorübergehend in Schwebe gehalten (engl. *suspended load*), ihre Bestandteile werden daher als Schwebstoffe bezeichnet (Naumann et al. 2003).

Schwebstoffe setzen sich in Abhängigkeit des vorherrschenden Strömungsregimes aus unterschiedlichen Bestandteilen der Fraktionen Sand, Schluff und Ton zusammen. Die kleinsten Schwebstoffe verbleiben durch das positive Verhältnis von turbulenter Durchmischung und geringen Sinkgeschwindigkeiten im Wasserkörper dauerhaft in Suspension und werden als Spülfracht (engl. *wash load*) bezeichnet. Die Sedimentkorngrößen der Spülfracht sind deshalb in der Regel kleiner als die Korngrößen, die in nennenswerten Mengen am Gewässergrund gefunden werden (Van Rijn 2007). Geschiebe- und Schwebstofffrachten korrelieren positiv mit der Fließgeschwindigkeit, die die Scherung an der Gewässersohle, die resultierende Turbulenz und die Transportkapazität im Wasserkörper erhöht und damit den Gesamtfeststofftransport bestimmt. Partikel der Spülfracht können dennoch ablagern, wenn sie koagulieren und sich dadurch ihr Transportverhalten ändert oder sich das Strömungsregime verändert. Die Unterscheidung zwischen Spülfracht und Schwebstofffracht ist folglich nicht eindeutig (Winterwerp et al. 2021).

Vor diesem Hintergrund wird der Begriff der kohäsiven Sedimente eingeführt. Kohäsive Sedimente stellen eine Untergruppe der Feinsedimente dar, die für typische Bedingungen in Flüssen oder Ästuaren überwiegend als Schwebstofffracht transportiert werden und durch den Massenaustausch über die gesamte Wassersäule und die Gewässersohle gekennzeichnet sind. Feinsedimente sind Gemische, deren mittlerer Korndurchmesser (d) kleiner als zwei Millimeter ist. Kohäsive Sedimente sind Gemische von Partikeln der Fraktionen von Sand, Schluff und Ton sowie Wasser, Gas und organischer Materie, bei denen die Oberflächenkräfte der Ton- und Schluffpartikel zu einer Koagulation der Partikel führt, die das Transportverhalten maßgeblich verändern. Im Vergleich zur Kohäsion bei bindigen Böden ist der Begriff der kohäsiven Sedimente breiter ausgelegt, sodass einerseits der Betrachtungsraum auf den Wasserkörper ausgedehnt und andererseits auch biologisch bedingte Haftwirkungen einbezogen werden, die zur kohäsiven Bindung der Partikel in Schwebe oder in einer Ablagerung beitragen. Ein Feinsedimentgemisch wird in der Regel dann als kohäsives Sedimentgemisch oder kohäsive Suspension bezeichnet, wenn der Anteil der Tonfraktion einen kritischen Wert von 5 bis 10 % erreicht (Raudkivi 1998; Grabowski et al. 2011).

Bezogen auf die Einzelpartikel dominieren kohäsive Eigenschaften das Transportverhalten, sodass die kohäsive Wirkung zwischen Einzelpartikeln die Eigenschaften und das Verhalten des

Gemisches dominieren. Die Interaktion von Partikeln zeigt sich insbesondere ab einem kritischen Durchmesser, der von Migniot (1968) bei 20 μm , von Partheniades (2009b) bei 50 μm , von Winterwerp et al. (2021) bei 63 μm und von Lick et al. (2004) bei 100 μm angenommen wird.

Die Klassifizierung der Einzelpartikel in Fraktionen erfolgt in der Regel anhand der sogenannten Wentworth-Skala (Wentworth 1922), auf welcher auch die europäische Sedimentklassifizierungsnorm DIN EN ISO 14688 aufbaut (DIN EN ISO 14688-1). Die Klassifizierung der Fraktionen nach Wentworth sowie eine klassenbezogene Bewertung der Kohäsivität nach McAnally und Mehta (2009) zeigt Tabelle 3.1.1. Die Bestandteile der Fraktionen von Sedimentgemischen werden in Deutschland nach DIN EN ISO 17892-4 bestimmt (vgl. Kap. 5.3.1).

Tabelle 3.1.1: Größen und Klassifizierung von Sedimenten nach Wentworth-Skala (1922) sowie Kohäsionsbeurteilung nach McAnally und Mehta (2009)

Partikeldurchmesser d [μm]	Wentworth- Klassifizierung	Kohäsion
> 2000	Kies und Blöcke	kohäsionslos
63 – 2000	Sand	kohäsionslos
40 -63	Mittel- bis Grobschluff	Praktisch kohäsionslos
20 -40	Fein- bis Mittelschluff	Kohäsion nimmt mit Abnahme der Partikelgröße zu
2 -20	Mittelton bis Feinschluff	Kohäsion wichtig
< 2	Fein- bis Mittelton	Kohäsion entscheidend

Die Ergebnisse von Untersuchungen zur Korngrößenverteilung der Sedimente nach Udden-Wentworth in den norddeutschen Ästuaren von Elbe, Weser und Ems sind in den jeweiligen Sedimentmanagementkonzepten gut dokumentiert (BfG 2014a, 2014c, 2017). Mit Ausnahme der teilweise hyperturbiden Ems sind die Sohlsedimente der Ästuare überwiegend von Fraktionen im nichtkohäsiven Bereich geprägt. In den Ästuaren von Weser und Elbe sind insbesondere an den Sedimentationsschwerpunkten in der Trübungszone kohäsive Sedimente zu beobachten, vgl. Kapitel 5.1, so dass ein erheblicher Teil der Aufwendungen für die Unterhaltung der Schiffbarkeit in diesen Bereichen aufgebracht werden muss. Ursächlich für die Sedimentakkumulation in der Trübungszone sind im Wesentlichen die ästuarine Zirkulation und Tideasymmetrien (vgl. Kapitel 5.1).

In natürlichen Fließgewässern liegen Sedimente immer als Gemische verschiedener Korngrößenfraktionen vor. Bei deponierten Feinsedimenten variieren die Anteile der Fraktionen Ton, Schluff und Sand in allen Raumrichtungen sowie der zeitlichen Dimension. Während das Verhältnis von Ton zu Schluff dabei relativ konstant bleibt, kann das Verhältnis von Ton zu Sand relativ stark schwanken (Flemming 2000). Als Ursache wird eine Segregation, also eine Entmischung, von Sand und Ton bzw. Schluff angenommen. Infolge von Segregation lösen sich u.a. aufgrund unterschiedlicher Sinkgeschwindigkeiten lediglich die Sandpartikel aus der tonbasierten Flockenstruktur (Van Ledden 2003; Van Ledden et al. 2004). Eine Einschätzung des Transportverhaltens und zur Kohäsivität von Feinsedimentgemischen auf Basis der Fraktionsanteile kann, wie in Abbildung 3.1-2 dargestellt, beispielsweise im Sand-Schluff-Ton-Dreieck nach van Ledden et al. (2004) erfolgen. Van Ledden et al. (2004) haben hierzu die folgenden sechs charakteristischen Bereiche definiert: I: nicht-kohäsiv sand-dominiert, II: kohäsiv sand-dominiert,

III: nicht-kohäsiv gemischt, IV: kohäsiv Ton-dominiert, V: nicht-kohäsiv Schluff-dominiert und VI: kohäsiv-Schluff-dominiert definiert.

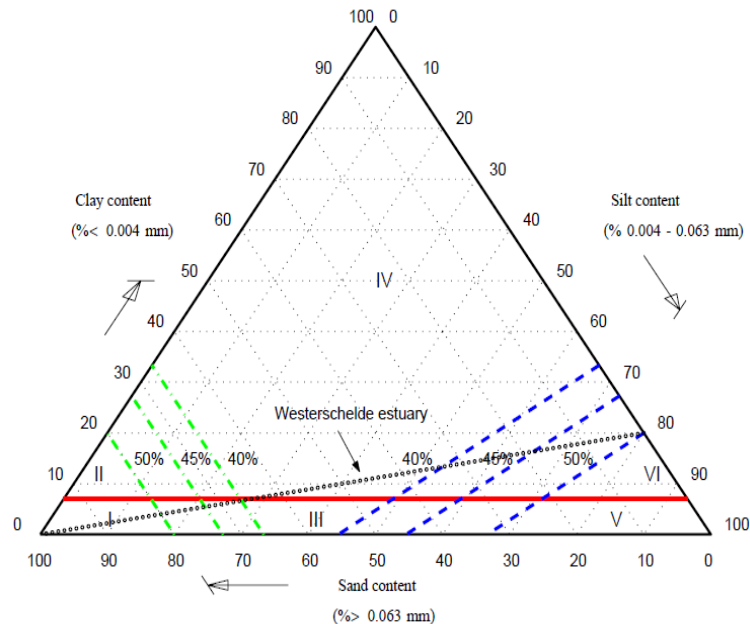


Abbildung 3.1-2: Sand-Schluff-Ton-Dreieck nach van Ledden et al. (2004); Die horizontale rote Linie kennzeichnet den Übergang zwischen kohäsiven (oberhalb) und nicht-kohäsiven (unterhalb) Gemischen (5-10 % Ton), die grün gestrichelten Linien kennzeichnen die Grenze für Sand-dominierte Netzwerkstrukturen bei unterschiedlichen Wassergehalten, die blau gestrichelten Linien kennzeichnen den Übergang zu Schluff-dominierten Netzwerkstrukturen bei unterschiedlichen Wassergehalten; Römische Ziffern heben bestimmte Ablagerungstypen hervor: I: nicht-kohäsiv sand-dominiert, II: kohäsiv sand-dominiert, III: nicht-kohäsiv gemischt, IV: kohäsiv Ton-dominiert, V: nicht-kohäsiv Schluff-dominiert, VI: kohäsiv-Schluff-dominiert

3.1.2. Interpartikuläre Wechselwirkungen

In Ergänzung zu den vorherigen Ausführungen wird nachfolgend der theoretische Hintergrund der Bindungskräfte diskutiert, die in kohäsiven Sedimenten zur Koagulation führen.

Neben Ton stellen vornehmlich Quarz und Glimmer die Hauptkomponenten der anorganischen Feststoffpartikel in kohäsiven Sedimenten dar. Der Chemismus wird allerdings typischerweise durch die Tonfraktion dominiert. Die Bildung von Tonmineralen erfolgt durch die chemische Verwitterung von Silikatgesteinen wie Glimmer und Feldspat. Tonminerale sind wasserhaltige Aluminiumsilikate mit Tetraederschichten aus Silizium und Sauerstoff sowie Oktaederschichten mit Hydroxyl-Ionen und ins Kristallgitter eingelagerten Metallen. Aluminium oder Magnesium bilden meist den Hauptbestandteil eingelagerter Metalle, wobei deren konkreter Anteil standortspezifisch ist (McAnally et al. 2007a).

Typische Tonminerale, die in kohäsiven Sedimenten zu finden sind, sind Montmorillonite, Smektite, Illite, Kaolinite und Chlorite. Kaolinit ist beispielsweise eines der Tonminerale mit der geringsten kohäsiven Bindungskraft. Tonminerale unterscheiden sich durch die Zusammensetzung bzw. Verkettung der Tetra- und Oktaedersilikatschichten. Die qualitative und quantitative Bestimmung der Einzelminerale eines Sedimentgemisches stellt ein arbeits- und materialintensives, mehrstufiges und nicht standardisiertes Verfahren dar. Das Verfahren umfasst die Probenvorbereitung (Pulverisierung und Pipettiermethode), die Röntgendiffraktometrie, die Elektronenmikroskopie sowie die Reflektanzspektroskopie (Deon et al. 2022). Aufgrund des hohen Aufwandes findet es derzeit keine standardmäßige Anwendung.

Die Kohäsivität von Tonmineralen wird wesentlich durch die negative Oberflächenladung der Tonpartikel hervorgerufen und somit durch die Art und Anzahl der Silikatschichten bestimmt. An den Oberflächen der Mineralplättchen entsteht eine negative Ladung (Ladungsanomalie), wenn eingelagerte Zentralkationen der Tetraeder- oder Oktaederschichten beim sogenannten isomorphen Ersatz durch niederwertige Kationen ausgetauscht werden (Blume 2010). An den Kanten der Mineralplättchen können verstärkt positive Ladungen entstehen, wenn Protonen der funktionellen Gruppen in Lösung gehen. Die negativen Ladungen sind dabei unabhängig vom pH-Wert, weil sie in die innere Kristallstruktur eingebettet sind. Die positiven Ladungen an den Kanten sind dagegen pH-abhängig, da sich die funktionellen Gruppen mit dem pH-Wert ändern. Da viele der in die aquatische Umwelt eingetragenen Schadstoffe Kationen oder positiv geladene Moleküle sind, werden sie von der negativen Ladung kohäsiver Sedimentpartikel angezogen und festgehalten. Genaue Kenntnisse über den Transport und den Verbleib von kohäsiven Sedimenten können daher dabei helfen, Schadstoffsinken zu identifizieren und somit einen Beitrag für den Erhalt der Gesundheit von Ökosystemen und Menschen sein. Da die Sedimentzusammensetzung und Ausprägung der Umgebungsbedingungen orts- und zeitspezifisch sind und auch von der Mineralzusammensetzung abhängen, können verlässliche Aussagen zum Sedimenttransportverhalten eines Ästuars derzeit allein durch Untersuchungen mit Naturmaterial abgeleitet werden.

Aufgrund der zuvor beschriebenen Eigenschaften von Tonmineralen neigen kohäsive Sedimente bei der sogenannten Destabilisierung und Kollision zur Flockenaggregation. Die Destabilisierung tritt auf, wenn die elektrische Doppelschicht um die Minerale durch isomorphen Ersatz von dreiwertigen zu zweiwertigen Ionen komprimiert wird. Dies kann dazu führen, dass die interpartikuläre Anziehungskraft der Van-der-Waals-Kräfte vorübergehend überwiegt und die Aggregation begünstigt wird. Bei höheren Salzgehalten im Wasser liegt ein erhöhter Ionengehalt vor, was zu einer verstärkten Ausbildung von Flocken führt, da die diffuse Doppelschicht reduziert wird. Die positive Korrelation mit dem Salzgehalt ist auf 10 psu limitiert. Oberhalb dieses Wertes ist der Einfluss gering (Krone 1962).

Eine Kollision von Mineralen und Partikeln tritt hauptsächlich durch drei Mechanismen auf (Shrestha und Blumberg 2020):

- Brown'sche Molekularbewegung
- Differentielles Absinken
- Turbulenz / Interne Scherung

Untersuchungen von van Leussen (1994b) und Stolzenbach et al. (1994) haben gezeigt, dass die Brown'sche Molekularbewegung (vorwiegend unter stationären Bedingungen) sowie differentielles Absinken (vorwiegend in strömungsberuhigten Phasen nahe des Kenterpunkts, wenn die sohnalen Konzentrationen steigen) nur für einen geringen Teil der ästuarinen

Flockenaggregation verantwortlich sind. Vielmehr wird die Flockenaggregation in dynamischen Gewässern wie Ästuaren durch turbulente Geschwindigkeitsgradienten bestimmt, die zu vergleichsweise dichten und stabilen Aggregaten führen (Shrestha und Blumberg 2020; Chmiel 2020). Auf die Flockendynamik wird im folgenden Kapitel näher eingegangen.

3.1.3. Flockulation

Um das Transportverhalten kohäsiver Sedimente möglichst gut abbilden zu können, wird zunehmend versucht, die Flockulationsdynamik adäquat zu beschreiben. Eine nach Udden-Wentworth ermittelte Korngrößenverteilung liefert, wie beschrieben, vergleichsweise wenig Information über die Aggregatbildung und dient eher einer vergleichenden Klassifizierung als Grundlage für die Ableitung des tatsächlichen Transportverhaltens. Aufgrund des hohen Standardisierungsgrades ist eine Klassifizierung nach Fraktionen eine sinnvolle Standard-Methode zur grundlegenden Klassifizierung ästuariner Sedimente.

Im Vergleich zur Summe an Einzelpartikeln weisen Flocken eine höhere Porosität, unregelmäßige Formen, eine erhöhte Fragilität sowie eine erhöhte Sinkgeschwindigkeit auf. Folglich können geringe Massenkonzentrationen von Ton, Schluff und organischem Material zu hohen volumetrischen Flockenkonzentrationen führen. Die Präsenz von Sand innerhalb von Flocken führt zu einer Erhöhung des Bindungspotenzials zwischen den Tonpartikeln (Papenmeier 2012). Das Natriumadsorptionsverhältnis (NAR), der pH-Wert, der Salzgehalt, das verfügbare Primärpartikelspektrum, die Sedimentkonzentration sowie die Turbulenz stellen wesentliche Einflussfaktoren auf die Flockulation dar (Manning et al. 2013). Die Transporteigenschaften der suspendierten Feststoffe werden folglich nicht durch die Eigenschaften der Einzelpartikel, sondern durch Form, Dichte, Gestalt und Stabilität der Flocken bestimmt. Die auf den Flockulationsprozess einwirkenden Parameter unterliegen im Ästuar und über den Tideverlauf hinweg einer dynamischen Veränderung, was eine entsprechend dynamische Veränderung der Flockengrößenverteilung zur Folge hat. Im Rahmen der Bestimmung einer Flockengrößenverteilung erfolgt in der Regel eine Differenzierung in drei wesentliche Flockengrößenklassen. Dabei werden Flocculi durch mittlere Flockengrößen (D_{50}) im Bereich von 10 bis 20 μm , Mikroflocculi im Bereich von 20 bis 200 μm und Makroflocculi im Bereich von 200 bis 500 μm charakterisiert. Die Bestimmung von Flockenpopulationen sowie die Beschreibung des Transportverhaltens der Flocken in Suspension stellen ein äußerst aufwendiges und bislang nicht standardisiertes Verfahren dar. Aus wissenschaftlicher Perspektive erscheint dieses Vorgehen vielversprechend, jedoch ist es in der Praxis derzeit nicht flächendeckend und für einen großen Umfang von Proben durchführbar.

Die Relevanz der Flockendynamik für den Sedimenttransport bedingt die Notwendigkeit, diese Dynamik entsprechend modelltechnisch abzubilden. Die Vielzahl an Einflussparametern, die schwierige labortechnische Repräsentanz der dynamischen Bedingungen in einem Ästuar sowie die obendrein schwierige und kostspielige messtechnische Bestimmung von Flockenpopulationen unter dynamischen Labor- oder In-Situ-Bedingungen stellen jedoch eine wesentliche Herausforderung für eine konsistente und allgemein gültige Beschreibung des Transportverhaltens der Sedimente dar. Daher haben sich zahlreiche Forschende der detaillierten Untersuchung und Beschreibung der Flockulationsmechanismen und deren Einflussfaktoren gewidmet (McAnally und Mehta 2002; Maggi 2005; Kühn 2007; Manning et al. 2013; Mehta et al. 2014; Klassen 2017; Chmiel 2020).

In den norddeutschen Ästuaren wurden Flockenpopulationen im Rahmen einer Studie von Papenmeier (2012) mit einem Laser-Diffraktions-Messgerät des Typs LISST-100X (Fa. Sequia®

Scientific Inc.) untersucht, um deren Auftreten und Verhalten zu erforschen. Dabei wurden überwiegend unimodale Korngrößenverteilungen beobachtet, deren Modus sich von 250 μm auf 125 μm verschiebt, wenn die Strömungsgeschwindigkeiten von $v < 0,5 \text{ m/s}$ auf $v > 1,1 \text{ m/s}$ steigen. Dieser Effekt ist im Winter ausgeprägter als im Sommer.

Im Rahmen der Untersuchung kohäsiver Sedimente in deponierter Form erfolgt in der Regel ein Übergang von der Betrachtung des individuellen Verhaltens der Partikel oder Flocken zu einer kollektiven Betrachtung. Der Hintergrund ist, dass die räumliche Nähe der Partikel zur Bildung einer zusammenhängenden Matrix führt, die als Kollektiv andere Eigenschaften aufweist als einzelne Partikel oder Flocken. Des Weiteren wird in den gängigen hydrodynamisch-numerischen (HN) Modellen für die Abbildung des großskaligen Sedimenttransportes typischerweise die suspendierte Konzentration von definierten Fraktionen als Summenparameter modelliert. Diese Herangehensweise steht im Widerspruch zu der Beobachtung, dass z.B. bei der Erosion kohäsiver Sedimente einzelne Flocken aus dem Verbund gelöst werden oder, dass Sandpartikel durch die bei der Konsolidierung entstehenden Entwässerungskanäle vertikal abwärts wandern (Dankers 2006). Die Integration von Flockenpopulationsmodellen in die Modellierungspraxis ist demzufolge zum gegenwärtigen Zeitpunkt noch nicht standardmäßig erfolgt.

Im weiteren Verlauf der vorliegenden Arbeit wird der Begriff "Partikel" für Feststoffe in einer Suspension verwendet, wobei darunter sowohl Einzelpartikel als auch Flocken subsumiert werden.

3.1.4. Organik

Der Einfluss von organischem Material auf die Bildung und den Zusammenhalt von Flocken sowie auf den Transport von kohäsiven Sedimenten im Allgemeinen ist bisher relativ wenig untersucht, obwohl er als signifikant nachgewiesen wurde (Winterwerp et al. 2021).

Insbesondere in der Nähe der Grenzfläche von Sediment und Wasser ist eine hohe mikrobielle Aktivität zu verzeichnen. Die Biomasse der Gewässersohle besteht aus dem Benthos, d.h. den Organismen, die auf oder in der Nähe der Gewässersohle leben. Zum Benthos gehört auch die abgestorbene organische Substanz der Organismen, der Detritus. Die wichtigsten Organismengruppen des Benthos sind Fauna wie Mikrobenthos (Bakterien, Archaeen), Meiobenthos (Kleintiere) oder Makrobenthos (Würmer, Muscheln, Schnecken) und Flora wie Makroalgen, Seegras, Salzwiesenvegetation und Mangroven (Winterwerp et al. 2021). In den flacheren Zonen der Küsten- und Ästuargebiete nutzen photoautotrophe Produzenten als erste Gruppe das einfallende Sonnenlicht und mineralische Nährstoffe, um durch Photosynthese Biomasse zu erzeugen. Dieser Prozess erzeugt den größten Teil der primären Biomasse. Für die Erzeugung von Biomasse liefern Aminosäuren, Nukleinsäuren, Enzyme und Membranen neben Wasserstoff, Sauerstoff und Kohlenstoff wichtige Elemente wie Stickstoff und Phosphor. Eine zweite Gruppe sind chemoautotrophe Produzenten, hauptsächlich Prokaryoten (Bakterien und Archaeen ohne Zellkern). Sie gewinnen ihre Energie aus Redoxreaktionen, z.B. bei der Umwandlung von Ammonium (NH_4^+) oder Sulfid (S^{2-}) zur Produktion organischer Substanz.

Im Folgenden werden die Begriffe der Biostabilisierung sowie der Bioturbation eingeführt, welche wesentliche Prozesse im Rahmen der biologischen Einflüsse auf den Transport kohäsiver Sedimente darstellen. Der Begriff der Biostabilisierung beschreibt im Wesentlichen Stabilisierungseffekte, die auf der Adhäsions- und Netzwerkwirkung von extrazellulären polymeren Substanzen (EPS) basieren. Die von Mikrophytobenthos (mikroskopischen Algen, dominiert von Diatomeen, Eugleniden und Cyanobakterien) und Bakterien produzierten EPS bestehen

hauptsächlich aus Polysacchariden. Die Ausbildung einer seifigen Matrix ermöglicht den Organismen, an Sedimentpartikeln zu haften und Poren zu überziehen. Die interpartikuläre Bindung wird durch EPS verstärkt, während die Erodibilität reduziert wird. Diese These wurde in Laboruntersuchungen von Dade (1996) und Tolhurst et al. (2002) bestätigt, welche einen EPS bedingten Anstieg der kritischen Erosionsschubspannung von bis zu 60 % feststellten. Des Weiteren ist bekannt, dass der pH-Wert bei der Ausprägung der stabilisierenden Wirkung von EPS eine entscheidende Rolle spielt. Die Umsetzungsprozesse der Photosynthese sowie Redoxreaktionen der Organismen beeinflussen den pH-Wert, sodass in marinen Sedimenten Schwankungen des pH-Wertes von $\text{pH} = 6$ bis $\text{pH} = 9$ beobachtet wurden (Black et al. 2002). Der pH-Wert wiederum spielt eine maßgebliche Rolle für die Bindungsstärke auf Basis von Van-der-Waals-Kräften. Die konkreten Auswirkungen von pH-Wert-Variationen auf die Erodibilität kohäsiver Sedimente sind jedoch bislang unzureichend quantifiziert (Winterwerp et al. 2021).

Die Produktion von EPS führt weiterhin zu einer Stärkung der Verbindungen zwischen den Einzelpartikeln sowie zur Bildung einer netzartigen Struktur zwischen den Flocken. Des Weiteren führt sie bei abgelagerten Sedimenten zu einer Glättung der Oberfläche, indem sie einen biologischen Teppich ausbildet. Insbesondere in zeitweise trockenfallenden oder Flachwassergebieten, wie beispielsweise im Watt, können sich großräumig Oberflächenteppiche auf dem Sediment bilden. Dies resultiert in einer verminderten Oberflächenrauheit, wodurch die auf das darunter liegende Sediment einwirkenden Sohlschubspannungen signifikant reduziert werden (Black et al. 2002). Auch die kritische Erosionsschubspannung wird in den Flachwasserbereichen maßgeblich beeinflusst, da die Sekretion von EPS durch Lichteinfall begünstigt wird. Zur Ermöglichung einer quantifizierbaren Vergleichbarkeit wird die Einführung eines Biostabilisierungsindex S_b vorgeschlagen. Der Stabilisierungsindex beschreibt das Verhältnis der gemessenen kritischen Erosionsschubspannung zur berechneten kritischen Erosionsschubspannung nach Shields (Manzenrieder 1983).

Es kann angenommen werden, dass die beschriebenen Prozesse, in modifizierter Form, auch in der Trübungszone eines Ästuars wirken, unter anderem da Sedimente aus den Flachwasserbereichen dorthin transportiert werden. Diese Form des biogenen Einflusses erschwert die Gewässerunterhaltung von Ästuaren insbesondere in der Trübungszone. Zudem hat der großflächige Verlust von organischem Material in den Wattflächen, beispielsweise durch den klimawandelbedingten Meeresspiegelanstieg, voraussichtlich eine signifikante Verringerung der Erosionsstabilität zur Folge. Dies birgt das Potential zur Erosion großer Sedimentmengen.

Der Begriff der Bioturbation bezeichnet die physische Umwälzung und Durchmischung von Sedimenten durch die Aktivität von Bodenorganismen, zu denen unter anderem Würmer, Muscheln und Krebse zählen. An Sedimenten haftendes Phytoplankton stellt eine direkte Nahrungsquelle für die Organismen dar. Die genannten Aktivitäten führen dazu, dass Sauerstoff und EPS einige Dezimeter tief in das Sediment eindringen. Bioturbation führt folglich zu einer Änderung der Zusammensetzung sowie der Struktur einer Sedimentablagerung, was unweigerlich Einfluss auf die Transporteigenschaften ausübt. Dabei ist zu berücksichtigen, dass Bioturbation eine starke saisonale Komponente aufweist, da das Wachstum von Algen und Bakterien und daran gekoppelte Prozesse in hohem Maße von der Temperatur und der Nährstoffverfügbarkeit abhängen. Dass die Schwebstoffkonzentrationen tendenziell in den Wintermonaten abnehmen könnte darauf zurückzuführen sein, dass die Abwesenheit der im Winter dezimierten benthischen Amphipoden eine sohlstabilisierende Algenblüte zur Folge haben kann. Mit dem Anstieg der Temperaturen im Frühjahr beginnt die Amphipodenpopulation zu wachsen, wodurch

der fütternde Algent Teppich mit der Zeit angegriffen wird. Dies führt zu einer Zunahme der Erodibilität (Kornman und Deckere 1998). Die Vielfalt an Bakterien und anderen Organismen sowie deren Wechselwirkungen untereinander und mit der aquatischen Umgebung und deren Bestandteilen sind dabei von einer derartigen Komplexität, dass stets eine genaue Untersuchung der Bedingungen vor Ort notwendig ist. In Ästuaren kann Bioturbation die Resuspension deponierter Sedimente erhöhen und somit die Trübung und den Transport kohäsiver Sedimente beeinflussen. In der Folge kann es zu einem gestörten Tiefenprofil der Sedimentzusammensetzung und Dichte kommen, welches sich aus der Sedimentation und Konsolidierung allein nicht erklären lässt.

Aufgrund der Vielfalt der an den Prozessen beteiligten Organismen und der Wechselwirkungen zwischen den Arten, besteht eine erhöhte Unsicherheit bezüglich der Einwirkungen auf den Sedimenttransport (Winterwerp et al. 2021). Bezogen auf die betrachteten Prozesse wirkt der Einfluss von Bakterien und Mikrophytobenthos durch die Exkretion von EPS tendenziell stabilisierend, der von Bioturbation hingegen tendenziell destabilisierend auf eine Sedimentablagerung. Um die Komplexität zu reduzieren, empfehlen Winterwerp et al. (2021), den Einfluss von mikrobiellen Gruppen anstelle von einzelnen Spezies zu beschreiben. Trotz des ubiquitären Einflusses der Organik auf das Sedimenttransportverhalten fehlt es bisher an einer Integration der Erkenntnisse in die Modellierungspraxis. Für die Abbildung der biochemischen Prozesse im Sinne einer Gewässergütemodellierung ist die Kenntnis der qualitativen Verteilung der Organismen und Arten in einem bestimmten Gebiet erforderlich, die aufgrund der hohen zeitlichen und räumlichen Variabilität und der Komplexität der beteiligten Prozesse derzeit nicht geschlossen abgebildet werden kann und zudem mit erheblichem Aufwand verbunden ist.

Im Rahmen der vorliegenden Arbeit wird der Einfluss der Organik implizit behandelt, indem natürliche Sedimente direkt aus dem Ästuar verwendet werden. Der Einfluss organischer Komponenten auf den Sedimenttransport wird jedoch nicht explizit untersucht.

3.1.5. Historische Betrachtungsweise der Bodenaustauschprozesse

Abschließend folgt ein kurzer geschichtlicher Abriss zur expliziten Betrachtung der Austauschprozesse an der Grenzschicht zwischen Wassersäule und Gewässersohle. Das heutige Wissen hierzu fußt zu einem großen Teil auf Arbeiten, die Hans Albert Einstein in den 1950er Jahren im Auftrag der US Armee zur Untersuchung von Problemen bei der Schiffbarkeit und Navigation in der Bucht von San Francisco initiierte (Winterwerp et al. 2021). Einstein entwickelte ein umfangreiches Untersuchungsprogramm, um das bis dahin unzureichend verstandene Transportverhalten von Feinsedimenten systematisch zu analysieren. Die praktischen Arbeiten wurden von Einsteins Doktoranden Ray Krone und Emmanuel Partheniades durchgeführt. Während sich Krone vor allem mit dem Transportverhalten suspendierter Sedimente und den damit verbundenen Mechanismen der Flockulation beschäftigte, konzentrierte sich Partheniades' Forschung auf den Sedimenttausch an der Grenzfläche zwischen Wassersäule und Gewässersohle. Krone und Partheniades erkannten, dass der Transport und der Verbleib von Feinsedimenten maßgeblich von den Bodenaustauschprozessen Erosion und Deposition determiniert werden.

Die experimentellen Arbeiten von Krone führten zu bahnbrechenden Erkenntnissen über den Zerfall und die Bildung von Flocken als Folge von strömungs- und turbulenzinduzierten Scherspannungen. Partheniades entwickelte das Prinzip des Kreisgerinnes und wandte es erstmalig zur laborbasierten Untersuchung des Erosionsverhaltens an. Seither findet das Kreisgerinne in rein

laborbasierten Erosionsstudien breite Anwendung (Krone 1962; Krishnappan 1993; Booij 1994; Hillebrand 2008). In der Folge führte Partheniades systematische Untersuchungen mit dem Kreisgerinne zum Erosions- und Depositionsverhalten kohäsiver Sedimente durch (Partheniades 1962, 1965; Mehta und Partheniades 1982; Partheniades 2009a). Sowohl Krone als auch Partheniades habilitierten sich, so dass ihre Doktoranden (Ariathurai, Arulandan, Kandiah) aus den experimentellen Ergebnissen das als Krone-Partheniades-Modell bekannte Gesetz zur Beschreibung der Deposition und Erosion kohäsiver Sedimente an der Grenzfläche zwischen Wassersäule und Gewässersohle ableiteten, es jedoch Partheniades zuschrieben (McAnally und Mehta 2000), siehe Kapitel 3.2. Viele der heutigen numerischen Modelle basieren weiterhin auf dieser linearen Bodenaustauschformulierung (Krone 1962; Partheniades 2009a; Mehta et al. 2014). Erst vor wenigen Jahren hat A. J. Mehta, einer der bekanntesten Doktoranden von Partheniades, seine eigenen Forschungsarbeiten und die seiner Vorgänger in dem bisher umfangreichsten Standardwerk zum Transportverhalten kohäsiver Sedimente zusammengefasst (Mehta 2014). Weitere wesentliche Grundlagenforschung zum Transportverhalten kohäsiver Sedimente wurde in Großbritannien von Whitehouse et al. (2000) und in den Niederlanden von Winterwerp und van Kersteren (2004h) durchgeführt.

In den weiteren Kapiteln erfolgt eine detaillierte Erläuterung der vertikalen Sedimenttransportprozesse Erosion, Deposition und Konsolidierung sowie eine Einführung in die Rheologie hochkonzentrierter Suspensionen.

3.2.Erosion

Der Begriff „Erosion“ bezeichnet im Allgemeinen den Abtrag von Sedimenten. Die Sedimente werden durch strömungsinduzierte Scherung von der Gewässersohle gelöst und in die Wasserphase resuspendiert. Die Erosion von Sedimenten stellt folglich einen der entscheidenden Prozesse für den Sedimenttransport in Ästuaren dar. Eine Vielzahl von Bereichen, darunter Geomorphologie, Schadstofftransport, Baggeraktivitäten, Kolkbildung an Bauwerken, Küstenlinienverschiebungen, Uferabbrüche und andere Phänomene, werden maßgeblich durch Erosionsprozesse beeinflusst (Chen et al. 2021). Die Erodibilität mariner und ästuariner Sedimente wurde daher in zahlreichen Studien untersucht (Winterwerp und Kranenburg 1997; Kranenburg und Winterwerp 1997; Kothyari und Jain 2010; Jacobs et al. 2011; Schoellhamer et al. 2017; Noack et al. 2018; Van Rijn 2020a; Chen et al. 2021; Chen et al. 2022).

In der Trübungszone von Ästuaren spielen Erosion und Deposition eine wesentliche Rolle, da sie die Ausbildung und Ausprägung der Gewässersohle sowie die Feststoffkomponenten in der Wassersäule bestimmen. Aufgrund der unterschiedlichen Erosionseigenschaften von kohäsiven und nichtkohäsiven Sedimenten erfolgt in der Regel eine getrennte Betrachtung und Modellierung beider Sedimenttypen. In Bezug auf die Erosion von kohäsiven Sedimenten wird häufig eine Differenzierung zwischen den Begriffen "Erosion" und "Entrainment" vorgenommen. Beide Begriffe beziehen sich auf die Rückführung von Feststoffen in die Wasserphase, wobei "Erosion" üblicherweise als die Ablösung von Partikeln aus einer festen Gewässersohle und "Entrainment" als die Ablösung von Partikeln aus einer hochkonzentrierten, aber weichen, teilweise noch fließfähigen Schicht interpretiert wird. Da der Übergang zwischen hochkonzentrierter Phase und fester Gewässersohle durch weiche und sich langsam verfestigende Ablagerungen kohäsiver Sedimente fließend ist und häufig keine klare Abgrenzung besteht, bleibt die Zuordnung dieser Begriffe oft unklar. In dieser Arbeit werden beide Prozesse unter dem Begriff „Erosion“ zusammengefasst. Der

der Erosion entgegengesetzte Prozess der Ablagerung von Sedimenten wird als Deposition bezeichnet und in Kapitel 3.3 beschrieben.

3.2.1. Prozessverständnis

Die vorherrschende Annahme zum Auftreten von Erosion ist, dass die angreifenden Kräfte eines Fließgewässers die Widerstandskräfte eines Sediments an der Gewässersohle zumindest lokal überschreiten. Bei kohäsiven Sedimenten wird von Erosion gesprochen, wenn Einzelpartikel, Flocken, Aggregate (Flockenverbünde) oder ganze Aggregatgruppen sich vom zusammenhängenden Korngerüst der Gewässersohle lösen (Partheniades 1965). Als Parameter, der die Widerstandskräfte einer Ablagerung beschreibt und dessen Schwellenwert überschritten werden muss, damit es zur Erosion kommt, wird üblicherweise eine kritische Erosionsschubspannung $\tau_{cr,E}$ bzw. eine kritische Schubspannungsgeschwindigkeit u_e^* für Erosion herangezogen.

Auf der Einwirkungsseite wird die Sohlschubspannung in einem Ästuar grundsätzlich durch die kombinierte Wirkung von Strömung und Wellen verursacht. Ausgehend vom logarithmischen Wandgesetz, das einen sohnahen Querschnitt im Geschwindigkeitsprofil einer Gerinneströmung darstellt, kann die Sohlschubspannung z.B. aus Fließgeschwindigkeitsmessungen und Schwebstoffmessungen abgeschätzt werden. Auf dieser Basis nennt beispielsweise Wyrwa (2003) eine maximale Sohlschubspannung für das Weserästuar von $\tau_b = 1,15 \text{ Pa}$. Bei der Bestimmung der tatsächlichen Sohlschubspannungen spielt die nur schwer bestimmbare und prognostizierbare sohnnahe Sedimentkonzentration eine zentrale Rolle, da diese die angreifende Sohlschubspannung bei erhöhten Viskositäten maßgeblich reduzieren können. Dies führt zu einer erhöhten Unsicherheit bei der Beschreibung der Sohlschubspannungen. Insbesondere im Bereich der Trübungszone von Ästuaren ist es möglich, dass aufgrund der veränderten Viskositäten von sohnnahen, hochkonzentrierten Suspensionen lokal eine signifikante Strömungs- und Turbulenzdämpfung auftritt und die auf Basis der mittleren Strömungsgeschwindigkeit und des logarithmischen Wandgesetzes berechneten Sohlschubspannungen überschätzt werden.

Der Erosionsprozess kohäsiver Sedimente wird von mehreren Faktoren beeinflusst, darunter die physikalischen Eigenschaften des Sediments (z.B. Wassergehalt und Korngrößenverteilung), die Stärke der Bindungen zwischen den Partikeln und die auf das Sediment einwirkenden äußeren Kräfte (z.B. Strömungsgeschwindigkeit, Wellenbewegung und Turbulenz). Abbildung 3.2-1 fasst einige wesentliche Einflussfaktoren der Erodibilität zusammen (Grabowski et al. 2011), wobei deren Wirkungsrichtung farblich ergänzt wurde. Hervorzuheben sind die Ablagerungshistorie einer Sedimentschicht (u.a. Dichtetiefenprofil), die Korngrößenverteilung, der Salzgehalt, der pH-Wert, die Temperatur und die Tonmineralogie. Erreicht eine hochkonzentrierte Suspension die kritische Grenzkonzentration für die Ausbildung einer Kornstruktur, auch als Gelpunkt oder strukturelle Dichte bezeichnet, steigt der Erosionswiderstand sprunghaft an (Mehta und McAnally 2008).

Neben den genannten physikalischen und chemischen Größen üben auch biologische Komponenten einen Einfluss auf die Erodibilität aus (siehe Kap. 3.1.4). Insbesondere in den letzten zwei bis drei Jahrzehnten ist das Bewusstsein für die Bedeutung des Einflusses biologischer Komponenten auf das Transportgeschehen gestiegen, so dass der qualitative und quantitative Beitrag zum Erosionsverhalten zunehmend untersucht wird (Winterwerp und Van Kesteren 2004a; Thom et al. 2012; Briggs et al. 2015).

Um die Einflussgrößen zu quantifizieren und Interdependenzen zu untersuchen, werden seit vielen Jahren Labor- und Feldstudien an Sedimenten künstlicher (Partheniades 1965; Schweim 2005; Jacobs et al. 2011; Perkey et al. 2020) und an Sedimenten natürlicher Zusammensetzung aus zahlreichen Gewässern durchgeführt (Parchure und Mehta 1985; Torfs 1995; Schweim 2005; Debnath et al. 2007). Die Ergebnisse der Untersuchungen zeigen, dass bestimmte Verhaltensmuster wie z.B. die in Abhängigkeit der Erosionsrate beobachteten Erosionsmodi standortübergreifend auftreten, deren Grenzen und Größenordnungen aber standortspezifisch sind (Shrestha und Blumberg 2020). Die Erosionsrate beschreibt dabei die pro Zeiteinheit erodierte Masse. Sie ist eine Funktion der Überschussschubspannung, also der Differenz zwischen angreifender und abwehrender Schubspannung.

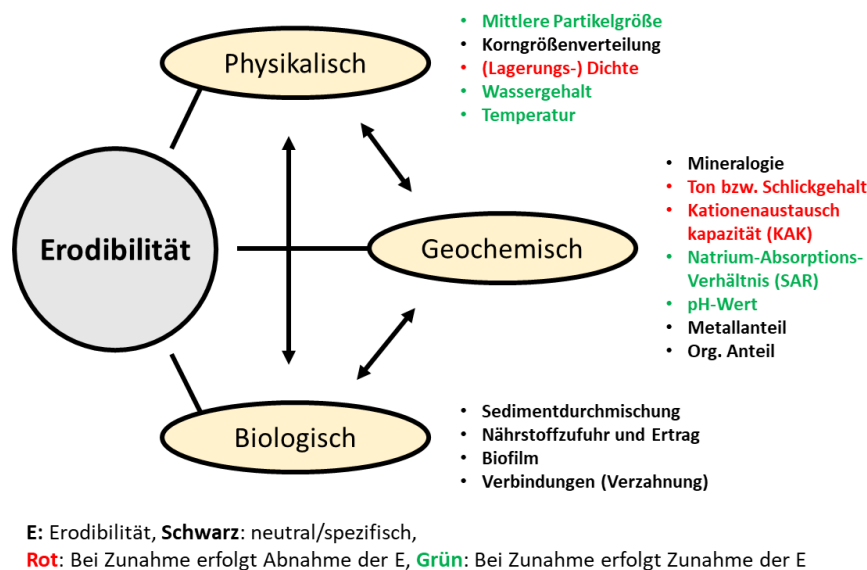


Abbildung 3.2-1: Übersicht zu Einflussfaktoren im Hinblick auf die Erodibilität kohäsiver Sedimente; erweitert nach Grabowski et al. (2011)

In Abhängigkeit vom Zustand des deponierten Sediments sowie der Strömungsbelastung werden drei wesentliche Erosionsmodi beobachtet (Winterwerp und Van Kesteren 2004g; McAnally et al. 2007b; Hillebrand 2008; Mehta 2014):

- (I) Entrainment
- (II) Flocken- oder Oberflächenerosion
- (III) Massenerosion

Das Verständnis zu den Erosionsmodi wird nachfolgend konkretisiert.

- (I) Entrainment tritt auf, wenn sich die Sedimentschicht noch in einem viskosen Zustand befindet (Winterwerp und Van Kesteren 2004c). In diesen Schichten sind in der Regel noch keine effektiven Spannungen wirksam. Ein Beispiel solcher Schichten sind kurzfristig gebildete Flüssigschlicklagen ohne lange Setzungshistorie in einem schiffbaren Kanal. Winterwerp und van Kersteren (2004h) unterscheiden zwei Wirkungsweisen des Entrainments. Entweder ist die Wassersäule turbulent und die Flüssigschlickschicht nicht. Dann findet Entrainment ausgehend von der Wassersäule statt. Bewegt sich die Flüssigschlickschicht jedoch mit der Strömung und wird durch die Reibung an der darunter liegenden verfestigten Gewässersohle turbulent, so geht das Entrainment in die

Wassersäule von der Flüssigschlickschicht aus. Die Verflüssigung einer gesetzten Gewässersohle, also das Wiedereindringen von Wasser in den oberen Sohlbereich beispielsweise durch Welleneinwirkungen wird unter dem Begriff Entrainment subsummiert oder als eigener Erosionsmodus beschrieben (Mehta und McAnally 2008).

- (II) Unter *Flockenerosion* wird der Vorgang verstanden, bei dem einzelne Partikel oder ganze Flocken von der Gewässersohle gelöst und resuspendiert werden. Dies tritt auf, wenn Sohl Schubspannungsspitzen der Strömung den Scherwiderstand von Flocken bzw. die Adhäsion zwischen Flocken und Gewässersohle kurzzeitig übersteigen. Typische Erosionsraten für Flockenerosion E_F liegen zwischen $3 \cdot 10^{-6} \text{ kg/m}^2\text{s}$ und $1 \cdot 10^{-4} \text{ kg/m}^2\text{s}$ (Whitehouse et al. 2000; Winterwerp et al. 2021). Findet eine flächenhafte Ablösung von Aggregatgruppen oder Schichten von Flocken von der Gewässersohle statt, werden diese durch das umgebende Fluid ersetzt und resuspendiert. Es treten lokale Furchen oder Ablösungen mit wenigen Quadratzentimetern Fläche auf. Dieser Vorgang wird als Oberflächenerosion verstanden und tritt beispielsweise auf, wenn überkonsolidierte Böden aufquellen oder wenn Druckschwankungen zum Wassereintrag führen. Die Transition zwischen Flocken- und Oberflächenerosion ist häufig fließend und messtechnisch schwer zu erfassen, wodurch eine Abgrenzung unmöglich wird. Im weiteren Verlauf der Arbeit wird zusammenfassend der Begriff Flockenerosion verwendet.
- (III) Massenerosion ist definiert als ein undrainerter Erosionsprozess, bei welchem die Advektion gegenüber der Diffusion dominiert und folglich hohe Peclet-Zahlen auftreten. Im Falle von *Massenerosion* übersteigen die angreifenden Kräfte der Strömung die undrainierte Scherfestigkeit der Gewässersohle, was zum Sohlbruch führt und eine großflächige Erosion von Sedimenten zur Folge hat (Winterwerp und Van Kesteren 2004g). Typischerweise tritt Massenerosion in Ästuaren auf, wenn die Strömungsgeschwindigkeiten nach den Kenterphasen stark zunehmen. Das Phänomen der Massenerosion ist noch nicht hinreichend verstanden bzw. beschrieben (Winterwerp und Van Kesteren 2004g). Erosionsraten für Massenerosion E_M beginnen bei etwa $10^{-3} \text{ kg/m}^2\text{s}$ (Mehta et al. 2015).

Wenn ein Erosionsprozess stattfindet, wird die Erodibilität einer Sedimentablagerung in zwei Typen unterschieden. Ein Sedimentbett vom Typ I weist aufgrund von Stratifikations- oder Konsolidierungseffekten eine Zunahme der Dichte mit der Tiefe auf, was mit einer Abnahme der Erodibilität und einer Zunahme der kritischen Sohlschubspannung einhergeht. Ein Sedimentbett vom Typ II weist über das Tiefenprofil konstante Eigenschaften auf, so dass die Erodibilität über die Tiefe konstant ist. Tritt Erosion auf, so hat dies einen unterschiedlichen Verlauf zur Folge. Eine Typ I-Erosion verläuft asymptotisch, d.h. nach Überschreiten der kritischen Erosionsschubspannung nimmt die Erosionsrate mit zunehmender Eindringtiefe des Erosionsprozesses in das Sediment ab, bis die kritische Erosionsschubspannung des Sediments durch die angreifende Sohlschubspannung nicht mehr überschritten wird. Im Gegensatz dazu verläuft eine Erosion vom Typ II theoretisch mit konstanter Erosionsrate, solange die aufgebrauchte Sohlschubspannung konstant bleibt.

Ergänzend dazu haben verschiedene Forschende (Roberts et al. 1998; Sanford und Maa 2001; Chen et al. 2018) unabhängig voneinander nachgewiesen, dass die Kohäsivität und damit die Erodibilität neben dem Korndurchmesser maßgeblich durch die Lagerungsdichte von Partikeln und Flocken determiniert wird. Die Gesamtdichte einer Sedimentablagerung korreliert stark mit der Lagerungsdichte und kann daher als wichtiger Proxy zur Beschreibung der Erodibilität

herangezogen werden. Darüber hinaus wird die Erodibilität durch das Verhältnis des Sandanteils zum Schlickanteil (Korngrößen der Schluff und Tonfraktion) moduliert.

Weiterhin haben sich zwei unterschiedliche Betrachtungsweisen des Erosionsprozesses etabliert, die im Wesentlichen für die Modellierung von Bedeutung sind:

- (I) kritische Grenzschubspannungen zur Determination des Erosionsbeginns
- (II) Grenzschubspannungsfreie Erosionsverläufe

Das Denkmodell (I) postuliert, dass Erosion nur oberhalb einer bestimmten Grenzschubspannung auftritt. Dieses Modell folgt einem Schwellenwertansatz. Im Gegensatz dazu geht das Denkmodell (II) davon aus, dass Erosion unabhängig von der Intensität der Einwirkung immer auftritt.

Beide Modelle stellen letztlich Annahmen zum Übergang vom festen Untergrund zum Schwebstoff dar. Die wichtigste Größe in beiden Denkmodellen ist die Sohlschubspannung (Wyrwa 2003). Die Bestimmung der kritischen Erosionsschubspannung bzw. des funktionalen Zusammenhangs zwischen Sohlschubspannung und Erosionsrate ist seit jeher und auch in jüngster Zeit Gegenstand experimenteller Untersuchungen (Simon et al. 2010; Ahmad et al. 2011; Mehta et al. 2015; Wu et al. 2018; Van Rijn 2020b). Die Abhängigkeit der kritischen Erosionsschubspannung vom Verfestigungsgrad der Gewässersohle wird in mehreren Untersuchungen bestätigt (Whitehouse et al. 2000; Winterwerp und Van Kesteren 2004h; Mehta 2014). Typische kritische Erosionsschubspannungen $\tau_{cr,E}$ von teilkonsolidierten kohäsiven Sedimenten liegen im Bereich von $0,1 - 0,2 \text{ Pa}$ (Torfs et al. 1996). Einen guten Überblick über kritische Erosionsschubspannungen für Sedimentgemische mit kohäsiven Eigenschaften gibt van Rijn (2020b).

Die Anwendung von Erosionsmodellen nach dem Schwellenwertansatz ist bis heute gängige Praxis (Whitehouse et al. 2000; Maa et al. 2007; Kühn 2007; Hillebrand 2008; Grabowski et al. 2011), obwohl bereits bei den niedrigsten angesetzten Sohlschubspannungen Erosion beobachtet wird. Der Grenzwert $\tau_{cr,E}$ wird daher auch unterschiedlich definiert. Einige betrachten ihn als Schwelle, bei der die Bewegung beginnt. Für andere ist er der Schwellenwert, bei dem eine signifikante Erosion beginnt, und wieder andere definieren ihn durch Extrapolation der Daten der Erosionsrate als Funktion der Sohlschubspannung auf null (Sanford und Maa 2001). Der Grenzwert ist also klein oder gar nicht vorhanden, was aber in der Berechnungspraxis bisher kaum berücksichtigt wird.

Grabowski et al (2011) beschreiben analog zum Denkmodell (I) die Erodibilität einer Gewässersohle als das Verhältnis der kritischen Erosionsschubspannung zur Erosionsrate nach Überschreiten der kritischen Sohlschubspannung. Theoretisch findet in diesem Fall Erosion statt, solange die kritische Sohlschubspannung überschritten wird. In natürlichen Sedimentablagerungen nehmen die Dichte und damit der Erosionswiderstand in der Regel mit der Tiefe zu, sodass die tiefenlimitierte Erosion irgendwann zum Stillstand kommt (Mehta 1988).

3.2.2. Modellierung

In der Vergangenheit wurden von zahlreichen Autoren weitgehend allgemeingültige empirische Zusammenhänge zur Beschreibung des Erosionsverhaltens entweder für rein nicht-kohäsive, sandige Sedimente (Shields 1936; Soulsby 1997) oder für rein kohäsive ton- und schluffhaltige Sedimente formuliert (Partheniades 1962; Mehta und Partheniades 1982; Parchure und Mehta 1985; Kranenburg und Winterwerp 1997; Winterwerp und Kranenburg 1997; Whitehouse et al.

2000; Sanford und Maa 2001; Schweim 2005; Partheniades 2009a; Mengual et al. 2017; Krishnappan et al. 2020; Chen et al. 2021). Einen detaillierten Überblick über die Studien geben van Rijn (1993) und Soulsby (1998) für nicht-kohäsive Sedimente sowie Winterwerp (1989), Whitehouse et al. (2000) und Winterwerp et al. (2021) für kohäsive Sedimente. Obgleich die gängigen Methoden gegenwärtig in der Lage sind, den Massenaustausch in gewissen Grenzen adäquat zu beschreiben, stellt die durch die Dynamik und die gewässerspezifischen Eigenschaften der Prozesse bedingte Varianz der Kenngrößen nach wie vor eine Herausforderung dar, die durch ästuar-spezifische Untersuchungen zur Bestimmung der spezifischen Modellgrößen bewältigt werden muss (Kombiadou und Krestenitis 2013).

Nach den Untersuchungen von Shields (1936) wird der Bewegungsbeginn und damit das Erosionsverhalten von Sedimenten im nichtkohäsiven Bereich ($d > 0,063 \text{ mm}$) in guter Näherung in Abhängigkeit vom Durchmesser und der Masse der Partikel beschrieben:

$$\vartheta_{sh,cr} = \frac{\tau_{cr,E}}{(\rho_s - \rho_w)gd} = \vartheta_{cr,0}(Re_p) \quad (3.2.1.)$$

wobei $\vartheta_{sh,cr}$ der kritische Shields-Parameter, $\tau_{cr,E}$ die kritische Erosionsschubspannung, d der mittlere Partikeldurchmesser, g die Erdbeschleunigung und ρ_s und ρ_w die Korn- bzw. Wasserdichte sind. $\vartheta_{cr,0}$ ist dann eine Funktion der Partikel-Reynolds-Zahl Re_p , definiert als $Re_p = (u_{cr}d)/\nu$ mit der kritischen Schubspannungsgeschwindigkeit u_{cr} und der kinematischen Viskosität ν des Wassers.

Der Shields-Parameter ϑ_{sh} ist ein dimensionsloses Maß für die auf ein Sedimentpartikel wirkende Schubspannung und wird häufig als Verhältnis der Schubspannung am Sedimentpartikel zum Produkt aus dessen Gewicht und der Abnahme der Auftriebskraft dargestellt. Wird die Beziehung zwischen dem Shields-Parameter auf der y-Achse und der Partikel-Reynolds-Zahl auf der x-Achse aufgetragen, erhält man das sogenannte Shields-Diagramm, das zur Bestimmung der kritischen Sohlschubspannung verwendet wird. Im Shields-Diagramm wird deutlich, dass die kritischen Schubspannungen mit der Korngröße abnehmen. Gelangen die Partikelgrößen jedoch in den Bereich, in dem kohäsive Wechselwirkungen eine Rolle spielen, unterschätzt die Shields-Formulierung die kritischen Schubspannungen systematisch, da die hier zunehmende Wirkung der interpartikulären Wechselwirkungen auch eine Zunahme der kritischen Schubspannung für Erosion zur Folge hat. Da Shields (1936) nur einen kleinen Datensatz verwendete, wurde die Datenbasis für das Shields-Diagramm zur Beschreibung des Transports sandiger Sedimente in den letzten Jahrzehnten beständig erweitert.

Zur Beschreibung des Erosionsprozesses kohäsiver Sedimente wurde daher eine Vielzahl von eigenständigen mathematischen Formulierungen verwendet. Ein integrativer Ansatz zur Beschreibung des Erosionsverhaltens von Sand, Ton-Schluff-Sand-Gemischen und reinem Ton bzw. Ton-Schluff-Gemischen befindet sich in der Entwicklung (Mitchener und Torfs 1996; Kothyari und Jain 2010; Jacobs et al. 2011; Mengual et al. 2017; Van Rijn 2020a; Chen et al. 2021), insgesamt fehlt aber nach wie vor ein ganzheitliches und allgemein akzeptiertes Prognosemodell. Hierfür sehen Grabowski et al. (2011) zwei wesentliche Gründe. Erstens erschweren die starken interpartikulären Anziehungskräfte die Anwendung theoretischer Ansätze, die häufig rein auf dem Prinzip der Impulserhaltung basieren. Zweitens werden empirische Ansätze durch die große Anzahl an Sedimenteigenschaften, die den Erosionsprozess beeinflussen, und die fehlende Standardisierung bei der Untersuchung dieser Eigenschaften eingeschränkt. Neuere

Forschungsarbeiten zu integrativen Modellierungsstrategien konzentrieren sich auf die Entwicklung von Formulierungen der kritischen Erosionsschubspannung in Abhängigkeit von den jeweiligen Anteilen der Fraktionen im Sedimentgemisch (Le Hir et al. 2011; Grasso et al. 2015; Mengual et al. 2017). Das Ziel besteht in der ganzheitlichen Modellierung der kritischen Erosionsschubspannungen aller möglichen Zusammensetzungen von Feinsedimentgemischen (Mengual et al. 2017; Chen et al. 2018).

Im Folgenden erfolgt zunächst eine Diskussion ausgewählter, in der Praxis etablierter Ansätze zur Bestimmung der kritischen Erosionsschubspannung. Darauf aufbauend werden vielversprechende, innovative Ansätze präsentiert, bevor im Anschluss Modellansätze zur Beschreibung der Erosionsrate erörtert werden.

Thorn und Parsons (1980) haben die kritische Erosionsschubspannung einer frisch deponierten und nur teilweise konsolidierten Sedimentschicht tiefenunabhängig nur in Abhängigkeit vom Feststoffanteil ϕ_s abgebildet:

$$\tau_{cr,E} = E_1 \phi_s^{E_2} \quad (3.2.2.)$$

wobei E_1 und E_2 standortspezifische Formparameter mit SI-Einheiten sind. Die Parameter wurden für eine Trockendichte im Bereich von $\rho_d = 30 - 400 \text{ kg/m}^3$ zu $E_1 = 0,0012$ und $E_2 = 1,2$ bestimmt (Whitehouse et al. 2000). Mitchener et al. (1996) erweiterten die Beziehung auf konsolidierte Böden mit Gesamtdichten bis $\rho_b < 1800 \text{ kg/m}^3$:

$$\tau_{cr,E} = E_3 (\rho_b - 1000)^{E_4} \quad (3.2.3.)$$

wobei für die Anpassungsparameter eine Näherung von $E_3 = 0,015$ und $E_4 = 0,73$ angegeben wird. Die Verwendung der Gesamtdichte ermöglicht die Berücksichtigung des Salzgehalts, Mitchener et al. (1996) verzichteten jedoch darauf. Durch Substitution des Substrands mit der Dichte des Wassers könnte die Prognosequalität des Modell verbessert und ein weiterer Einflussfaktor einbezogen werden.

Van Ledden (2003) entwickelte eine empirische Formulierung zur Beschreibung der kritischen Erosionsschubspannung von Ton-Schluff-Sand-Gemischen als Funktion des Schlickanteils p_m (Summe der Ton- und Schlufffraktion), des kritischen Schlickanteils $p_{m,cr}$ (Grenze für dominant kohäsives Verhalten) sowie der kritischen Erosionsschubspannung von reinem Sand τ_{cr,E_s} und einem Ton-Schluff-Gemisch $\tau_{cr,E_{mud}}$. Die Gleichung lautet:

$$\tau_{cr,E} = \begin{cases} \tau_{cr,E_s} (1 + p_m)^{\beta_v} & \text{für } p_m \leq p_{m,cr} \\ \frac{\tau_{cr,E_s} (1 + p_{m,cr})^{\beta_v} - \tau_{cr,E_{mud}}}{1 - p_{m,cr}} (1 - p_{m,cr}) + \tau_{cr,E_{mud}} & \text{für } p_m > p_{m,cr} \end{cases} \quad (3.2.4.)$$

Der empirisch zu ermittelnde Koeffizient β_v liegt im Bereich von 0,75 – 1,25. Mit dem kritischen Schlickanteil $p_{m,cr}$ wird der Sedimenttyp und damit die Formulierung zur Ermittlung der kritischen Erosionsschubspannung unterschieden. Der kritische Schlickanteil wird nach Van Ledden (2003) in Abhängigkeit der Dominanz der Kohäsivität auf einen Wert von ca. 5 – 10 % festgelegt.

Eine Formulierung für Ton-Schluff-Sand-Gemische, die ebenfalls auf den kritischen Erosionsschubspannungen für reinen Sand und reinen Schlick basiert, aber ohne den kritischen Schlickanteil auskommt, wird von Ahmad et al (2011) vorgeschlagen:

$$\tau_{cr,E} = e^{E_s(1-\frac{1}{p_s})} \tau_{cr,E_s} + (1 - p_s) \tau_{cr,E_m} \quad (3.2.5.)$$

Der Sandanteil p_s ist dabei definiert als das Verhältnis der Trockenmasse des Sandes zur Gesamttrockenmasse des Sediments.

Der Nachteil solcher Ansätze ist, dass nicht eindeutig definiert ist, wie die kritischen Erosionsschubspannungen für reine Ton-Schluff-Gemische berechnet bzw. für natürliche Ton-Schluff-Sand-Gemische bestimmt werden. Weiterhin bleiben die Ansätze empirisch geprägt.

Chen et al. (2018) haben einen vereinheitlichten Ansatz zur Beschreibung der kritischen Erosionsschubspannung von Sand, Ton-Schluff-Gemischen und Ton-Schluff-Sand-Gemischen entwickelt. Ausgehend vom Kräftegleichgewicht eines Sedimentpartikels an der Oberfläche des Sedimentbetts, das einer unidirektionalen Strömung ausgesetzt ist, bezieht das Modell wichtige Sedimentparameter und zusätzliche Koeffizienten ein, um die kritische Erosionsschubspannung unter Berücksichtigung des Ton- und Schluff-Anteils zu bestimmen:

$$\tau_{cr,E} = \vartheta_{cr0}(\rho_s - \rho)gd_s + \vartheta_{cr1}\rho \frac{1}{d_m} \left(\frac{\rho_{sdc}}{\rho_{sc}} \right) \left(\frac{1}{\rho_{sc}} \frac{p_m \rho_{dm} \rho_{sn}}{\rho_{sdc} \rho_{sn} - p_s \rho_{dm}} \right) \quad (3.2.6.)$$

wobei $\rho, \rho_s, \rho_{sdc}, \rho_{sc}, \rho_{sc}$ und ρ_{dm} die Dichte des Wassers, die Dichte der mittleren Partikelgröße des Sediments, die stabile (auskonsolidierte) Trockendichte des Ton- und Schluffanteils, die mittlere Dichte der Ton- und Schluffpartikel, die Dichte der Sandpartikel und die Gesamttrockendichte des Sediments sind. Der Schlick- bzw. der Sandanteil werden durch p_m und p_s und die mittlere Korngröße d_m wiedergegeben. Das Modell berücksichtigt auch den kritischen Shields-Parameter ϑ_{cr} , wurde mit experimentellen Daten kalibriert und validiert und hat sich als relativ genau erwiesen. In einer Überarbeitung des Ansatzes kommen Chen et al. (2021) zu folgender Formulierung:

$$\tau_{cr,E} = \begin{cases} \vartheta_{cr,0}(d_{s*})(\rho_{ps} - \rho)gd_s + \frac{A}{d_m} \left(\frac{\rho_d}{\rho_{pm}} \right)^{\frac{2}{3}} \left[\left(\frac{\rho_d}{\rho_{pm}} \right)^{-\frac{1}{3}} - 1 \right]^{-2} e^{2,4 \frac{\rho_d}{\rho_{pm}}}, p_m \leq p_{mcr} \\ \frac{A}{d_m} \left(\frac{\rho_d}{\rho_{pm}} \right)^{\frac{2}{3}} \left[\left(\frac{\rho_d}{\rho_{pm}} \right)^{-\frac{1}{3}} - 1 \right]^{-2} e^{2,4 \frac{\rho_d}{\rho_{pm}}}, p_m > p_{mcr} \end{cases} \quad (3.2.7.)$$

wobei p_m und $p_{m,cr}$ der prozentuale und der kritische Anteil der Schlickfraktion sind. Der kritische Anteil $p_{m,cr}$ definiert außerdem den Übergang zwischen kohäsivem und nichtkohäsivem Materialverhalten. Die Formulierung ist deshalb interessant, weil sie mit A nur einen einzigen empirischen Anpassungsparameter benötigt und damit eine weitgehend physikalisch basierte Formulierung zur Bestimmung von kritischen Erosionsschubspannungen ist. Die Formulierung ist für den gesamten Bereich der in natürlichen Gewässern vorkommenden Ton-Schluff-Sand-Verhältnisse von Sedimenten repräsentativ. Im Rahmen dieser Arbeit ist der zweite Term von Bedeutung, da stets $p_m > p_{m,cr}$ gilt.

Neben der Bestimmung der kritischen Erosionsschubspannung ist die Kenntnis der Erosionsrate E ein elementarer Bestandteil zum Verständnis des Erosionsprozesses. Partheniades (1962), Ariathurai (1974), Arulanandan (1978) und Kandiah (1974) leisteten an der University of California in Davis und Berkeley Pionierarbeit bei der Entwicklung der als „Ariathurai-Partheniades-Modell“ bekannten Formulierung (McAnally und Mehta 2001). Der häufig verwendete singuläre Verweis auf Partheniades (1962) als Quelle berücksichtigt nicht ausreichend, in welchem Umfang weitere Autoren an der Entwicklung des Modells beteiligt waren. Mit Verweis auf den hier erfolgten Hinweis zum Hintergrund der Modellentwicklung erfolgt die Bezugnahme auf das Modell im weiteren Verlauf dieser Arbeit jedoch ebenfalls als Partheniades-Modell mit Quellenangabe Partheniades (1962). Das Partheniades-Modell (1962) wurde für rein kohäsives Material entwickelt und ergibt sich aus dem Verhältnis der effektiven Sohlschubspannung τ_b und der kritischen Erosionsschubspannung $\tau_{cr,E}$:

$$E = E_0 \left(\frac{\tau_b}{\tau_{cr,E}(z)} - 1 \right)^{E_6}, \text{ wenn } \tau_b \geq \tau_{cr,E} \quad (3.2.8.)$$

Whitehouse et al (2000) folgern, dass die Erosionsrate E von der Differenz zwischen kritischer und wirksamer Sohlschubspannung und dem Dimensionsparameter E_0 abhängt. Für kohäsive Sedimente sind die empirischen Parameter E_0 und E_6 eine Funktion der Sedimentzusammensetzung. Der Parameter E_0 entspricht der Erosionsrate bei $\tau_b = 2\tau_{cr,E}$. Bei Anwendung des Modells auf nichtkohäsive Sedimente sind sie eine Funktion des Partikeldurchmessers und der Partikeldichte. Das Modell wurde ursprünglich nicht für gemischte Feinsedimente entwickelt. Unter der Annahme, dass hauptsächlich die Ton- und Schluff-Anteile eines Sedimentgemisches erodieren, kann dieses Gesetz jedoch ebenfalls mit zufriedenstellenden Ergebnissen angewendet werden.

Als weiterer Ansatz wurde aus den Untersuchungen von Partheniades (1962) und Ariathurai (1974) das folgende Modell entwickelt:

$$\ln \left(\frac{E}{E_F} \right) = E_7 \left(\tau_b - \tau_{cr,E}(z) \right)^{E_8} \quad (3.2.9.)$$

wobei E_F die Flockenerosionsrate beschreibt und E_7 bzw. E_8 Anpassungsparameter sind. Oberflächensedimente können besser durch Gleichung (3.2.8) und kompaktere Sedimente besser durch Gleichung (3.2.9) beschrieben werden, was die Notwendigkeit der Anwendung von Multimodellansätzen verdeutlicht (Tolhurst et al. 2009). Parchure und Mehta (1985) kamen zu einem vergleichbaren Ansatz, wobei der Parameter E_8 mit 0.5 festgelegt wurde.

Eine andere Form des Partheniades-Modells (1962) mit dimensionsbehafteter Ausdrucksform der Überschussspannung lautet:

$$E = E_0 (\tau_b - \tau_{cr,E})^{E_{10}} \quad (3.2.10.)$$

Die in der Gleichung enthaltenen Größen sind mit Ausnahme der effektiven Sohlschubspannung τ_b Widerstandsparameter des Sediments, welche stets von den lokalen Begebenheiten abhängig sind (Mehta 1993). Partheniades, Ariathurai und viele andere Autoren setzten $E_{10} = 1$, was die Beziehung zwischen Erosionsrate und Sohlschubspannung linearisiert. Für Sedimente, deren Eigenschaften sich nicht mit der Tiefe ändern (Typ II Erosion), wird fast ausschließlich Gleichung (3.2.10) verwendet.

Sanford und Maa (2001) analysieren das Erosionsverhalten zur Beschreibung der tiefenbegrenzten (Typ I) oder tiefenunbegrenzten (Typ II) Erosion. Hierzu stellen Sie eine Anpassung der klassischen linearen Erosionsformulierung vor, in der sowohl der zeitliche Verlauf t der (in Erosionsversuchen) aufgetragenen Sohlschubspannung τ_b als auch die Abhängigkeit mit der Tiefe z oder der erodierten Sedimentmasse m ($a = m$ oder $a = z$) der kritischen Erosionsschubspannung $\tau_{cr,E}$ und die Rate der Abnahme λ über die Zeit berücksichtigt werden:

$$E(a, t) = M(a) [\tau_b(t) - \tau_{cr,E}(a)] e^{-\lambda t} \quad (3.2.11.)$$

Der Übergang zwischen Typ I und Typ II Erosion kann mit dieser Formulierung fließend dargestellt werden. Es ist davon auszugehen, dass Typ II Erosion in der Natur nicht oder nur für theoretisch geringe Schichtdicken vorkommt, da hierfür homogene Sedimenteigenschaften mit der Tiefe angenommen werden müssen.

Schweim (2005) findet für das gleiche Prozessverständnis andere Begriffe. Er beschreibt Typ I Erosion als Oberflächenerosion und Typ II Erosion als Tiefenerosion. Mit dem Ziel, Tiefen- und Oberflächenerosion in einer Formulierung zusammenzuführen, stellt Schweim (2005) ein Modell unter Verwendung dimensionsloser Effekte der Sohlschubspannung vor:

$$E = \begin{cases} v_{Ero} * \rho(t) * \frac{\tau_b - \tau_{ce}(z)}{\tau_{ce}(z)} & \text{für } \tau_b \geq \tau_{ce} \\ 0 & \text{für } \tau_b < \tau_{ce} \end{cases} \quad (3.2.12.)$$

Das Modell nach Schweim aus Gleichung (3.2.12) entspricht dem Ansatz nach Partheniades (2009a), wenn die Sedimenteigenschaften sich nicht mit der Tiefe ändern. Für die Oberflächenerosion ist somit die Erosionsrate linear proportional zur Sohlschubspannung und es wird der Proportionalitätsfaktor als Produkt aus tiefen- und zeitabhängiger Dichte $\rho(z, t)$ und Erosionsgeschwindigkeit v_{Ero} eingeführt.

Die Verfügbarkeit von Gleichungen zur expliziten Beschreibung der Massenerosion von Ästuarsedimenten ist begrenzt. Häufig werden Gleichungen der Form von Gleichung (3.2.8) oder (3.2.10) verwendet, obwohl diese ursprünglich zur Modellierung der Oberflächenerosion entwickelt wurden. Diese Ansätze haben zum Teil bodenmechanische Grundlagen und sind praktisch, weil sie versuchen, einen komplexen Prozess mit einer einfachen Zwei-Parameter-Gleichung zu beschreiben. Die kritische Erosionsschubspannung für die Massenerosion wird als vollständiges Versagen des Bodens angenommen, so dass die Fließgrenze τ_F als Maß für den Erosionswiderstand der Gewässersohle gegen Massenerosion verwendet werden kann (Mehta 2014). Die Gleichung lautet:

$$\frac{E_M}{E_{M,0}} = \left(\frac{\tau_b - \tau_F}{\tau_F} \right) \quad (3.2.13.)$$

wobei $E_{M,0}$ und τ_F für Massenerosion natürlich größer sind, als $E_{M,0}$ und τ_F für Flocken- und Oberflächenerosion.

Ein weiterer Ansatz zur Abbildung der Erosionsrate bei Massenerosion wird von Ariathurai und Krone (1977) beschrieben:

$$E = \frac{\rho_b z_b}{\Delta t} \quad (3.2.14.)$$

wobei Δt die kurze Zeitspanne beschreibt, in der eine Sohlschicht der Mächtigkeit Δz_b und der Gesamtdichte ρ_b erodiert. Winterwerp et al. (2012) formulieren Gleichung (3.4.2) leicht um und schlagen einen physikalisch basierten Ansatz zur Abschätzung des Koeffizienten $E_{M,0}$ vor. Weiterhin weisen bereits Winterwerp und Van Kesteren (2004h) auf den generellen Forschungsbedarf zur Beschreibung der Massenerosion hin, der auch heute noch aktuell und für die Modellierungspraxis sehr relevant ist.

Insgesamt lässt sich festhalten, dass bisher kein allgemeingültiger Zusammenhang zur Beschreibung der Erosionsmechanismen und der Erosionsmodi aller Sedimentzusammensetzungen in Abhängigkeit von den umgebenden physikalischen und chemischen Bedingungen gefunden wurde, auch wenn Prozesse wie Entrainment, Flockenerosion oder Oberflächenerosion als allgemein gut verstanden gelten (Winterwerp und Van Kesteren 2004g). Die individuellen Eigenschaften von Sedimenten eines Ästuarsystems erfordern weiterhin ästuarspezifische Parametrisierungen zur adäquaten Beschreibung des Erosionsverhaltens.

3.2.3. Parameterbestimmung in experimentellen Untersuchungen

Wie in der Praxis häufig zu beobachten ist, werden vergleichbare Ansätze zur Abbildung von Erosionsprozessen verwendet, deren Parameter durch Labor- oder Feldmessungen empirisch bestimmt werden müssen. Im Anschluss werden die ermittelten Parameter in numerische Modelle integriert und einer Validierung unterzogen. Alternativ können sie auch in Parameterstudien weiter untersucht werden. Es sei darauf hingewiesen, dass sowohl die Methodik als auch die Apparaturen einen messbaren Einfluss auf die Größe der ermittelten Parameter ausüben. Des Weiteren konnte festgestellt werden, dass die Parameter, welche die Erodibilität in situ beschreiben, in der Regel höher sind, als dies bei einer laborbasierten Bestimmung der Fall ist (Kombiadou und Krestenitis 2013).

Aus dem derzeitigen Verständnis sowie der Abbildung dieses Verständnisses in Modellfunktionen geht hervor, dass die Sohlschubspannung auf der Einwirkungsseite sowie die kritische Erosionsschubspannung, die Erosionsrate und -tiefe sowie die Dichte auf der Widerstandsseite die wichtigsten Größen zur Beschreibung des Erosionsprozesses sind. Dies gilt trotz der Existenz weiterer Einflussgrößen. Zur Ermittlung der kritischen Schubspannung existiert eine Vielzahl an methodischen Ansätzen, die in der Literatur vielfach diskutiert werden (Amos et al. 2003). Die Anwendung dieser Ansätze basiert auf der Interpretation der drei Größen Erosionstiefe, Erosionsrate und Sedimentkonzentration, welche durch den Erosionsprozess beeinflusst werden. Die Bestimmung der kritischen Erosionsschubspannung aus einem beobachteten Erosionsprozess kann nach Amos et al. (2003) folgendermaßen erfolgen:

- Auftragen der effektiven Schubspannung (x) gegenüber der erodierten Tiefe (y) und Anpassen einer Regressionsfunktion (meist eine Gerade). Die kritische Erosionsschubspannung ergibt sich dann aus dem Schnittpunkt der Funktion mit der x -Achse.
- Auftragen der Erosionsrate gegenüber der effektiven Sohlschubspannung und Anpassen einer Regressionsfunktion (meist eine Potenzfunktion, nach Amos et al. (2003) z.B. $E = 2,9 * 10^{-4} * \tau_b^{2,451}$). Amos et al. (2003) legen die kritische Flockenerosionsrate auf $E_{cr,F} = 10^{-5} \text{ kg/m}^2\text{s}$, abgeleitet nach Parchure und Mehta (1985). Für die Anpassung werden lediglich Messdaten oberhalb der kritischen Flockenerosionsrate verwendet. Die

kritische Erosionsschubspannung $\tau_{cr,EF}$ ergibt sich aus dem Schnittpunkt der Funktion mit der kritischen Flockenerosionsrate $E_{cr,F}$.

- Auftragen der Konzentration suspendierter Sedimente gegenüber der effektiven Sohlschubspannung und Anpassen einer Regressionsfunktion (meist eine Exponentialfunktion, nach Amos (2003) z.B. $C = 771\tau_b^{2,161}$). Die kritische Erosionsschubspannung ergibt sich dann am Schnittpunkt der Funktion mit der Hintergrundkonzentration C_{bg} bzw. mit der x-Achse.

Zur Bestimmung der kritischen Erosionsschubspannung aus Erosionsversuchen sind daher die Sedimentkonzentration und die Erosionsrate und unter Umständen auch die Erosionstiefe abzuleiten. Für etwaige Versuchsapparaturen haben sich in den letzten Jahrzehnten drei wesentliche Bauweisen bewährt:

- (I) Längsrinnen
- (II) Kreisgerinne
- (III) Erosionszylinder

Im Folgenden werden die Eigenschaften der Bauweisen näher erläutert:

- (I) Längsrinnen: Bei klassischen Längsrinnen wird die Strömung durch Rezirkulation des Prozesswassers erzeugt. Die Strömungsgeschwindigkeit wird durch die Regelung des Durchflusses eingestellt und die Sohlschubspannung aus dem Strömungsprofil abgeleitet. Sedimente werden manuell in das Gerinne eingebracht, durch Sedimentation deponiert oder punktuell an der Gerinnesohle entnommen und anschließend untersucht. Beispielsweise existiert mit dem „SETEG-Kanal“ ein Strömungskanal zur Bestimmung der tiefenabhängigen Erosionsstabilität von Gewässersedimenten (Noack et al. 2018; Beckers et al. 2019). Am „SETEG-Kanal“ werden Sedimente an einer Öffnung am Rinnenboden arretiert. Durch das Einfahren der Kerne in die Rinne können verschiedene Schichten untersucht und vertikale Informationen abgeleitet werden. Ähnlich funktioniert das kleiner dimensionierte „Erodimente“ des IFREMER in Brest (Le Hir et al. 2008).
- (II) Kreisgerinne: Das Prinzip des Kreisgerinnes beruht zu großen Teilen auf Überlegungen von Partheniades (1982). Bei Kreisgerinnen wird eine kontinuierliche Strömung durch die Rotation des Gerinnedaches und teilweise zusätzlich durch die Rotation der Gerinnewand erzeugt (Spork et al. 1995). Durch Kalibrierung und Validierung kann die gleichverteilte Strömung im Gerinne als Funktion der Gerinnedrehzahl ausgedrückt und daraus das Sohlschubspannungsprofil abgeleitet werden (Schweim 2005). Die gleichmäßige Ablagerung des Sediments wird durch das Einbringen des Sediments bei hoher Drehzahl und homogener Durchmischung gewährleistet. Nach Abschalten der Rotation setzt sich das Sediment ab und verfestigt sich über einen definierten Untersuchungszeitraum. Bei erneuter Rotation wird eine Strömung erzeugt und die Erosion unter kontrollierten Bedingungen eingeleitet. Zahlreiche Erosions- und Depositionsuntersuchungen wurden mit Kreisgerinnen durchgeführt (Krishnappan 1993; Ockenden 1993; Amos et al. 2003; Schweim 2005; Hillebrand 2008; Klassen 2017; Krishnappan et al. 2020; Van Rijn 2020a). Beispielsweise hat Schweim (2005) umfangreiche Erosionsstudien an künstlichem Sedimenten aus Kaolinit und an natürlichen Binnensedimenten aus der Talsperre Heimbach in der Nordeifel durchgeführt und ein Erosionsmodell für Flocken- und Oberflächenerosion abgeleitet, das die Dichte der Sedimentablagerung berücksichtigt.

Die Kreisgerinne sind in der Regel so groß (mehrere Meter Durchmesser und einige Tonnen Gewicht), dass ausschließlich laborbasierte Untersuchungen möglich sind. Amos et al. (2003) ist es dennoch gelungen ein kleinskaliges Kreisgerinne (das „*Sea Carousel*“) zu entwickeln, mit dem in strömungsarmen Gebieten geringer Wassertiefe oder im Watt auch in situ Untersuchungen möglich sind. Darüber hinaus existieren noch weitere Varianten von Kreisgerinnen (Neumeier et al. 2007).

- (III) Erosionszylinder: Erosionszylinder, bei denen die Strömung durch einen rotierenden Propeller oder eine rotierende Scheibe erzeugt wird, können als Miniaturausgaben von Kreisgerinnen betrachtet werden. Eine intern zirkulierende kontinuierliche Strömung ermöglicht die Erosion von Sedimenten im Probenkern. Die Bestimmung der kritischen Erosionsschubspannung erfolgt in der Regel über eine Konzentrationsmessung der suspendierten Sedimente oberhalb der beanspruchten Sedimentschicht. Erosionszylinder haben den Vorteil, dass sie aufgrund ihres geringen Gewichts und ihrer geringen Abmessungen leicht transportiert und im Feld eingesetzt werden können. Der Mikrokosmos (engl. auch Gust erosion microcosm system, GEMS) ist ein von Gust (1989) patentierter Aufbau eines Erosionszylinders mit rotierender Scheibe und zentraler Absaugung zur Homogenisierung der Sohlschubspannungen in definiertem Abstand unter dem Strömungsantrieb (Gust und Müller 1997; Thomsen und Gust 2000). Studien mit Mikrokosmen wurden vor allem im Watt (Schoellhamer und Manning 2010; Work und Schoellhamer 2018; Ha und Ha 2021) und im Labor (Dickhudt et al. 2011; Wiberg et al. 2013; Green Eyes LLC 2015; Briggs et al. 2015; Reid et al. 2016; Ha et al. 2018) durchgeführt. Khalili et al. (Khalili et al. 2008; Javadi und Khalili 2009) haben versucht, das Strömungsfeld des Mikrokosmos numerisch abzubilden, sind aber auf methodische Kritik des Patentinhabers gestoßen (Gust 2009). Ein weiterer Versuchsaufbau mit zirkulierender Zylinderströmung ist das EROMES-System, das einen Propeller als Antrieb verwendet (Schünemann 1991; Müller et al. 1995; Wengrove et al. 2015; Van Rijn 2020a).

Vergleiche verschiedener Erosionsapparaturen wurden z.B. von Tolhurst et al. (2000) und Gust und Müller (1997) durchgeführt. Die Autoren betonen, dass alle Apparaturen ihre Vor- und Nachteile haben und kein Ansatz eindeutig zu bevorzugen ist. Insbesondere ist zu beachten, dass die Ergebnisse zum Teil gerätespezifisch sind und die Ergebnisse mit Studien verglichen werden sollten, die einen ähnlichen methodischen Ansatz verfolgen.

Neben der experimentellen Bestimmung von Erosionsparametern ist die Kalibrierung und Validierung eines numerischen Modells eine mögliche Methode zur Festlegung der kritischen Erosionsschubspannung. Sie ist jedoch mit Unsicherheiten behaftet, da die Wahl der Parameter nicht physikalisch begründet ist. Zur Einordnung der durch numerische Kalibrierung ermittelten Größen sind in Tabelle 3.2.1 beispielhaft die von Hesse (2020) für das Weserästuar ermittelten Parameter aufgeführt.

Hesse (2020) verwendet zur Abbildung des Bodenaustauschverhaltens einen Fluff-Layer-Ansatz. Die Modellierung des Erosionsverhaltens des Fluff-Layers erfolgt nach dem linearen Ansatz von Partheniades aus Gleichung (3.2.10). Zur Modellierung des Erosionsverhaltens der festen Gewässersohle wird der dimensionsbereinigte, lineare Ansatz nach Partheniades aus Gleichung (3.2.8) verwendet.

Tabelle 3.2.1: Parameter für den Bodenaustausch nach Hesse (2020)

Bodenaustauschparameter	Schicht	Abkürzung	Einheit	Wert
Kritische Erosionsschubspannung	Fluff-Layer	$\tau_{cr,E_{Fluff}}$	[Pa]	1,0 E-2
	Bed-Layer	$\tau_{cr,E_{Bed}}$	[Pa]	6,0
Erodibilitätskoeffizienten	Fluff-Layer	M_0	[s/m]	1,0 E-4
		M_1	[ms/kg]	1,0 E-1
	Bed-Layer	M_B	[kg/m ² s]	1,0 E-1
Sedimentationskoeffizienten	Fluff-Layer	B_0	[kg/m ² s]	1,0
		B_1	[1/s]	1,0 E-6

Die oben genannten Erosionsmodelle berechnen die Erosion bzw. die Erosionsrate in Abhängigkeit von der kritischen Erosionsschubspannung der betrachteten Suspension an der Grenzfläche zwischen Wasser und Sedimentschicht. Die Bestimmung bzw. Berechnung der kritischen Erosionsschubspannung spielt somit eine entscheidende Rolle für die abgeleiteten Erosionsraten. Gelingt es für ein bestimmtes Sediment, die in Laborversuchen ermittelten kritischen Erosionsschubspannungen durch eine empirische Modellformulierung adäquat abzubilden, können auch die Erosionsraten entsprechend abgeleitet werden.

3.3.Horizontaler Transport

Erodierte Partikel werden in vertikaler, als auch in horizontaler Richtung transportiert. Die Beschreibung des horizontalen Transports ist Gegenstand dieses Kapitels. Da der Schwerpunkt dieser Arbeit auf der Betrachtung der vertikalen Transportprozesse liegt, wird an dieser Stelle lediglich eine kurze Einführung in den horizontalen Transport von suspendierten Sedimenten der Trübungszone gegeben. Auf eine weitergehende Betrachtung von Modell- und experimentellen Ansätzen wie in den anderen Kapiteln zur Beschreibung der Transportprozesse wird verzichtet.

Grundsätzlich erfolgt der horizontale Transport in Wechselwirkung zwischen Strömung und Sediment aus der Wassersäule. Dabei spielen sowohl die Eigenschaften der Partikel als auch die Strömungsbedingungen eine Rolle. Hier sind insbesondere die Flockulation sowie die Abhängigkeit des Transportverhaltens von der Sedimentkonzentration zu nennen (vgl. Kapitel 3.1 und 3.4 bis 3.6), die neben dem vertikalen auch den horizontalen Sedimenttransport entscheidend beeinflussen können. Der horizontale Transport ist ein multifaktorieller Prozess, der sich in den Transport durch Advektion und den Transport durch Dispersion unterteilen lässt.

Der Sedimenttransport durch Advektion erfolgt mit der Hauptströmung des Gewässers. Die Geschwindigkeit und die Richtung des advectiven Transports werden direkt von den Strömungsbedingungen, einschließlich der Strömungsgeschwindigkeit und der Strömungsrichtung, bestimmt. Der advective Massenstrom kann vereinfacht als Produkt der mittleren Strömungsgeschwindigkeit in [m/s], der Strömungsrichtung und der Sedimentkonzentration in [kg/m³] ausgedrückt werden.

Dispersion beschreibt die Ausbreitung von Partikeln in einem Wasserkörper durch eine Kombination von molekularer Diffusion und advectiven Transportprozessen. Die advective Komponente, auch differentielle Advektion genannt, entsteht aufgrund der räumlichen Variabilität der Strömungsgeschwindigkeiten. Die Variabilität der Strömungsgeschwindigkeiten führt dazu,

dass Partikel unterschiedlich schnell transportiert werden und sich dadurch räumlich weiter verteilen.

Die Diffusion wird in molekulare und turbulente Diffusion unterteilt. Bei der molekularen Diffusion bewegt sich das Sediment aufgrund von Konzentrationsunterschieden im mikroskopischen Bereich entlang des Gradienten von hoher zu niedriger Konzentration. Das Fick'sche Gesetz (vgl. z.B. (Malcherek 2018)) beschreibt die Verteilung von Partikeln aufgrund von Konzentrationsgradienten. Für den eindimensionalen Fall ergibt sich der diffusionsbedingte Massenstrom von Sedimenten aus dem Produkt des stoffbezogenen molekularen Diffusionskoeffizienten D_{mol} und dem Konzentrationsgradienten dC/dx . Bei der turbulenten Diffusion dagegen werden Partikel durch chaotische, ungerichtete Bewegungen der Strömung verteilt, die statistisch ebenfalls zu einem Ausgleich entgegen des Gradienten analog zur molekularen Diffusion bewirken. Unter Turbulenz versteht man unregelmäßige, wirbelartige Strömungen, die zu einer dreidimensionalen räumlichen Ausbreitung der Partikel führen können. Ein Maß für die Turbulenz ist die sogenannte Reynolds-Spannung, die in einer zweidimensionalen Strömung den zeitlichen Mittelwert des Produkts der fluktuierenden Geschwindigkeitskomponenten u' in x-Richtung und v' in y-Richtung darstellt. Analog zur Beschreibung der molekularen Diffusion kann der durch turbulente Diffusion verursachte Massenstrom im eindimensionalen Fall durch das Produkt eines Diffusionskoeffizienten D_{turb} mit dem Konzentrationsgradienten dx/dC beschrieben werden. Der Diffusionskoeffizient ist in diesem Fall jedoch eine Funktion der Turbulenz, die mit der Strömungsgeschwindigkeit korreliert ist. Die turbulente Diffusion findet auf makroskopischen Skalen statt und hat in der Regel eine größere Intensität, wodurch auch ihre Effekte wesentlich größer als die der molekularen Diffusion sind.

Die differentielle Advektion bezeichnet die räumliche Verteilung von Sedimenten, welche durch Variationen in der Strömungsgeschwindigkeit bedingt ist. Mit fortschreitender Zeit und zunehmender Distanz gewinnt die zufällige, seitliche Bewegung durch Turbulenz an Einfluss auf die Verteilung der Partikel. In diesem Kontext verliert der Prozess der differentiellen Advektion an Bedeutung. Es ist jedoch von entscheidender Bedeutung, die bestehenden Unterschiede klar zu definieren und zu illustrieren. Im Gegensatz zur turbulenten Diffusion, die in der Regel isotrop, also richtungsunabhängig, ist, kann die differentielle Advektion zu einer ungleichmäßigen Verteilung lateral zur Strömungsrichtung führen. Zur näherungsweisen eindimensionalen Beschreibung des Massenstroms aus differentieller Advektion wird der Konzentrationsgradient dC/dx mit einer Proportionalitätskonstanten K_D multipliziert. Der Koeffizient K_D ist wiederum eine Funktion der Strömung und keine Stoffeigenschaft. In zweidimensionalen oder dreidimensionalen HN-Modellen ergibt sich die differentielle Advektion (manchmal auch als Dispersion bezeichnet) direkt in Abhängigkeit von der Auflösung des Strömungsfeldes, während die turbulente Diffusion in der Regel nur parametrisiert in ergänzenden Turbulenzmodellen abgebildet wird.

Die sich aus dieser Prozessbetrachtung ergebenden Nettosedimentfrachten in einem Ästuar können näherungsweise wie folgt bestimmt werden. Das Produkt aus tiefengemittelter Geschwindigkeit $\bar{u}$ und tiefengemittelter Sedimentkonzentration $\bar{C}$ liefert eine erste Abschätzung der Transportrate Q_s zu einem Zeitpunkt. Genauer kann die Transportrate durch das Produkt der Tiefenprofile von Sedimentkonzentration $C(z)$ und Geschwindigkeit $u(z)$ ausgedrückt werden (Whitehouse et al. 2000):

$$Q_s = \int_0^h C(z)u(z)dz \quad (3.3.1)$$

Betrachtet man zeitgemittelte Tiefenprofile, so erhält man die Nettotransportrate. Die hierfür verwendete Gewässersohle mit $z = 0$ ergibt sich dort, wo die Geschwindigkeit $u(z)$ Null ist.

Eine Ergänzung zur Bestimmung der sich aus der Prozessbetrachtung ergebenden Nettosedimentflüsse in Fließgewässern ist die Bildung der Differenz zwischen Ebbe- und Flutstrom. Wird der ästuarine Bruttosedimentimport einer Flut als F_i und der Bruttosedimentexport einer Ebbe als F_e ausgedrückt, ergibt sich der Nettosedimenttransport aus deren Differenz zu $F_{net} = F_i - F_e$ im Sinne des residualen (über die Tide gemittelten bzw. bilanzierten) Transportes. Aus diesem einfachen Beispiel leiten Winterwerp et al (2021) zwei wichtige Konsequenzen ab. Erstens sind die Bruttoeffekte größer als die Nettoeffekte. Das bedeutet, dass kleine Änderungen im System große Auswirkungen auf den Nettosedimenttransport haben können und in numerischen Modellen berücksichtigt werden sollten. Zweitens bestimmt die Asymmetrie im morphologischen Zustand des Systems die Aggregationsraten des Systems.

3.4.Sedimentation und Deposition

Sedimentation ist der übergeordnete Prozess, der das Absinken von Partikeln aus dem Wasser umfasst und dazu führt, dass diese am Boden eines Gewässers akkumulieren. Sedimentation schließt den gesamten Vorgang von der initialen Bewegung der Partikel aus der Suspension bis hin zu ihrer Ablagerung am Boden ein. Sedimentation kann auch als die Differenz aus Deposition und Erosion verstanden werden, was bei Betrachtung der Gewässersohle der Nettosohlländerung entspricht (Winterwerp et al. 2021). Der Begriff "Absinken" bezeichnet demgegenüber denjenigen Teil der Sedimentation, bei dem Partikel aufgrund der Schwerkraft durch die Wassersäule nach unten bewegt werden. Der Absinkprozess kohäsiver Sedimente wird stark durch interpartikuläre Kräfte beeinflusst, die zur Flockulation führen können. Die Größe, Form und Dichte der Flocken sowie die Viskosität des Wassers bestimmen dann den Absinkvorgang. Der Begriff "Deposition" bezeichnet spezifisch die Ablagerung von Sedimenten aus der Wassersäule an der Gewässersohle.

Suspensionen kohäsiver Sedimente können anhand der Konzentration und des Fließverhaltens klassifiziert werden. Im Folgenden werden die Eigenschaften verschiedener Erscheinungsformen von Suspensionen diskutiert. Es werden Kriterien zur Unterscheidung beleuchtet und Ansätze zur Modellierung des unterschiedlichen Sedimentationsverhaltens vorgestellt. Abschließend wird ein Überblick über Methoden gegeben, mit denen das Absink- und Depositionsverhalten dieser Suspensionen experimentell untersucht werden kann. Neben der Sedimentkonzentration wird ein besonderes Augenmerk auf die Sinkgeschwindigkeit gelegt, da diese als entscheidende Größe sowohl für den Absinkprozess als auch für die Bestimmung von Depositionsraten gilt.

3.4.1. Prozessverständnis

Während sich die Angabe einer Sinkgeschwindigkeit w_s in der Regel auf einzelne Partikel oder Flocken bezieht, beschreibt die effektive Sinkgeschwindigkeit $w_{s,eff}$ den arithmetischen Mittelwert des Sinkgeschwindigkeitsspektrums suspendierter Sedimente. Aufgrund der Besonderheiten des Transports von kohäsiven Sedimenten mit Schichtbildung, die durch einen Dichtesprung (Lutokline) gekennzeichnet sind und weder eindeutig der festen Gewässersohle noch eindeutig der Wasserphase zugeordnet werden können, wird der Begriff „Absinkrate“ häufig zur Beschreibung

der Höhenabnahme der Lutokline einer solchen Schicht verwendet und als effektive Sinkgeschwindigkeit ($w_{s,eff} = -dh/dt$) der Schicht approximiert (Toorman und Berlamont 1993). Befindet sich die Gesamtdichte einer Schicht unterhalb der strukturellen Dichte, wird die Absinkrate der effektiven Sinkgeschwindigkeit gleichgesetzt. Die effektiven Sinkgeschwindigkeiten einer Suspension und die individuellen Sinkgeschwindigkeiten einzelner Partikel oder Flocken unterscheiden sich zum Teil erheblich. Bei der Betrachtung der effektiven Sinkgeschwindigkeiten von Suspensionen zeigt sich eine konzentrationsbedingte Abhängigkeit, die von vielen Forschenden zur Unterscheidung von konzentrationsabhängigen Sinkregimen genutzt wird (Hwang 1989; Raudkivi 1998; Winterwerp 1999; Winterwerp und Van Kesteren 2004d; Dankers 2006; Dankers und Winterwerp 2007; Hillebrand 2008; Winterwerp et al. 2021). Die in Ästuaren und Küstengewässern beobachteten Partikel- und Flockensinkgeschwindigkeiten liegen im Bereich von 10^{-7} bis etwa 10^{-3} m/s (Mehta 1989).

Die Mechanismen der Flockulation führen dazu, dass die effektiven Sinkgeschwindigkeiten über die Wassersäule, über den Tideverlauf oder über die Jahreszeiten stark variieren (Van Leussen und Cornelisse 1993). Die im Labor und im Feld ermittelten Sinkgeschwindigkeiten von Flocken werden maßgeblich beeinflusst durch den Salzgehalt, die Sedimentkonzentration, die Wassertiefe, die Viskosität des Wassers (temperaturbedingt), die Fließgeschwindigkeit sowie die Messmethode (Van Rijn 1993). Aufgrund jahreszeitlicher Temperaturschwankungen verändert sich die Viskosität des Wassers um den Faktor zwei, was zu einer Änderung der Sinkgeschwindigkeit zwischen Sommer und Winter in derselben Größenordnung führen kann (Winterwerp et al. 2021). Der Einfluss von organischem Material auf die Sinkgeschwindigkeiten ist im Frühjahr und Frühsommer aufgrund der Algenblüte besonders stark, die Wirkungsrichtung ist insgesamt jedoch nicht eindeutig. Laboruntersuchungen von Li et al. (2021) zeigen beispielsweise, dass die Sinkgeschwindigkeiten von Flocken antiproportional zum Gehalt an organischem Material sind. Diese Ergebnisse stehen im Widerspruch zu den Erkenntnissen von Mietta et al. (2009), welche nahelegen, dass die Sinkgeschwindigkeit der Flocken mit steigendem Gehalt an organischem Material zunimmt. Eine Durchströmung poröser Flocken erscheint zwar grundsätzlich möglich, hat jedoch aller Wahrscheinlichkeit nach nur einen vernachlässigbaren Einfluss auf die Sinkgeschwindigkeiten. Somit resultieren jahreszeitliche und tidedeterminierte Schwankungen der Temperatur und des Salzgehalts in einer Variation des Flockensynthesemusters, was wiederum zu einer signifikanten Variation der Flockensinkgeschwindigkeiten führt. In Modellansätzen werden die Rahmenbedingungen zur Bestimmung der Flockensinkgeschwindigkeiten unter marinen Bedingungen daher meist so gewählt, dass Flocken zwar als poröse Medien beschrieben werden, tatsächlich aber impermeabel sind (Winterwerp und Van Kesteren 2004d).

In der Wassersäule eines Ästuars bildet sich aufgrund der Schwerkraft ein Konzentrationsprofil aus, in dem die Sedimentkonzentration mit der Tiefe zunimmt. In Abhängigkeit der Sedimentkonzentration ändert sich das Sinkverhalten der Partikel und Flocken in der Suspension. Idealisierte Vertikalprofile der Fließgeschwindigkeit und der Sedimentkonzentration in der Trübungszone eines Ästuars sind in Abbildung 4.1-1 skizziert. Ein wesentliches Unterscheidungsmerkmal der konzentrationsabhängigen Phasen sind Sinkgeschwindigkeiten in unterschiedlicher Größenordnung. Eine Möglichkeit der verhaltensbasierten Kategorisierung von Suspensionen ist die Unterscheidung nach Regimen in Abhängigkeit der Sinkgeschwindigkeit. In Abbildung 3.4-1, die Mehta und McAnally (2008) entnommen wurde, werden vier Absinkregime unterschieden:

- (I) Freies Absinken
- (II) Flockuliertes Absinken (Flockensinken)

- (III) Behindertes Absinken
- (IV) Konsolidierung

Die charakteristischen Eigenschaften der vier Absinkregime werden im Folgenden konkretisiert.

- (I) Freies Absinken: Beim freien Absinken kann die von der Sedimentkonzentration unabhängige Sinkgeschwindigkeit nach Stoke's (1901) berechnet werden, vgl. Gleichung (3.4.1). Partikel und Flocken können sich ungehindert durch die Wassersäule bewegen.
- (II) Flockuliertes Absinken: Im Bereich des flockulierten Absinkens ist die Sinkgeschwindigkeit eine Funktion der Sedimentkonzentration. Mit steigender Konzentration bilden sich stabilere, größere und dichtere Flocken, welche eine höhere Sinkgeschwindigkeit aufweisen. Der Prozess erreicht sein Maximum mit Beginn der Phase des behinderten Absinkens.
- (III) Behindertes Absinken: In der Phase des behinderten Absinkens nimmt die Sinkgeschwindigkeit mit steigender Konzentration ab. Die Konzentration der absinkenden Flocken wird so hoch, dass sie sich gegenseitig in Ihrem Absinkprozess behindern und verdrängtes, ausströmendes Wasser die effektive Sinkgeschwindigkeit reduziert.
- (IV) Konsolidierung: Die Konsolidierungsphase tritt ein, wenn die Sinkgeschwindigkeiten erneut rapide abnehmen und die Gelkonzentration am Kontraktionspunkt erreicht ist (vgl. Abbildung 3.5-1). Ab diesem Punkt werden mit der Zeit effektive Spannungen aufgebaut (Mehta und McAnally 2008).

Die Sinkgeschwindigkeiten der beschriebenen Regime sind in Abbildung 3.4-1 in der Größenordnung von etwa $0,1 \leq w_s \leq 1 \text{ mm/s}$ angegeben. Andere Autoren geben eine größere Bandbreite von $0,01 \leq w_s \leq 10 \text{ mm/s}$ an (Whitehouse et al. 2000; Dyer 1989).

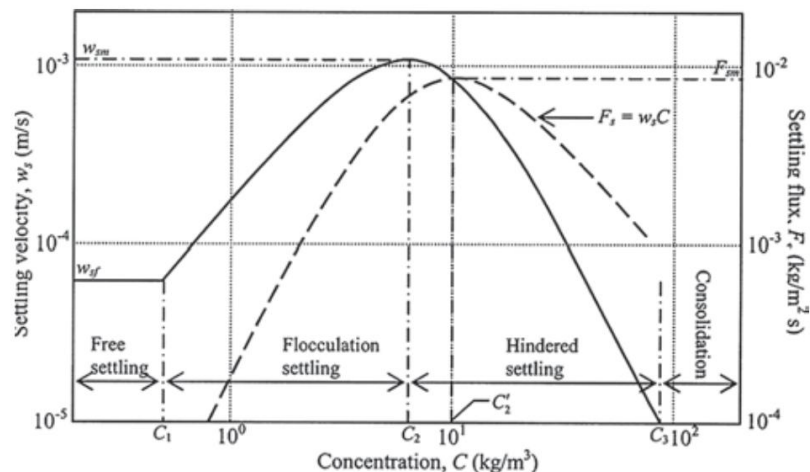


Abbildung 3.4-1: Repräsentative Darstellung effektiver Sinkgeschwindigkeiten und assoziierter Depositionsfluss mit der Sedimentkonzentration (Mehta und McAnally 2008)

Die Eigenschaften und Phasengrenzen eines kohäsiven Sediment-Wasser-Gemisches sind von der Sedimentzusammensetzung abhängig und verändern sich daher orts- und zeitspezifisch. Dies führt zu Schwierigkeiten bei der eindeutigen begrifflichen Kategorisierung und Abgrenzung sedimenthaltiger Suspensionen und hat bisher keine eindeutige Terminologie zur Folge gehabt. Die ersten terminologischen Unterscheidungen wurden in den 1980er und 1990er Jahren getroffen, wobei insbesondere die von Parker (1994) eingeführte Unterscheidung von Suspensionen anhand

von Konzentrationsgrenzen zu nennen ist. In der jüngeren Vergangenheit wurde insbesondere bei Flüssigschlick eine Unterscheidung unter Einbeziehung der rheologischen Eigenschaften und der Gesamtdichte der Suspension vorgenommen (vgl. Kapitel 3.5). Diese Form der Kategorisierung wird erst seit wenigen Jahren durchgeführt und findet bisher fast ausschließlich bei der Bestimmung der nautischen Gewässersohle in wenigen Bereichen Anwendung. Dies ist darauf zurückzuführen, dass der Aufwand zur Bestimmung der rheologischen Parameter in der Regel höher ist als der zur Bestimmung der Suspensionsdichte. Aus praktischen Erwägungen heraus erfolgt die Klassifizierung kohäsiver Suspensionen bis heute in erster Linie anhand von Konzentrationsgrenzen.

Van Rijn (2016) beispielsweise unterscheidet in der Vertikalen ein Dreischichtsystem bestehend aus einer verdünnten Suspension mit Konzentrationen im Bereich von 0 bis 10 g/L, einer Schicht aus Flüssigschlick mit Konzentrationen im Bereich von 10 bis 300 g/L und einer konsolidierten Schicht mit Konzentrationen größer als 200 bis 300 g/L. Er schlägt allerdings auch eine Subunterteilung der Flüssigschlickschicht in einen oberen turbulenten Bereich mit Konzentrationen von 10 bis 100 g/L und einen unteren viskosen Bereich mit Konzentrationen von 100 bis 300 g/L vor. Um die Unterschiede in der Definition und Terminologie von kohäsiven Sedimentsuspensionen und Ablagerungen zu verdeutlichen, wurde mit Tabelle 3.4.1 eine vergleichende Übersicht erstellt, welche die Klassifizierung namhafter Autorinnen und Autoren gegenüberstellt. Um die Unterschiede verständlicher zu machen, wird im Folgenden auf einige weitere Aspekte und Herangehensweisen beim Übergang von einer Suspension hin zu einer festen Gewässersohle eingegangen.

McAnally et al (2007a) beschreiben Flüssigschlick als eine hochkonzentrierte wässrige Suspension feiner Sedimente im Bereich von 10 bis 250 g/L, in der das Absinken durch die Nähe von Partikeln und Flocken erheblich behindert wird, sich aber noch kein zusammenhängendes Sedimentgerüst gebildet hat. Das Ende des behinderten Absinkens tritt ein, wenn sich durch weitere Konzentrationserhöhung ein raumfüllendes Flockennetz gebildet hat. Die Partikel stehen nun in direktem Kontakt zueinander und ein weiteres Absinken wird unmöglich. Diese Grenze wird als Gelpunkt, Gelkonzentration oder Strukturdichte bezeichnet und markiert den Beginn der Konsolidierung von kohäsiven Sedimenten (Van Rijn 2016; Winterwerp et al. 2021). Torfs et al. (1996; Mitchener und Torfs 1996) haben außerdem gezeigt, dass der Gelpunkt von der Sedimentzusammensetzung abhängt und bis zu einem kritischen Wert mit dem Anteil der nichtkohäsiven Sandfraktion ansteigt, da der Raum für die Netzbildung der Schlickfraktion begrenzt ist. In Abhängigkeit von der Sedimentzusammensetzung liegt der Gelpunkt typischerweise im Konzentrationsbereich von $C = 100 - 200 \text{ g/L}$ (Winterwerp et al. 2021), was nach Umformen von Gleichung (4.1.4) unter Verwendung einer Wasserdichte von $\rho_w = 1000 \text{ kg/m}^3$ und einer Korndichte von $\rho_s = 2575 \text{ kg/m}^3$ etwa einem Bereich der Gesamtdichte einer Suspension von $\rho_b = 1060 - 1125 \text{ kg/m}^3$ entspricht. Speziell für Weser und Ems kommen Papenmeier et al. (2013) zu einem vergleichbaren Ergebnis. Sie definieren eine erste Flüssigschlickphase im genannten Konzentrationsbereich, während eine zweite, vergleichsweise weit gefasste, Flüssigschlickphase im Konzentrationsbereich von $C = 200 - 500 \text{ g/L}$ definiert wird. Der ermittelte Konzentrationsbereich entspricht einer Gesamtdichte ρ_b im Bereich von etwa $1125 - 1300 \text{ kg/m}^3$. Winterwerp et al. (2021) sprechen ab Erreichen des Gelpunktes bis zu einer Grenzkonzentration von etwa $C = 300 \text{ g/L}$ von ‚stationärem Flüssigschlick‘. Der von McAnally et al. (2007a) genannte Konzentrationsbereich von 10 bis etwa 330 g/L umfasst die obigen Kategorien ‚mobiler flüssiger Schlick‘ und ‚stationärer flüssiger Schlick‘, die terminologische

Beschreibung unterscheidet sich jedoch. Van Rijn (1998) definiert Flüssigschlick erst ab Erreichen der Gelkonzentration C_{gel} , die mit etwa 100 g/L angegeben wird.

Merckelbach et al. (Merckelbach et al. 2003; Merckelbach und Kranenburg 2004a; Merckelbach und Kranenburg 2004b) haben festgestellt, dass die mit Beginn der Konsolidierung auftretenden effektiven Spannungen zunächst vom Einfluss der Permeabilität überlagert werden und noch keine wesentliche Rolle für den Konsolidierungsprozess spielen. Die obere Grenze für Flüssigschlick nach McAnally et al. (2007a) und die für stationären Flüssigschlick nach Winterwerp (2021) ist folglich durch den Übergang zu einem spannungsdominierten Konsolidierungsprozess gekennzeichnet.

Die Entstehung von Flüssigschlick wird auf die folgenden zwei Mechanismen zurückgeführt:

- depositionsbedingte Flüssigschlickbildung
- Liquifikation bzw. Fluidisierung

Depositionsbedingte Flüssigschlickbildung ist im Allgemeinen das Ergebnis einer raschen Ablagerung von Sedimenten in strömungsberuhigten Phasen, wenn die Depositionsrates die Konsolidierungsrate der obersten Sedimentschicht übersteigt. Fluidisierung ist ein Verflüssigungsprozess, der durch das Eindringen von Wasser in die Gewässersohle (drainiert) hervorgerufen wird, z.B. bei der Wasserinjektionsbaggerung, während Liquifikation eine Verflüssigung ohne Eindringen oder Austreten von Porenwasser ist, die durch eine externe Schubspannung, wie z.B. Wellen, hervorgerufen wird (undrainiert). Im Rahmen der vorliegenden Arbeit wird die Bildung hochkonzentrierter Suspensionen ausschließlich als Folge der Deposition betrachtet.

Die unterschiedlichen Definitionen der verschiedenen Absinkregime und Suspensionstypen resultieren aus der Variation der Phasengrenzen in Abhängigkeit von Ort und Zeit. Bislang konnte keine allgemein anerkannte Formulierung entwickelt werden, die das Transportverhalten und die Phasengrenzen ausschließlich auf der Grundlage physikalischer Parameter adäquat abbildet. Daher ist die Ermittlung ästuar-spezifischer Kennwerte für die Prognose des Sedimenttransports von entscheidender Bedeutung. Einen Überblick über verschiedene Kategorisierungen von Suspensionen gibt Tabelle 3.4.1. Selbst die phänomenologische Beschreibung unterscheidet sich teilweise, wobei ähnliche Eigenschaften wie behindertes Absinken oder das Erreichen eines Gelpunktes standortübergreifend beschrieben werden. In der Regel erfolgt die Festlegung von Phasenübergängen anhand von Konzentrationsgrenzen. Dies hat einen praktischen Hintergrund, da für die meisten Transportprozesse die Dichte bzw. die Sedimentkonzentration eine entscheidende und relativ gut bestimmbare Einflussgröße ist.

Bei Annäherung absinkender Flocken an die Gewässersohle ist eine Erhöhung der Konzentration, der Kollisionswahrscheinlichkeit und der Scherrate zu beobachten, was entweder zum Zerschneiden und Resuspendieren der Flocken oder zur Verbindung mit Sohlsedimenten und Deposition führt. Für die Beschreibung der Deposition aus einer Suspension ist die Kenntnis der jeweiligen Depositionsbedingungen von entscheidender Bedeutung. Grundsätzlich existieren zwei Herangehensweisen:

- Ausschließliche Deposition
- Simultane Deposition

Im Rahmen der ausschließlichen Deposition wird postuliert, dass es einen Grenzwert für das Auftreten von Deposition gibt, oberhalb dessen keine weitere Deposition stattfindet. In der Regel

werden als Grenzwerte aus der Strömung abgeleitete kritische Sohlschubspannungen verwendet, die unterhalb der kritischen Erosionsgrenze liegen. Die ausschließliche Deposition konkretisiert somit die Schwellenwerttheorie, bei der entweder Deposition oder Erosion stattfindet. In einigen Fällen kann ein Schubspannungsbereich identifiziert werden, in dem weder Deposition noch Erosion stattfindet. Die vertikale Lage der Gewässersohle bleibt in diesem Zustand konstant bzw. verändert sich ausschließlich aufgrund von Konsolidierungsprozessen. Bei simultaner Deposition wird angenommen, dass Deposition parallel zur Erosion bei allen Strömungszuständen auftreten kann und dass die Depositionsrate mit dem Strömungszustand korreliert.

Neben dem zugrunde liegenden Mechanismus ist die Betrachtung des Sediments von entscheidender Bedeutung. Suspendierte kohäsive Sedimente bestehen aus Flocken, die eine Verteilung von Größen, Dichten, Sinkgeschwindigkeiten, Festigkeiten und kritischen Depositionsschubspannungen aufweisen (Whitehouse et al. 2000). Eine unifraktionelle Transportmodellierung wäre daher eine stark vereinfachende Art der Beschreibung der Deposition. Sie basiert auf der näherungsweisen Berücksichtigung mittlerer Sinkgeschwindigkeiten, der kritischen Depositionsschubspannung einer charakteristischen Korngröße und tiefengemittelter Sedimentkonzentrationen. Eine multifraktionelle Transportmodellierung bezieht dagegen mehrere Korngrößenklassen ein, für die allerdings das Materialverhalten bekannt oder bestimmbar sein muss. Dazu gehören die Bestimmung korngrößenabhängiger Sinkgeschwindigkeiten und kritischer Schubspannungen für die Deposition sowie die sohlnahe Sedimentkonzentration in Kombination mit der lokalen Sedimentzusammensetzung. Aufgrund der Komplexität der Parameterbestimmung bleibt die Einbindung von Flockulationsprozessen in die numerische Modellierung schwierig und ist ein Schwerpunkt aktueller Forschung. Bislang ist die Betrachtung eines multifraktionellen Transports bei Kenntnis präziser spezifischer Materialkennwerte eine ähnlich genaue Herangehensweise. Liegen diese Kenntnisse nicht vor, können angenommene Werte (z.B. aus der Literatur) die Unsicherheiten soweit vergrößern, dass eine Bestimmung nach unifraktionellem Transportansatz vergleichbar präzise ist.

Tabelle 3.4.1: Übersicht zur Terminologie und Kategorisierung kohäsiver Sedimentgemische in der einschlägigen Literatur

Quelle	Newtonisch Keine effektiven Spannungen			Nicht-Newtonisch Keine effektiven Spannungen		Nicht-Newtonisch Effektive Spannungen	
Winterwerp et al. (2021)		Geringkonz. Susp. C = 0 – 1 g/L	Hochkonz. Susp. C = 1 – 10 g/L	Fluid Mud C = 10 – 100 g/L			
Van Rijn (2016)		Verd. Schlicksusp. C = 0 – 10 g/L		Flüssigschlick (I), turb. C = 10 – 100 g/L	Flüssigschlick (II) C = 100 ~ 300 g/L	Konsolidierter Schlick C > 200–300 g/L	Gewässersohle
Papenmeier (2012)			Sed.suspension C < 10 g/L	Flüssigschlick I C = 10 - 200 g/L	Flüssigschlick II C = 200 - 500 g/L		konsolidiertes Bett C > 500 g/L
Wehr (Mehta) (2012)	Mobile Suspension (hor. Transport)			Hoch konz. Susp. (Mobile Fluid Mud)	Kons. / stationärer Flüssigschlick		Gesetztes Bett
McAnally & Kirby (2011)	Gemischte Suspension		Geschichtete mobile Susp.	Flüssigschlick (Lutokline Scherschicht)	Flüssigschlick stationär (instabiles Bett)		Stationäres Bett
Manning (2010a)	Verd. Suspension C < 1 g/L	CBS C = 1 - 10 g/L		Fluid Mud C > 10 - 20 g/L	Stationäre Suspension	Gesetzter Schlick	
Whitehouse et al. (2000) (Cos)	Verd. Suspension C < 1 g/L	CBS C = 1 - 10 g/L			Flüssigschlick „Flow is laminar“	Konsoliderende Gewässersohle	
Whitehouse et al. (2000)	flockenfreie Susp. C < 0,01 g/L	Flockensuspension C = 0,01 - 3 g/L		Fluid Mud (mobil) C = 3 – 100 g/L	Kons. Gewässersohle C > 50 – 100 g/L		
Winterwerp (1999)*	Geringkonz. Susp. C = 0,05-0,3 g/L	Hochkonz. Susp. C = 0,3 - 3 g/L		Fluid Mud C = 50 – 100 g/L			
Van Rijn (1998)		Dilute Suspension C = 0,1 – 10 g/L	CBS C = 10-100 g/L		Fluid Mud C = 100 – 250 g/L	teilkonsolidiert C = 250 – 400 g/L	konsolidiert C = 400–550g/L

* Die Konzentrationsangaben stammen aus Annahmen von Whitehouse et al. (2000) („several“ = 5, „a few“ = 3)

3.4.2. Modellierung

Im folgenden Abschnitt werden Modellansätze zur Beschreibung der Sinkgeschwindigkeit und der Depositionsrate von kohäsiven Sedimenten beschrieben.

Die Sinkgeschwindigkeiten von Partikeln in Suspensionen mit sehr geringen Sedimentkonzentrationen sowie für nicht-kohäsive Sandpartikel lassen sich gut durch das allgemeingültige Sinkgeschwindigkeitsgesetz nach Stokes (1901) beschreiben. Die Grundüberlegung von Stokes ist, dass die Sinkgeschwindigkeit eines Partikels im Gleichgewichtszustand zwischen Strömungswiderstand F_d und Gravitationskraft F_g einen Wert annimmt, der die beiden Kräfte ausgleicht. Die Sinkgeschwindigkeiten von kohäsiven Partikeln können ab einer gewissen Grenzkonzentration nicht nach Stokes beschrieben werden, da die Primärpartikel durch interpartikuläre Wechselwirkungen und die Einwirkung von organischem Material das Potential besitzen, Flocken zu bilden, bei denen das Verhältnis von Durchmesser zu Dichte stark von nicht kohäsiven Sedimenten abweicht und somit zu einem abweichenden Sinkgeschwindigkeitsverhalten führt. Die Beschreibung spezifischer Flockensinkgeschwindigkeiten basiert auf einer Vielzahl von Untersuchungen und Ansätzen, deren vollständige Darstellung an dieser Stelle jedoch nicht möglich ist. Für eine weiterführende Recherche wird auf die Übersichts-literatur (Winterwerp und Van Kesteren 2004c; Partheniades 2009b; Mehta 2014; Winterwerp et al. 2021) sowie einige spezifische Studien verwiesen (Van Leussen 1994a; Maggi 2005; Manning et al. 2011; Lee et al. 2011; Manning et al. 2013; Vowinckel et al. 2022).

Gemäß Stokes (1901) genügen zur Beschreibung der Sinkgeschwindigkeit lediglich die Korndichte ρ_s und die Wasserdichte ρ_w sowie der äquivalente Partikeldurchmesser d benötigt, da für Partikel der Sandfraktion in der Regel sphärische Formen angenommen werden und die Partikel im Wesentlichen aufgrund der Schwerkraft absinken. Biologische sowie chemische Effekte sind in diesem Kontext als nicht signifikant einzustufen. Da sich die Viskosität des Wassers μ mit der Temperatur T ändert, erfolgt ebenfalls eine entsprechende Änderung der Sinkgeschwindigkeiten der Partikel mit der Temperatur des Wassers. Die Sinkgeschwindigkeit nach Stokes (1901) für ein Partikel im Gleichgewicht in ruhigem Gewässer lässt sich mit Gleichung (3.4.1) ausdrücken:

$$w_{s,p} = \frac{(\rho_s - \rho_w)gd^2}{18\mu} \quad (3.4.1)$$

Der Bereich der Stokes-Sinkgeschwindigkeit ist durch eine Partikel-Reynolds-Zahl im Bereich von $Re_p (\triangleq Dw_s/\nu) < 1$ und eine laminare Strömung gekennzeichnet. In diesem Bereich lassen sich Partikel bis zu einer Größe von etwa $100 \mu m$ (Feinsand) mit einem Widerstandsbeiwert von $C_D = 24/Re_p$ beschreiben. Wyrwa (2003) berechnet für Partikel dieser Größe Sinkgeschwindigkeiten von $w_s = 9,7 \text{ mm/s}$.

Ausgehend von der Stokes'schen Sinkgeschwindigkeit entwickelte Rouse (1937) das heute weit verbreitete Modell zur Beschreibung von Konzentrationsprofilen in numerischen Modellen. Eine Schlüsselgröße in diesem Modell ist der Rouse-Parameter $R = w_s \backslash \kappa * u^*$, der das Verhältnis der Sinkgeschwindigkeit der Partikel zur turbulenten Diffusivität der Strömung beschreibt. Er bestimmt die Form des Konzentrationsprofils mit zur Gewässersohle zunehmenden Sinkgeschwindigkeiten. Wenn sich der abwärts gerichtete Massenstrom aufgrund der Sinkgeschwindigkeit und der aufwärts gerichtete Massenstrom aufgrund der Turbulenz ausgleichen, ergibt sich folgende Konzentrationsverteilung (Dyer 1990):

$$\frac{C(z)}{C(z=a)} = \left(\frac{h-z}{z} * \frac{a}{h-a} \right)^{\frac{w_s Sc_t}{\kappa * u^*}} \quad (3.4.2.)$$

Dabei ist $C(z)$ das vertikale Konzentrationsprofil, z der positive Wandabstand von der Gewässersohle, a ist ein Referenzabstand, $u^* = \sqrt{\tau_b/\rho}$ die Schubspannungsgeschwindigkeit, h die Wassertiefe, κ die von Karman-Konstante, Sc_t die Schmidt-Zahl und w_s die Sinkgeschwindigkeit des Sediments relativ zum Wasser. Für den Referenzabstand a muss eine Referenzkonzentration $C(z=a)$ angegeben werden, da das Rouse-Profil für $z=0$ den Wert „unendlich“ berechnet (Wyrwa 2003).

Bei kohäsiven Sedimenten erfolgt die Koagulation der Primärpartikel zu Flocken, wobei die Sinkgeschwindigkeit dieser Flocken um mehrere Größenordnungen von der Sinkgeschwindigkeit der Primärpartikel abweichen kann. Die Sinkgeschwindigkeiten von Flocken können folglich durch die Stokes'sche Sinkgeschwindigkeitsformulierung nicht adäquat wiedergegeben werden. Die Entstehungsmechanismen und Formen von Flocken sind ebenso vielfältig wie dynamisch und daher weiterhin Gegenstand der Forschung (Maggi 2005; Manning et al. 2010b; Klassen 2017; Choi 2024). Dennoch konnten bereits von Krone (1986) wichtige grundlegende Erkenntnisse gewonnen werden, der als erster eine Hierarchie der Flockulation feststellte. Seither wurden diverse Ansätze zur Beschreibung der Anzahl und Eigenschaften von Flocken verfolgt. Ein Ansatz beschreibt die Flockulation nach der Fraktaltheorie, wobei postuliert wird, dass sich die Flocken isotrop (richtungssymmetrisch) mit sich wiederholenden Flockenverbünden bilden (Kranenburg 1994). Die Beziehung zwischen Flockenmasse m_F und Flockendurchmesser D_f wird dann durch die fraktale Dimension n_f bestimmt:

$$m_F = D_f^{n_f} \quad (3.4.3.)$$

Winterwerp und van Kessel (2003) beschreiben, dass die fraktale Dimension n_f (Volumenparameter) von Flocken in der Wassersäule in der Regel Werte von $1,8 \leq n_f \leq 2,2$ annimmt. Nimmt die Flockengröße D_f relativ zur Primärpartikelgröße D_p zu, so nimmt die fraktale Dimension ab (Maggi 2005). Zur Beschreibung der Sinkgeschwindigkeit einer Flocke in ruhigem Wasser schlagen Winterwerp et al. (2021) den folgenden Ansatz basierend auf der Fraktaltheorie vor:

$$w_{s,f} = \frac{(\rho_s - \rho_w)g}{18\mu} D_p^{3-n_f} \frac{D_p^{n_f-1}}{1 + 0,15 Re_f^{0,687}} \quad (3.4.4.)$$

Dabei sind ρ_s und ρ_w die Korndichte bzw. die Dichte des Wassers sowie g die Gravitationskonstante und Re_f die Reynoldszahl.

Bei kohäsiven Sedimenten in teilkonsolidiertem Zustand (vgl. Kap. 4.1) werden zum Teil deutlich höhere fraktale Dimensionen von bis zu $n_f = 2,6 - 2,8$ ermittelt (Merckelbach und Kranenburg 2004b; Winterwerp et al. 2021). Der Prozess ist bislang noch nicht vollständig verstanden. Es wird angenommen, dass beim Konsolidierungsprozess, bedingt durch die Verdichtung, neben einer Abnahme des Porenvolumens auch eine Kompression des Flockenvolumens stattfindet, wodurch die Hohlräume in den Flocken verkleinert werden. In jedem Fall lässt sich eine Zunahme des Hohlraumanteils mit abnehmender fraktaler Dimension n_f bzw. zunehmendem Flockendurchmesser D_F beobachten. In der Regel sind die Hohlräume wassergesättigt, sodass bei Flockendurchmessern von

einigen 100 µm durchaus mehr als 90 % des Raumes von Wasser eingenommen werden. Selbst in Sedimentablagerungen, die sich über mehrere Tage verfestigt haben, kann der Wassergehalt noch weit mehr als 60 % betragen (Winterwerp et al. 2021).

Um die Sinkgeschwindigkeiten einzelner Flocken prognostizieren zu können, müssen spezifische Größen wie der Flockendurchmesser D_F und die Flockendichte ρ_F bekannt sein, vgl. Gleichung (3.4.4). Da diese jedoch nur aufwendig und kostenintensiv ermittelt werden können und insbesondere für die norddeutschen Ästuar keine oder nur kleine Datensätze vorliegen, wird in der Regel auf eine zusammenfassende Beschreibung von effektiven Sinkgeschwindigkeiten in Abhängigkeit von der Sedimentkonzentration zurückgegriffen (vgl. Abbildung 3.4-1).

Für das Sinkregime, in dem die Sinkgeschwindigkeiten aufgrund zunehmender Flockulation mit der Sedimentkonzentration zunehmen, lassen sich die Sinkgeschwindigkeiten in Form eines Potenzgesetz beschreiben, deren empirische Parameter E_{11} und E_{12} aus Messdaten bestimmt werden müssen (Raudkivi 1998):

$$w_{s,eff} = E_{11} * C^{E_{12}} \quad (3.4.5.)$$

Überschreitet die Sedimentkonzentration die Grenze für behindertes Absinken, so beginnen die Flocken sich gegenseitig in Ihrem Absinkprozess zu behindern. Richardson und Zaki (1954) waren die ersten, die den Effekt behinderten Absinkens systematisch untersucht und daraus eine Formulierung abgeleitet haben:

$$w_{s,eff} = w_{s,0}(1 - \phi_s)^{E_{13}} \quad (3.4.6.)$$

Dabei beschreibt $w_{s,0}$ die charakteristische Sinkgeschwindigkeit einer Einzelflocke in ruhigem Wasser und $\phi_s = C/\rho_s$ die Volumenkonzentration der Feststoffe, E_{13} ist ein empirisch zu bestimmender Parameter. Dieser Ansatz wurde von Winterwerp (1999), Winterwerp und van Kersteren (2004d), Dankers (2006) sowie Dankers und Winterwerp (2007) aufgegriffen und unter Einbeziehung der volumetrischen Flockenkonzentration $\phi_f = C/C_{gel}$ und der Gelkonzentration C_{gel} zu Gleichung (3.4.7) weiterentwickelt¹:

$$w_{s,eff} = \frac{dh}{dt} = w_{s,0}f = w_{s,0} \frac{(1 - \phi_f)^m (1 - \phi_s)}{1 + 2,5\phi_f} \quad (3.4.7.)$$

Darin berücksichtigen die Terme $(1 - \phi_f)$ und $(1 - \phi_s)$ die Reduktion der effektiven Sinkgeschwindigkeit durch Rückstromeffekte infolge verdrängten Porenwassers bzw. durch Auftriebseffekte bei zunehmender Sedimentkonzentration. Der Term $1 + 2,5\phi_f$ berücksichtigt Viskositätseffekte mit zunehmender Sedimentkonzentration. Der Exponent m (in der Regel wird $m = 2$ angenommen) ist ein empirischer Parameter zur Berücksichtigung möglicher nichtlinearer Effekte. Wird $\phi_f > 1$, endet das behinderte Absetzen (Überschreiten der Gelkonzentration, denn $\phi_f = C/C_{gel}$) und der Konsolidierungsprozess beginnt. Durch Anpassung der Funktion an eine Messreihe effektiver Sinkgeschwindigkeiten mittels Regression können die charakteristische Flockensinkgeschwindigkeit $w_{s,0}$ und die Gelkonzentration C_{gel} als Materialgröße bestimmt werden. Eine Näherung der Gelkonzentration C_{gel} kann auch als Funktion der Primärpartikeldurchmesser D_p ,

¹ Aus praktischen Gründen wird Gleichung (3.4.7) nachfolgend auf Winterwerp (2021) bezogen, weil diese die Hintergründe dazu gut beschreiben und auf die weiteren Autoren verwiesen wird.

der Flockendurchmesser D_F sowie der fraktalen Dimension n_f beschrieben werden (Winterwerp et al. 2021):

$$C_{gel} = \rho_s \left[\frac{D_p}{D_F} \right]^{3-n_f} \quad (3.4.8.)$$

Diese Informationen sind aufgrund ihrer aufwendigen Bestimmbarkeit jedoch selten bekannt. Weitere Methoden zur Bestimmung des Gelpunkts nennt Te Slaa (2020). Um Unstetigkeiten bei der Modellierung zu vermeiden, eignen sich Ansätze, welche beide Sinkregime, das flockulierte und das behinderte Absinken, in einer stetigen Funktion beschreiben.

Unter der Voraussetzung, dass Flocken Körner geringer Dichte sind, hat Soulsby (2012 (2000)) den folgenden Ansatz entwickelt:

$$w_{s,eff} = \frac{\nu}{d_e} \left\{ \left[1036^2 + 1049(1 - \phi_f)^{4,7} D_*^3 \right]^{\frac{1}{2}} - 1036 \right\} \quad (3.4.9.)$$

wobei ν [m²/s] die kinematische Viskosität des Wassers, d_e der effektive Flockendurchmesser, D_* der dimensionslose Flockendurchmesser und C_f die Volumenkonzentration der Flocken in Wasser sind. Durch eine Anpassung der Funktion an gemessene Sinkgeschwindigkeiten können die Parameter bestimmt werden. Hierzu wird auf die in Whitehouse et al. (2000) beschriebene Vorgehensweise verwiesen.

Einen weiteren Ansatz zur phasenübergreifenden Beschreibung der effektiven Sinkgeschwindigkeiten kohäsiver Suspensionen hebt Mehta (2014) hervor. Der Ansatz wurde erstmals von Wolanski et al. (1989) vorgestellt:

$$w_{s,eff} = \frac{a_w C^{n_w}}{(C^2 + b_w^2)^{m_w}} \quad (3.4.10.)$$

wobei a_w, n_w, b_w, m_w Anpassungsparameter und C die Sedimentkonzentration der Suspension sind. Die Funktion (3.4.12) gilt für die Sinkregime des flockulierten und des behinderten Absinkens. Im Bereich des freien Absinkens ist die Funktion nicht gültig. Aus der Parametrisierung lassen sich die maximale Sinkgeschwindigkeit $w_{s,max}$, die zugehörige Konzentration C_{trans} sowie nach Gleichung (3.4.14) die konzentrationsabhängige Depositionsrate D bestimmen. C_{trans} liegt typischerweise zwischen 1 und 15 g/L (Mehta und McAnally 2008). Die obere Grenze der Funktion kennzeichnet den Übergang zur Konsolidierung und wird im Bereich von ca. 75 g/L beobachtet (Mehta und McAnally 2008). Ansätze zur Beschreibung der Konsolidierung werden in Kapitel 3.5 diskutiert.

Während die Sedimentation das Anwachsen der Gewässersohle und das Absinken die vertikale Bewegung der Partikel in der Wassersäule charakterisiert, beschreibt die Deposition das Auftreffen der Sedimentpartikel auf der Gewässersohle bzw. einer Grenzfläche. In der Modellierung ist die maßgebliche Größe für die Deposition die Depositionsrate D , die üblicherweise als Massenstrom in [kg/m²s] angegeben wird. Der klassische Ansatz zur Beschreibung der Depositionsrate ist das Produkt aus einer charakteristischen Sinkgeschwindigkeit $w_{s,50}$ und der tiefengemittelten Konzentration C_m :

$$D = w_{s,50} * C_m \quad (3.4.11.)$$

In der Regel werden heute die effektive Sinkgeschwindigkeit $w_{s,eff}$ und die Sedimentkonzentration C_b in Sohlhöhe bestimmt, so dass die Unsicherheiten aus der Tiefenmittelwertbildung reduziert werden können. Krone (1962) definierte seinerzeit außerdem eine Depositionswahrscheinlichkeit, mit der ein auf die Gewässersohle auftreffendes Partikel auch auf der Gewässersohle verbleibt. Die Depositionsrate ist dann eine Funktion der Sinkgeschwindigkeit w_s , der sohlnahen Sedimentkonzentration C_b und der Wahrscheinlichkeit für Deposition $(1 - \tau_b/\tau_d)$ (Shrestha und Blumberg 2020). Als Strömungsparameter in der Wahrscheinlichkeitsgleichung wird die kritische Depositionsschubspannung $\tau_{cr,D}$ eingeführt. Das Maß für die Deposition ist dann das Verhältnis der kritischen Depositions- zur wirksamen Sohl Schubspannung τ_b . Oberhalb des Grenzwertes wird angenommen, dass keinerlei Deposition stattfindet:

$$D = \left(1 - \frac{\tau_b}{\tau_{cr,D}}\right) C_b w_s \text{ für } \tau_b < \tau_{cr,D} \quad (3.4.12.)$$

Einen ähnlichen Ansatz verfolgen Van Kessel und Van Maren (2013). Da die Primärpartikel kohäsiver Sedimente zu Flocken aggregieren, sollten sich die Fraktionen an ästuarspezifischen Flockenpopulationen orientieren und gleichzeitig die Bildung und den Zerfall von Flocken infolge von Turbulenzen bzw. Scherspannungen berücksichtigen. Die Größenverteilung kann sich durch turbulenzbedingt partiellen Flockenzerfall schnell ändern und Einfluss auf die effektiven Sinkgeschwindigkeiten ausüben. Die genannten Effekte können zu einer Reduktion bzw. zu einer Überschätzung der Depositionsrate führen, weswegen zur Erfüllung der Anforderungen der Modellierung das Konzept der reduzierten Deposition entwickelt wurde:

$$D = p_d w_s C_b \quad (3.4.13.)$$

p_d stellt einen Reduktionskoeffizienten dar, dessen Größe den Einfluss verschiedener Prozesse, die sonst nicht mit der Deposition abgebildet werden, wie z.B. behindertes Absinken, sohlnaher Flockenzerfall oder die räumliche Auflösung eines Modells, widerspiegelt.

Aus praktischen Gründen wird die Depositionsrate häufig aus der effektiven, mittleren Sinkgeschwindigkeit $w_{s,eff}$ bei bekannter Beziehung zur sohlnahen Sedimentkonzentration oder der Mediansinkgeschwindigkeit $w_{s,50}$ über die Wassersäule berechnet. Da die Sinkgeschwindigkeiten jedoch stark von der Größenverteilung der Sedimentpartikel abhängen, ergeben sich Unsicherheiten von bis zu 50 % (Winterwerp et al. 2021).

Die relativ einfachen Grundüberlegungen zur Bestimmung der Depositionsrate werden bei der Modellierung zu einer Herausforderung, da weitere im natürlichen Gewässer ablaufende physikalische Prozesse eine Rolle spielen, die im Modell unter Umständen nicht abgebildet werden können. Dazu gehört das behinderte Absinken, das in Gewässersohlennähe verstärkt auftreten kann, wenn die Sedimentkonzentration ein kritisches Maß überschreitet. Um den Effekt des behinderten Absinkens zu berücksichtigen, eignet sich die Ableitung der stetigen Funktion der Sinkgeschwindigkeiten nach Gleichung (3.4.10) zur Bestimmung des Depositionsflusses:

$$D = \frac{a_w C^{n_w+1}}{(C^2 + b_w^2)^{n_w}} \quad (3.4.14.)$$

Ein weiterer Ansatz ist es, die Depositionsrate als Summe von Teildepositionsraten mit fraktionierten konzentrationsabhängigen Sinkgeschwindigkeiten sowie fraktionierten kritischen Depositionsschubspannungen darzustellen (Ockenden 1993):

$$D = \sum_i^N w_{s,i} \phi_{s,i} C_i \left(1 - \frac{\tau_0}{\tau_{cr,D,i}}\right) \quad (3.4.15.)$$

Aufgrund der meist fehlenden Informationen wird dieser Ansatz zur Ermittlung der Depositionsraten jedoch nur selten verwendet.

3.4.3. Parameterbestimmung in experimentellen Untersuchungen

Depositionsuntersuchungen basieren im Wesentlichen auf der Bestimmung der sohnahen Sedimentkonzentration sowie der Bestimmung fraktionierter und/oder konzentrationsabhängiger Sinkgeschwindigkeiten. Wird eine fraktionierte Bestimmung der Depositionsraten angestrebt, muss neben einer Sinkgeschwindigkeitsverteilung über die Flockengrößen auch eine Flockengrößenverteilung ermittelt werden. Flocken- oder Partikelgrößenverteilungen werden in der Regel optisch, z.B. mittels Laserdiffraktometrie bestimmt. Eine Übersicht zur laserdiffraktometrischen Partikelgrößenbestimmung findet sich in Laible et al. (2023). Darunter ist auch die bekannte LISST-200X®-Apparatur, die neben der Größenverteilung auch die Sedimentkonzentration bestimmt (Sequoia Scientific 2022). Stehen keine Methoden zur Bestimmung der Flockenpopulationen zur Verfügung, werden klassische Methoden zur Bestimmung der Primärpartikelgrößen eingesetzt. In Deutschland ist dies die kombinierte Sieb- und Schlämmanalyse (DIN-Normenausschuss Bauwesen (NABau) 2017). Weitere Methoden zur Bestimmung der Primärpartikelverteilung werden im Anhang von Winterwerp (2021) diskutiert. Alle Methoden haben unter Umständen durch die Probenvorbereitung selbst einen Einfluss auf die Korngrößenverteilung, weshalb immer von einer Annäherung an die tatsächliche Verteilung auszugehen ist.

Zur Bestimmung von Sinkgeschwindigkeiten findet in der Regel der Einsatz von Acrylglaszylindern Anwendung (Been und Sills 1981; Dearnaley 1996; Merckelbach und Kranenburg 2004b; Maggi 2005; Fadel et al. 2021). Die Ermittlung von Flockensinkgeschwindigkeiten kann auf unterschiedliche Arten erfolgen. Eine gängige Methode ist die Particle Tracking Velocimetry (PTV), bei der aufeinanderfolgende Bilder einer Suspension mit absinkenden Flocken analysiert und ausgewertet werden. Im Rahmen der Particle Image Velocimetry (PIV) erfolgt eine Korrelation der Bewegungen von Partikelgruppen. Smith und Friedrichs (2015) haben beispielsweise einen kombinierten Ansatz gewählt, bei dem PTV und PIV sowohl im Feld als auch im Labor zum Einsatz kamen.

Sofern das Ziel die Bestimmung der effektiven Sinkgeschwindigkeiten von Suspensionen ist, werden Versuchsreihen mit unterschiedlichen initialen Sedimentkonzentrationen durchgeführt. Es ist empfehlenswert, die initialen Sedimentkonzentrationen unter dem Gelpunkt zu halten und die zeitliche Entwicklung der Luftokline zu dokumentieren. Aus der Änderung der Lage der Lutokline über die Zeit dh/dt lässt sich beispielsweise $w_{s,0}f$ aus Gleichung (3.5.2) ableiten, sodass die zwei verbliebenen Unbekannten (C_{gel} , $w_{s,0}$) durch Gleichsetzen der Ergebnisse aus mindestens zwei Versuchen ermittelt werden können.

Erste Untersuchungen zur Bestimmung der Depositionsrate aus einer fließenden Strömung wurden von Krone und Partheniades (Krone 1962; Partheniades 1965) durchgeführt. Dazu wurde eine sedimenthaltige Suspension in einen Gleichgewichtszustand der Strömung überführt. In diesem Zustand findet weder Deposition noch Erosion statt, sodass keine Konzentrationsänderungen festgestellt werden können. Wird der Energieeintrag reduziert, d. h. die Strömung verlangsamt, kommt es zur Deposition. Durch die kontinuierliche Aufzeichnung der Sedimentkonzentration kann nun deren zeitlicher Gradient bestimmt und auf die Depositionsrate geschlossen werden.

3.5. Konsolidierung

Konsolidierung beschreibt einen Prozess der Kompression und Verfestigung, wenn deponierte Sedimente durch ihr Eigengewicht Porenwasser verdrängen und ein Korngerüst aufbauen. In diesem Kapitel wird die Eigengewichtskonsolidierung kohäsiver Sedimente auf der Grundlage des aktuellen Prozessverständnisses beschrieben, bestehende Modellkonzepte vorgestellt und Methoden zur experimentellen Parameterbestimmung diskutiert.

3.5.1. Prozessverständnis

Bei einer zum Zeitpunkt t_0 frisch entstandenen hochkonzentrierten Suspension unterhalb des Gelpunkts laufen zunächst Flockulationsprozesse ab, welche die Lage der Lutokline für einen gewissen Zeitraum t_F stabilisieren. Zum Zeitpunkt $t_0 + t_F$ beginnt der Absinkprozess und die Partikel oder Flocken können je nach vertikaler Ausdehnung der Wassersäule innerhalb von Sekunden bis Minuten durch Zonen geringerer Konzentration frei absinken. Wird die Konzentrationsgrenze behinderten Absinkens überschritten, benötigt das nun als Flüssigschlick bezeichnete Medium einige Stunden um die als Gelpunkt, Gelkonzentration oder Strukturdichte bezeichnete obere Grenze vom Regimes des behinderten Absinkens (vgl. Kap. 3.3) über die gesamte Schicht am Kontraktionspunkt zum Zeitpunkt t_1 zu erreichen. Ab diesem Zeitpunkt wird davon ausgegangen, dass sich erstmals eine zusammenhängende Sedimentmatrix gebildet hat und der Konsolidierungsprozess einsetzt. Mit dem Einsetzen der Konsolidierung erfolgt eine Abkehr von der rein hydromechanischen Betrachtung des Absinkens einzelner Elemente (Partikel, Flocken, Aggregate/Flockenverbunde) hin zu einer bodenmechanischen Perspektive. In der Folge unterliegt die Gewässersohle als Gesamtsystem der Konsolidierung und setzt sich durch ihr Eigengewicht. In der Frühphase der Konsolidierung erfolgt die Sedimentation mit einer Geschwindigkeit von etwa $w_{s,k,1} = 10^{-4} \text{ mm/s}$ (Mehta und McAnally 2008). Unter diesen Umständen spielen effektive Spannungen eine untergeordnete Rolle bei der Beschreibung des Konsolidierungsprozesses. In dieser Phase kann die Konsolidierung allein durch die Permeabilität k hinreichend genau beschrieben werden (Merckelbach und Kranenburg 2004b). Zu einem Zeitpunkt t_2 sind die effektiven Spannungen so groß, dass sie nicht länger vernachlässigt werden können und folglich in der Beschreibung der Konsolidierungsrate miteinbezogen werden müssen (Merckelbach 2000). In dieser Phase hat sich die Setzungsrate der nun teilkonsolidierten Schicht auf Geschwindigkeiten von etwa $w_{s,k,2} = 10^{-6} \text{ mm/s}$ weiter reduziert (Mehta und McAnally 2008). Daher kann die Dauer bis zur Konsolidierung einer Suspension in einem teilkonsolidierten Zustand Tage bis Wochen betragen, während die vollständige Konsolidierung einer konsolidierenden Schicht kohäsiver Sedimente Wochen bis Monate in Anspruch nimmt. Der in Abbildung 3.5-1 schematisch dargestellte Prozess der Konsolidierung einer hochkonzentrierten Suspension zu einer kohäsiven Sedimentschicht veranschaulicht diesen Vorgang. Wichtig bei der Interpretation der hier getätigten Beschreibung ist, dass beachtet wird, dass es sich über den gesamten Zeitraum um einen ungestörten Prozess handelt. In hochdynamischen Systemen wie Ästuaren kommt es zu maßgeblicher Beeinflussung während des beschriebenen Verfestigungsprozesses.

Während des Konsolidierungsprozesses einer solchen Schicht führt das Eigengewicht der aufliegenden Sedimente zu zwei Effekten. Einerseits werden die Flocken durch die Auflast in sich komprimiert, wodurch das Flockenvolumen verringert, die Flockendichte erhöht, der Porenraum verkleinert und der Zusammenhalt der Partikel verstärkt wird. Andererseits wird neben der Veränderung der Flockenstruktur durch Umlagerung der Flocken auch der Porenraum zwischen den

Flocken verkleinert. In dieser Phase findet der Übergang von fluidgetragenen zu strukturgetragenen Partikeln statt. Als Folge der parallel ablaufenden Prozesse nimmt das Volumen der Schicht ab, die Gesamtdichte der Schicht nimmt zu und es bildet sich in Abhängigkeit von der Auflast ein inhomogenes Dichtetiefenprofil aus. Mit zunehmendem Konsolidierungsgrad nimmt neben der Sohlfestigkeit auch der Erosionswiderstand gegenüber einwirkenden Strömungskräften zu. Das Erosionsverhalten bzw. die Ausbildung der kritischen Erosionsschubspannung wird folgerichtig häufig in Abhängigkeit von der Dichte beschrieben (Whitehouse et al. 2000; McAnally et al. 2007b; McAnally et al. 2007a), auch wenn bekannt ist, dass weitere Effekte, wie in Abbildung 3.2-1 dargestellt, die Erodibilität entscheidend beeinflussen können (Grabowski et al. 2011). Um die Dichte einer Schicht zu einem bestimmten Zeitpunkt an einem bestimmten Punkt vorhersagen zu können, ist die Kenntnis der Ablagerungs- und Erosionshistorie sowie des initialen Dichteprofiles der Schicht erforderlich.

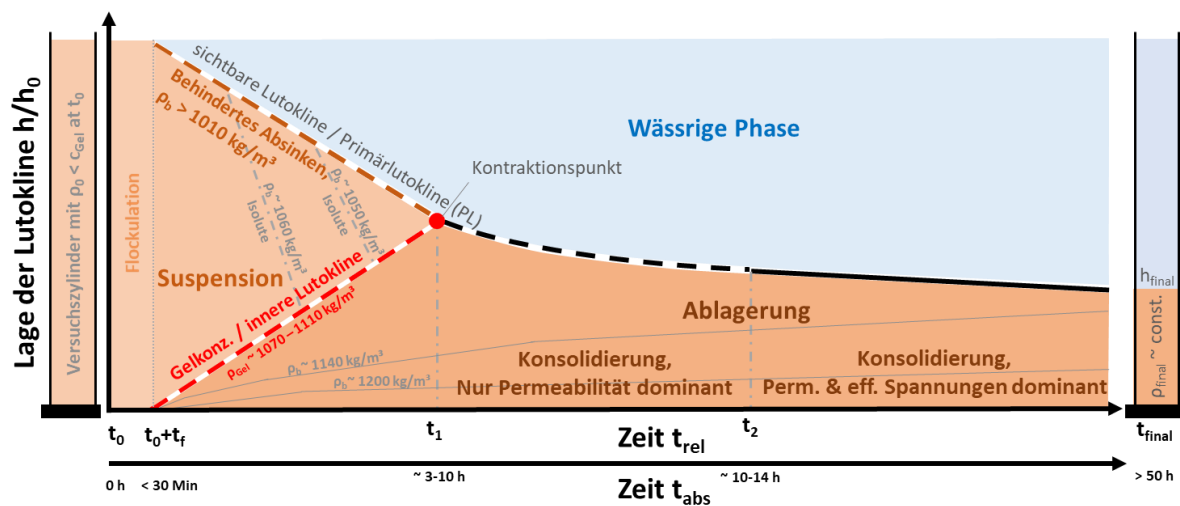


Abbildung 3.5-1: Schema der Bildung einer Ablagerung aus einer hochkonzentrierten Suspension kohäsiver Sedimente mit Kennzeichnung des zeitlichen Verlaufs der Lutokline; Angabe der Bereiche für Flockulation, behindertes Absinken und Konsolidierung, Kennzeichnung der Gelkonzentration und des Kontraktionspunktes sowie Darstellung der Phasenwechselzeitpunkte $t_0 + t_f$ (Beginn des Absinkprozesses nach der Flockulationsphase), t_1 (Beginn permeabilitätsdominierter Konsolidierung), t_2 (Beginn spannungsdominierter Konsolidierung) zur Abgrenzung verschiedener Phasen; Weiterentwicklung und Kombination der Abbildungen und Zahlenangaben aus (Been und Sills 1981; Winterwerp und Van Kesteren 2004f; de Boer et al. 2007)

In experimentellen Untersuchungen wie z.B. von Been und Sills (1981) wird ab Erreichen der Gelkonzentration zunächst ein sprunghafter Anstieg und anschließend ein langsamer Abbau der Porenwasserdrücke beobachtet, was wiederum zur Ausbildung von effektiven Spannungen führt. Dass der Spannungszustand einer konsolidierenden Schicht eine Funktion der Differenz aus Totalspannungen und Porenwasserdrücken ist, wurde von Terzaghi (1943) nachgewiesen und als effektive Spannung bezeichnet. Umfangreiche experimentelle Untersuchungen zur Konsolidierung von kohäsiven Sedimenten wurden u.a. von Been und Sills an der Universität Oxford durchgeführt (Been und Sills 1981, 1982; Sills und Elder 1986; Sills 1998; Merckelbach et al. 2003). Dabei wurde festgestellt, dass das Konsolidierungsverhalten im Wesentlichen von der Kornzusammensetzung der Sedimentablagerung abhängt.

Schlick und Sand in Ästuaren können sowohl als alternierende Schichten als auch als Mischung auftreten (Van Ledden 2003). Bei einem Sedimentgemisch, das signifikante Anteile an Sand, Schluff und Ton aufweist und mit der Strömung transportiert wird, können die deutlichen Unterschiede in den

Sinkgeschwindigkeiten einzelner Schwebstoffe zu inhomogenen Tiefenprofilen der Korngrößenverteilung in der entstehenden Schichtung führen. Sedimente größerer Körnung sowie Flocken mit einer beträchtlichen Größe sinken und setzen sich schneller ab als feine Einzelpartikel. Dies resultiert in einer Zunahme der mittleren Korngröße mit der Tiefe. Das Segregationskonzept nach van Ledden (2002) postuliert, dass die kohäsive Schlick- und die nichtkohäsive Sandfraktion eines Gemisches als sich unabhängig verhaltende Suspensionen betrachtet werden können. Diese Annahme erlaubt es Sandpartikeln, sich durch Schlicksuspensionen zu bewegen, wobei eine horizontale und vertikale Segregation sowie die Bildung sandiger Schichten unter Schlickschichten möglich ist (Winterwerp und Van Kesteren 2004d). In diesem Fall ist lediglich eine geringe Bindungs- und Flockulationsaktivität zwischen den Sand- und Schlickfraktionen zu verzeichnen. Diese Theorie wurde jedoch durch Beobachtungen widerlegt, die zeigen, dass bei der Zugabe von Sand zu einer homogenen Ton-Schluff-Suspension eine beachtliche Menge an Sandpartikeln in Flockenstrukturen gebunden werden kann (Whitehouse et al. 2000; Manning et al. 2010b). Es konnte nachgewiesen werden, dass biologische Faktoren eine entscheidende Rolle bei der Einbindung von Sandpartikeln in Flocken spielen (Manning et al. 2010b). Unabhängig vom konkreten Fall findet die Segregation fast ausnahmslos in der Suspensionsphase statt. In der Konsolidierungsphase erfolgt lediglich eine geringe Segregation der Sandfraktion, welche jedoch durch Kanalbildung die Konsolidierung beschleunigen kann (Mitchener und Torfs 1996). Ein Teilprozess der Segregation ist das differentielle Absinken. Auch Resuspensions-Erosions-Zyklen können mit der Zeit zu einer Segregation der Fraktionen führen. Über die gesamte Mächtigkeit betrachtet konsolidieren geschichtete Sedimente jedoch langsamer als nicht geschichtete kohäsive Sedimente (Torfs et al. 1996).

3.5.2. Modellierung

Modelltechnisch wird der Verfestigungsprozess kohäsiver Sedimente heute im Wesentlichen nach der eindimensionalen Theorie der Eigengewichtskonsolidierung von Gibson (1967; 1981) beschrieben, die als Erweiterung der Konsolidierungstheorie von Terzaghi (1943) auf Laborversuchen zum Verfestigungsverhalten von Tonmineralen beruht.

Das Modell von Terzaghi beruht auf der Annahme, dass die Konsolidierung in einem homogenen Boden proportional zum logarithmischen Verhältnis der Laständerung zur Wassergehaltsänderung ist. Durch Aufbringen einer Last auf eine konsolidierende Schicht werden die Porenräume komprimiert und das Porenwasser extrudiert. Dies ist ein zeitabhängiger Prozess, der zur Setzung und Verfestigung des betrachteten Sediments führt.

Das Modell von Gibson (1967) beschreibt ebenfalls den Konsolidierungsprozess von Sedimentablagerungen. Im Gegensatz zu anderen Modellen berücksichtigt es jedoch neben der Entwässerung der konsolidierenden Schicht sowohl die Kompressibilität des verdrängten Mediums als auch die des Sedimentgerüsts (vertikale und laterale Verformungen). Somit können Volumenänderungen der konsolidierenden Schicht sowohl durch die Verdrängung von Porenwasser als auch durch Kompression des Korngerüsts hervorgerufen werden. Für weiche, kohäsive Sedimente erweist sich das Gibson-Modell als überlegen gegenüber dem Terzaghi-Modell, da die gerüstbildenden Flocken als kompressibel nachgewiesen wurden (Winterwerp und Van Kesteren 2004c). Im Rahmen des Gibson-Modells findet hinsichtlich der Verfestigung durch das Eigengewicht von kohäsiven Sedimentablagerungen eine Berücksichtigung der effektiven Spannung statt, welche folglich mit der Tiefe zunimmt. Diese Tatsache ist darauf zurückzuführen, dass im Rahmen der Betrachtung das Gewicht der darüber befindlichen Sedimentschichten einbezogen wird. Demgegenüber basiert das

Terzaghi-Modell auf der Prämisse einer konstanten effektiven Spannung. Diese Annahme ist für tiefgründige Sedimentablagerungen jedoch nicht zutreffend.

Für die Herleitung der Gibson-Gleichung wird angenommen, dass der Boden ein zweiphasiges Medium aus Wasser und Feststoffen ist. Es ist daher ausreichend, die Massenerhaltung nur für eines der beiden Medien anzunehmen. Trägheitseffekte gegenüber Druckgradienten und Reibung durch Porenwasserströmung sind vernachlässigbar. Die Bewegung des Porenwassers wird durch das Darcy-Gesetz beschrieben. Während Gibson seine Modellformulierung auf der Basis des Verhältnisses von Porenvolumen zu Feststoffvolumen als abhängige Variable und der Materialkoordinate als unabhängige Variable aufstellte, wird die Gibson-Gleichung in der Praxis häufig mit dem Feststoffanteil ϕ_s (Volumen der Feststoffe bezogen auf das Gesamtvolumen) als abhängige Variable und der Eulerschen Vertikalkoordinate z als unabhängige Variable ausgedrückt (Merckelbach 2000; Merckelbach und Kranenburg 2004b). Die Massenerhaltung kann dann folgendermaßen ausgedrückt werden:

$$\frac{\delta \phi_s}{\delta t} + \frac{\delta \phi_s w_s}{\delta z} = 0 \quad (3.5.1)$$

Dabei ist w_s die Vertikalgeschwindigkeit der Partikel und t die Zeit. Die eulersche Koordinate z ist dabei positiv nach oben gerichtet. Das Kräftegleichgewicht ergibt sich zu

$$g[\phi_s \rho_s + (1 - \phi_s) \rho_w] + \frac{\delta \sigma_{tot}}{\delta z} = 0 \quad (3.5.2)$$

wobei σ_{tot} die vertikale Komponente der Totalspannungen beschreibt, g die Erdbeschleunigung, ρ_s die Dichte der Feststoffe und ρ_w die Dichte des Wassers. Die Porenwasserströmung lässt sich nach dem Darcy-Gesetz wie folgt ausdrücken:

$$(1 - \phi_s)(v_f - v_s) = -k \frac{1}{\rho_w g} \frac{\delta p_e}{\delta z} \quad (3.5.3)$$

Dabei ist v_f die Geschwindigkeit des Fluids, k die Permeabilität und p_e der Porenwasserüberdruck (Differenz aus Porenwasserdruck p_w und hydrostatischem Druck p_h). Der Porenwasserüberdruck p_e lässt sich auch als Differenz von Totalspannungen σ_{tot} zu effektiven Spannungen σ' und hydrostatischem Druck p_h ausdrücken:

$$p_e = \sigma_{tot} - \sigma' - p_h \quad (3.5.4)$$

Zwischen der Sinkgeschwindigkeit der Feststoffe w_s und der (aufwärts gerichteten) Geschwindigkeit des Fluids v_f muss Kontinuität bestehen, wodurch sie abhängig voneinander ausgedrückt werden können. Durch zusätzliches Einsetzen in Gleichung (3.5.3) und ergibt sich:

$$w_{s,k} = \frac{v_f(1 - \phi_s)}{\phi_s} = -k[\phi_s \left(\frac{\rho_s - \rho_w}{\rho_w} \right) + \frac{1}{\rho_w g} \frac{\delta \sigma'}{\delta z}] \quad (3.5.5)$$

Die allgemeine Gibson-Gleichung, ausgedrückt mit Feststoffanteil ϕ_s und Vertikalkoordinate z , kann dann durch einsetzen von Gleichung (3.5.5) in Gleichung (3.5.1) erhalten werden:

$$\frac{\delta \phi_s}{\delta t} - \frac{\rho_s - \rho_w}{\rho_w} \frac{\delta(k \phi_s^2)}{\delta z} - \frac{1}{\rho_w g} \frac{\delta}{\delta z} (k \phi_s \frac{\delta \sigma'}{\delta z}) = 0 \quad (3.5.6)$$

Die Konsolidierungsgleichung in Bezug auf den Feststoffanteil ϕ_s in Euler-Koordinaten lautet (Winterwerp et al. 2021):

$$\frac{\delta \phi_s}{\delta t} - \frac{\delta}{\delta z} [w_{s,0} f(\phi_s, C_{gel}) + \Delta_p k \phi_s^2] - \frac{\delta}{\delta z} \Gamma_c \frac{\delta}{\delta z} = 0 \quad (3.5.7.)$$

Die Methodik zur Modellparametrisierung auf der Grundlage experimenteller Untersuchungen wird nachfolgend beschrieben.

3.5.3. Parameterbestimmung in experimentellen Untersuchungen

Die Untersuchung des Absink- und Konsolidierungsverhaltens kohäsiver Sedimente wird in der Regel in sogenannten Absinksäulen vorgenommen. Wie in Kapitel 3.3 erläutert, wird der Absink- und Konsolidierungszustand anhand der Entwicklung der Lutokline, der Permeabilität, der Porenwasserdrücke, der effektiven und der totalen Spannungen beschrieben. Zur Bestimmung dieser Parameter ist eine Dokumentation der Dichteentwicklung sowie eine Aufzeichnung der Porenwasserüberdrücke erforderlich. Zur Bestimmung der Entwicklung von Dichteprofilen werden häufig Gammastrahlen eingesetzt, deren Abschwächung durch das Sediment als Proxy für die Dichte verwendet wird. Die Anforderungen an die Sicherheitsausrüstung des Labors bei Verwendung von Gamma-Strahlen sind jedoch hoch. Die Erfassung der Porenwasserdrücke erfolgt mit Hilfe von Drucksensoren oder Standrohren (Berlamont et al. 1993). Die bei solchen Untersuchungen beobachtete Änderung der Lage der sichtbaren Lutokline verläuft im Bereich des behinderten Absinkens weitgehend linear entsprechend der effektiven Sinkgeschwindigkeit im Bereich der initialen Suspensionsdichte ρ_0 (Winterwerp und Van Kesteren 2004e, 2004d). Wie in Abbildung 3.5-1 dargestellt, bildet sich bereits während dieses Prozesses eine zweite, innere Lutokline aus, die vom Säulenboden ausgeht und den Beginn der Sohlbildung markiert. Mit der Zeit nähern sich die sichtbare und die innere Lutokline an, bis sie sich zum Zeitpunkt t_1 am Kontraktionspunkt mit der Gelkonzentration C_{cel} treffen. Die Entwicklung der Lutokline wird meistens fotografisch dokumentiert. Für Untersuchungen dieser Art werden in der Regel homogene Sedimentgemische generiert, deren Reproduzierbarkeit zu gewährleisten ist. Für die Homogenisierung gibt es keine standardisierte oder allgemein anerkannte Methodik, obwohl sie den weiteren Verlauf der Untersuchungen beeinflusst. Brouwers et al. (2023) schlagen eine Standardisierungsmethodik des Homogenisierungsprozesses auf Basis eigener Untersuchungen mit natürlichen Sedimenten vom Hafen Antwerpen-Brügge vor, die im Wesentlichen auf möglichst langen Homogenisierungszeiten beruht.

Im Folgenden wird das von Winterwerp (2021) beschriebene Verfahren zur Anpassung der Sinkgeschwindigkeitsformulierung und der Konsolidierungsgleichung skizziert, welches auf Untersuchungen von Merckelbach und Kranenburg (2004b) beruht. Die Autoren verfolgen einen fraktalen Ansatz zur Beschreibung von Flocken, der sich aus der Arbeit von Dankers und Winterwerp (2007) ableitet.

In einem ersten Schritt wird der zeitliche Verlauf der Lutokline aus experimentellen Untersuchungen abgeleitet. Im Anschluss erfolgt eine Anpassung der nachfolgend beschriebenen Modellgleichungen. Der Bereich des behinderten Absinkens wird dabei durch die Sinkgeschwindigkeitsformulierung aus Gleichung (3.4.7) beschrieben, welche den ersten und den zweiten Term aus Gleichung (3.5.7) darstellt. Unter Zuhilfenahme der Beziehung $dh/dt = w_{s,eff} = f w_{s,0}$ lassen sich die Unbekannten c_{gel} und $w_{s,0}$ mit Hilfe von mindestens zwei Versuchen unterschiedlicher Initialkonzentration, für die der Verlauf des Lutoklinen dokumentiert wurde, ermitteln. Aus den Aufnahmen der Lage der Lutokline lässt sich anschließend die effektive

Sinkgeschwindigkeit $w_{s,eff}$ bzw. die Lage der Lutokline $h(t)$ im Bereich des behinderten Absinkens wie folgt beschreiben:

$$h(t) = \frac{\zeta_m}{\phi_{s,0}} - \phi_{s,0}^{1-n} K_k \Delta_\rho t \quad (3.5.8.)$$

Dabei sind $\phi_{s,0}$ der initiale Feststoffanteil, $\zeta_m = \int^h \Phi_s dz$ die Gibson-Höhe (die Höhe der Gesamtmenge an Schlick in der Absinksäule). Für n gilt

$$n = 2/(3 - n_f) \quad (3.5.9.)$$

mit der fraktalen Dimension n_f (typische Werte liegen im Bereich von 2 bis 3, für Flüssigschlick bei 2,7 – 2,8). Δ_ρ ist die relative Sedimentdichte mit $\Delta_\rho = (\rho_s - \rho_w)/\rho_w$ und K_k ist ein als Permeabilitätskoeffizient bezeichneter empirischer Anpassungsparameter. Die erste Ableitung von Gleichung (3.5.8) ergibt die effektive Sinkgeschwindigkeit $w_{s,eff}$.

Die folgende Phase der permeabilitätsdominierten Konsolidierung kann durch eine Wellengleichung bzw. die Terme 1 und 3 der Gleichung (3.5.7) beschrieben werden. Die Entwicklung der Lutokline über die Zeit t errechnet sich in diesem Bereich wie folgt:

$$h(t) = \left(\frac{2-n}{1-n} \zeta_m \right) \left((n-2) \Delta_\rho K_k \right)^{\frac{1}{2-n}} t^{\frac{1}{2-n}} \quad (3.5.10.)$$

Durch Anpassung der Funktion an den gemessenen Lutoklinenverlauf können die Parameter n (bzw. die fraktale Dimension n_f) und der Permeabilitätskoeffizient K_k bestimmt und der Lutoklinenverlauf modellbasiert beschrieben werden. Anschließend kann die Permeabilität bzw. die hydraulische Durchlässigkeit k bestimmt werden:

$$k = K_k \phi_s^{-\frac{2}{3-n_f}} \quad (3.5.11.)$$

Ab dem Zeitpunkt t_2 wird die Konsolidierungsrate auch durch die effektiven Spannungen bestimmt, so dass auch der vierte Term aus Gleichung (3.5.7) berücksichtigt werden muss. Durch Integration der Terme 1, 3 und 4 aus Gleichung (3.5.7) erhält man das Dichteprofil $\Phi_s(z)$ im Gleichgewichtszustand, d.h. bei Abschluss der Konsolidierung nach Erreichen der finalen Sedimenthöhe h_{final} .

$$\Phi_s(z) = \left[\frac{n-1}{n} \frac{(\rho_s - \rho_w)g}{K_p} \right]^{\frac{1}{n-1}} (h - z)^{\frac{1}{n-1}} \quad (3.5.12.)$$

Durch Integration von Gleichung (3.5.12) ergibt sich die endgültige Sedimenthöhe h_{final} zu:

$$h_{final} = \frac{nK_p}{(n-1)(\rho_s - \rho_w)g} \left[\rho_s - \frac{(\rho_s - \rho_w)g}{K_p} \zeta_m \right]^{\frac{n-1}{n}} \quad (3.5.13.)$$

Durch Anpassen der Gleichung (3.5.12) an das gemessene Gleichgewichtsdichteprofil unter Verwendung des zuvor bestimmten Wertes n (bzw. n_f) kann die letzte Unbekannte K_p bestimmt werden. Es ist auch möglich, K_p aus Gleichung (3.5.13) abzuleiten, wenn die endgültige Sedimenthöhe h_{final} bekannt ist.

Zur präzisen Bestimmung des Spannungszustandes sind räumlich möglichst hoch aufgelöste Dichteprofile erforderlich. Um den Aufwand zu reduzieren, sind möglichst störungsfreie Dichtemessungen durchzuführen. Röntgenbasierte Dichtemessungen sind zwar aufwendig, haben sich aber bewährt (Been und Sills 1982, 1981; Sills 1998). Ist eine störungsfreie Dichtebestimmung nicht möglich, müssen alternative Methoden entwickelt werden. Die Bestimmung des Porenwasserüberdrucks ist in der Regel schwierig, da die Unsicherheiten der Aufzeichnung in der gleichen Größenordnung liegen wie die Messgenauigkeit der Druckaufnehmer. Eine einfache Alternative ist der Einsatz von Standrohren in unterschiedlichen Tiefen (Sills 1998). Problematisch ist hierbei die mögliche Beeinflussung der Messungen durch das Eindringen von Sediment in die Standrohre oder die Veränderung der gemessenen Drücke durch den Einsatz von Filtermaterialien. Liegen keine zeitabhängigen Informationen über die Entwicklung des Dichteprofiles und der Porenwasserdrücke vor, kann der Konsolidierungszustand wie skizziert auch allein anhand der initialen Sedimentkonzentration und der Sedimenthöhe nach Abschluss der Konsolidierung beschrieben werden (Merckelbach und Kranenburg 2004b). Darüber hinaus haben Thiebot et al. (2011) auf Basis eines Optimierungsansatzes eine Möglichkeit entwickelt, die Permeabilität und die effektiven Spannungen allein aus Messungen des Lutoklinenverlaufs abzuleiten. Bei diesem Ansatz werden die Modellparameter iterativ so lange angepasst, bis die Abweichung in Form des mittleren quadratischen Fehlers zwischen modellierter und experimenteller Lutokline einen definierten Grenzwert unterschreitet.

3.6. Rheologie

Rheologie ist die Lehre von der Deformation und vom Fließen der Substanzen (Mezger 2019). Die Rheologie kohäsiver Sedimente befasst sich mit dem Fließverhalten und den mechanischen Eigenschaften von Sedimenten unter dem Einfluss von Scherkräften. Durch die vor allem häufig wechselnden Umgebungsbedingungen und somit variablen interpartikulären Wechselwirkungen entsteht ein komplexes System von kohäsiven Suspensionen und Ablagerungen, deren rheologisches Verhalten sich in Abhängigkeit der angewandten Spannung und der Sedimentkonzentration ändert.

In diesem Kapitel wird kurz auf die wichtigsten Grundlagen der Rheologie eingegangen und dann das derzeitige Prozessverständnis zum rheologischen Verhalten von kohäsiven Suspensionen und Ablagerungen anhand verschiedener Suspensionstypen aufgearbeitet. Anschließend werden Ansätze zur Modellierung des rheologischen Verhaltens diskutiert und schließlich experimentelle Untersuchungen zur Parameterbestimmung mit rheometrischen Methoden beschrieben.

3.6.1. Prozessverständnis

Das rheologische Verhalten eines Stoffs wird in der Regel entweder auf Basis des Verhaltens einer Flüssigkeit oder auf Basis des Verhaltens eines Festkörpers beschrieben. Flüssigkeiten zeigen ein viskoses Fließverhalten, das sich mit der Zeit oder unter verschiedenen Scherbedingungen nicht ändert. Feststoffe zeigen elastisches oder plastisches Verhalten. Bei elastischem Verhalten sind Verformungen reversibel, bei plastischem Verhalten nicht. Die theoretische Beschreibung des rheologischen Verhaltens bewegt sich daher zwischen der Beschreibung idealviskoser Flüssigkeiten und der Beschreibung idealplastischer Festkörper. Natürliche Stoffe weisen sowohl viskose als auch elastische Anteile auf und werden daher meist als viskoelastisch bezeichnet (Mezger 2019).

Suspensionen und Ablagerungen kohäsiver Sedimente zeigen (vor allem) in Abhängigkeit der Sedimentkonzentration ein viskoelastisches, viskoplastisches oder pseudo-plastisches Verhalten, das

entweder eher feststoffähnlich oder eher flüssigkeitsähnlich ist (McAnally et al. 2007a). Beispielsweise verhält sich mobiler Flüssigschlick flüssigkeitsähnlich aber hochviskos und nicht-newtonisch, wogegen sich stationärer, partikelgestützter Flüssigschlick eher poroelastisch bzw. poroplastisch oder viskoelastisch verhält (Mehta 2002). Das Verhältnis zwischen elastischem, viskosem und plastischem Verhalten bestimmt den visko-elastisch-plastischen Effekt, der neben der Sedimentkonzentration prinzipiell von Zeit, Geschwindigkeit, Belastung, Frequenz und Temperatur abhängt (Mezger 2019). Der Übergang von elastischer zu plastischer Verformung wird durch eine kritische Schubspannung beschrieben, die als Fließgrenze bezeichnet wird (Mezger 2019).

Das rheologischen Verhalten eines Stoffes kann anhand von Fließ- oder Viskositätskurven dargestellt und interpretiert werden. In der Fließkurve wird der Zusammenhang von Schergeschwindigkeit und Schubspannung dargestellt, in der Viskositätskurve der Zusammenhang von Viskosität und Schergeschwindigkeit. Die Viskosität ist dabei der Quotient aus Schubspannung und Schergeschwindigkeit.

Das an kohäsiven Suspensionen und Ablagerungen beobachtete rheologische Verhalten wird unter Bezugnahme auf die in Kapitel 4.1 definierten Suspensionstypen nachfolgend eingeordnet:

- Geringkonzentrierte Schlicksuspensionen weisen in der Regel keine Fließgrenze auf und verhalten sich wie eine newtonsche Flüssigkeit. Bei einer newtonschen Flüssigkeit hängt die Scherrate linear von der Schubspannung ab. Die Viskosität ist konstant und unabhängig von der Scherrate.
- Hochkonzentrierte Schlicksuspensionen können eine Fließgrenze oder zumindest eine erhöhte Viskosität aufweisen. Hochkonzentrierte Suspensionen und Flüssigschlick können u.a. nach dem Fließverhalten (linearer oder nichtlinearer Zusammenhang zwischen Schubspannung und Scherrate) unterschieden werden (Winterwerp 1999).
- Mobiler Flüssigschlick verhält sich strukturviskos und nicht-newtonisch (Mehta 2002), d.h. die Scherrate hängt nichtlinear von der Schubspannung ab und die Viskosität hängt von der Scherrate ab. Rheologische Untersuchungen zeigen eine Fließgrenze im einstelligen Pascal-Bereich.
- Stationärer Flüssigschlick ist bereits in Teilen partikelgestützt ($C > C_{gel}$) und verhält sich poro- bzw. viskoelastisch (Mehta 2002). Rheologische Untersuchungen zeigen eine Fließgrenze im kleinen zweistelligen Pascal-Bereich.
- Teilkonsolidierte und konsolidierte Gewässersohlen weisen eine deutlich erhöhte Fließgrenze auf und zeigen ein feststoffähnliches Verhalten. Die Fließgrenze liegt im Bereich von mehreren 10 Pascal.

In zahlreichen Untersuchungen wurde für Flüssigschlick eine Fließgrenze festgestellt und strukturviskoses Verhalten nachgewiesen (Zhu et al. 2001; Malcherek 2010b; Papenmeier et al. 2013; Spearman 2017; Shakeel et al. 2019, 2020a). In der Fließkurve ist die Fließgrenze durch einen Scherwiderstand gekennzeichnet, der zu einem Anstieg der Schubspannung führt, ohne dass die Schergeschwindigkeit zunimmt. Bei strukturviskosen oder scherverdünnenden Stoffen nimmt die Viskosität mit der Scherrate ab (Mehta und McAnally 2008), weil sich die innere Struktur des Fluids bei Belastung der Strömung anpasst und dadurch den inneren Widerstand, also die Viskosität, verringert.

Die vier Hauptursachen für strukturviskoses Verhalten in kohäsiven Sedimenten sind Orientierung, Formänderung, Aufbrechen von Aggregaten und Faserverlängerung (Malcherek 2010b). Nimmt die Viskosität mit der Scherrate zu, wird das Fließverhalten als dilatant oder scherverdickend bezeichnet. Die Scherbelastung kann zu einer kompakteren Lagerung der ohnehin nah beieinander liegenden Partikel und weiteren Entwässerung führen, was den Widerstand erhöht (Mezger 2019). Dilatantes Verhalten tritt bei kohäsiven Sedimenten typischerweise nur bei sehr hohen Sedimentkonzentrationen mit nicht-newtonschem Fließverhalten oberhalb der Fließgrenze auf. Ab einer kritischen Scherrate kann es zu einer turbulenten Bewegung der Partikel kommen, wodurch die Viskosität ansteigt (Malcherek 2010b). Dieser Effekt tritt in der Regel nur bei unnatürlich hohen Scherraten auf und ist daher für die praktische Anwendung nicht relevant.

Neben dem bei rheometrischen Messungen beobachteten Scherverhalten zeigen Schlicker häufig eine Zeitabhängigkeit, die unabhängig von der Betrachtung des Feststoffanteils ist. Dieses als Thixotropie bezeichnete Materialverhalten ist auf die Orientierung und den Zusammenhalt der Partikel und Flocken zurückzuführen. Werden die Bestandteile in der Suspension einer Strömung oder Scherbeanspruchung ausgesetzt, so können Bindungen aufbrechen und die nicht-sphärischen Partikel richten sich aus, um den Strömungswiderstand zu minimieren. Dies lässt sich gut am Verhalten der Scherverdünnung beobachten. Wiederholt sich eine Scherbelastung innerhalb kurzer Zeit oder sinkt die Scherrate, so sind die Partikel noch nach der Strömung ausgerichtet und die Bindungen bereits aufgebrochen, so dass nun geringere Scherspannungen erforderlich sind, um den Zustand aufrechtzuerhalten. Das zuvor beobachtete Verhalten stellt sich erst nach einer „Ruhezeit“ wieder ein, wenn sich die Orientierung der Teilchen und die Bindungen wieder zurückgebildet haben. Dieser Effekt wird auch als Hysterese bezeichnet.

Neben der Sedimentkonzentration sind weitere Einflussfaktoren zu berücksichtigen, darunter der organische Anteil, die Partikelgröße, die Partikelform, die chemische Zusammensetzung, der pH-Wert und die Temperatur (Mehta und McAnally 2008; Shakeel et al. 2021). Die Temperatur hat beispielsweise einen Einfluss auf das Flockenverhalten, wobei dieser Einfluss im Rahmen der natürlichen Variabilität in Ästuaren als geringfügig eingestuft wird. Auch der pH-Wert wird für die Transportmodellierung in der Regel vernachlässigt, da in der Wassersäule nur geringe Schwankungen auftreten. In der Gewässersohle kann ein sich ändernder pH-Wert jedoch signifikante Auswirkungen auf die Sohlstabilität haben (Ravisangar et al. 2001). Partikelgröße und -form sowie die chemische Zusammensetzung beeinflussen das Potential für den Zusammenhalt der Partikel und damit direkt die Viskosität. Da für die Wirkung dieser Faktoren der Partikelabstand entscheidend ist, nimmt ihr Einfluss mit steigender Sedimentkonzentration zu. Der organische Anteil setzt sich aus verschiedenen Komponenten in unterschiedlichen Anteilen zusammen und kann sich daher unterschiedlich auf das rheologische Verhalten auswirken. Es lässt sich jedoch feststellen, dass die Fließgrenzen kohäsiver Sedimente bei gleicher Dichte mit zunehmendem Organikgehalt ansteigen.

Aufgrund der Variabilität der genannten Parameter in Ästuarsystemen bleibt die Beschreibung des rheologischen Verhaltens der Suspensionsklassen eine verallgemeinernde Verhaltensbeschreibung, die räumlich, zeitlich und lokal variieren kann (McAnally et al. 2007a). Die beste Näherung zur Beschreibung des rheologischen Verhaltens kann daher durch eine Modellierung der Variabilität der Einflussgrößen und letztlich der Rheologie kohäsiver Suspensionen auf der Basis experimenteller rheometrischer Untersuchungen an natürlichen Sedimenten erreicht werden. Im Folgenden Abschnitt wird daher eine kurze Einführung in die Modellierung des rheologischen Verhaltens gegeben.

3.6.2. Modellierung

Der charakteristische Zusammenhang zwischen Scherspannung, Schergeschwindigkeit und Viskosität für Fluide unterschiedlicher Eigenschaften ist beispielhaft anhand von vier rheologischen Modellen in Abbildung 3.6-1 und Abbildung 3.6-2 dargestellt. Die vier Modelle beschreiben das Materialverhalten anhand des Zusammenhangs zwischen Scherspannung und Schergeschwindigkeit wie folgt:

- Newton-Fluid: linearer Zusammenhang zwischen Scherspannung und Schergeschwindigkeit ohne Fließgrenze (Nulldurchgang). Die Viskosität ist unabhängig von der Schergeschwindigkeit und daher eine Stoffkonstante.
- Bingham-Fluid: Linearer Zusammenhang zwischen Scherspannung τ und Schergeschwindigkeit $\dot{\gamma}$ nach Überschreiten einer Fließgrenze (Kein Nulldurchgang), die Viskosität sinkt mit der Schergeschwindigkeit.
- Strukturviskoses Fluid: scherverdünnender Zusammenhang zwischen Scherspannung und Schergeschwindigkeit. Abnahme der Viskosität mit der Schergeschwindigkeit.
- Dilatantes Fluid: scherverdickender Zusammenhang zwischen Scherspannung und Schergeschwindigkeit. Zunahme der Viskosität mit der Schergeschwindigkeit.

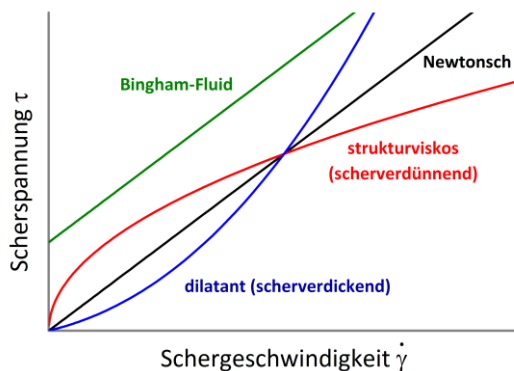


Abbildung 3.6-1: Scherspannung nichtnewton'scher Fluide nach (Haba 2013a)

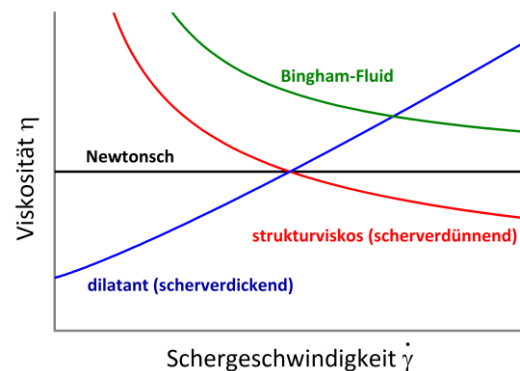


Abbildung 3.6-2: Viskosität nichtnewton'scher Fluide nach (Haba 2013b)

Ein Newton-Fluid lässt sich durch folgenden Zusammenhang beschreiben:

$$\tau = \eta \dot{\gamma} \quad (3.6.1)$$

Wobei η die (konstante) dynamische Viskosität des Fluids ist. Bingham (1922) ergänzt das Modell um eine Fließgrenze τ_{FB} , die überschritten werden muss, um newtonsches Fließen zu erreichen:

$$\tau = \tau_{FB} + \eta \dot{\gamma} \quad (3.6.2)$$

Wobei der Parameter η die Steigung nach Überschreiten der Fließgrenze definiert. Obwohl viele natürliche kohäsive Sedimentablagerungen eine Fließgrenze aufweisen, ist die Beziehung zwischen Schergeschwindigkeit und Schubspannung oberhalb der Fließgrenze eher scherverdünnend und nur selten linear. Ein Grund für die Simplität dieses Modells ist, dass es weder zeit- noch

konzentrationsabhängig ist. Herschel und Bulkley (1926) führten einen Exponenten ein, hier E_{14} , der das scherverdünnende Verhalten unter Einbeziehung einer Fließgrenze τ_{FHB} abbilden kann:

$$\tau = \tau_{FHB} + \eta \dot{\gamma}^{E_{14}} \quad (3.6.3)$$

Für den Fall $E_{14} = 1$ entspricht das Herschel-Bulkley-Modell dem Bingham-Modell (Bingham 1922). Aus Gründen der Simplität wird häufig der Ansatz nach Bingham verwendet, obwohl Flüssigschlicke oberhalb der Fließgrenze meist ein scherverdünnendes Verhalten mit einem Exponenten $E_{14} < 1$ zeigen (McAnally et al. 2007a). Das rheologische Verhalten von Flüssigschlick ist jedoch thixotrop und seine Scherabhängigkeit auch oberhalb der Fließgrenze meist nichtlinear, so dass die Anwendung der „einfachen“ rheologischen Gesetze nach Bingham oder Herschel-Bulkley für die großräumige numerische Modellierung nicht immer die beste Lösung sind (Oberrecht und Wurpts 2018). Dennoch stellen sie häufig die beste verfügbare Approximation zur rheologischen Beschreibung des Verhaltens kohäsiver Suspensionen dar.

Worall und Tuliani (1964) entwickelten ein Modell, das die zeitabhängige Strukturänderung durch Einführung eines Thixotropieparameters berücksichtigt. Toorman (1997) entwickelte das Modell von Worall-Tuliani (1964) weiter, sodass es das thixotrope Verhalten von Flüssigschlick abbilden kann (Oberrecht und Wurpts 2018). Die Gleichung nach Toorman (1997) ist abhängig von der Fließgrenze τ_y , der Scherrate $\dot{\gamma}$ und dem Grad der Struktur in der Suspension λ (0: strukturlos, 1: max. Flockengröße aller Aggregate) und kann wie folgt ausgedrückt werden (Oberrecht und Wurpts 2018):

$$\tau = \lambda \tau_y + (\mu_\infty + c\lambda + \beta \tau_y \lambda_e) \dot{\gamma} \quad (3.6.4)$$

$$\lambda_e = \frac{\lambda_0}{1 + \beta \dot{\gamma}} \text{ mit } \beta = \frac{b}{a} \quad (3.6.5)$$

Die Anpassungsparameter a und b bestimmen den Aufbau und Zerfall der Struktur, μ_∞ ist die Bingham-Viskosität, für c gilt $c = \mu_0 - \mu_\infty$ mit der initialen differentiellen Viskosität μ_0 . Auch Malcherek (2010b) hat die Eignung des Worall-Tuliani-Modellgesetzes anerkannt und schlägt eine Weiterentwicklung durch Einführung einer vom Feststoffanteil ϕ_s abhängigen Parametrisierung vor:

$$\tau(\phi, \dot{\gamma}) = \tau_y \phi_s^{E_{15}} + \mu_0 \exp(E_{16} \phi_s) \dot{\gamma} + \frac{E_{17} \phi_s^{E_{18}} E_{19} \phi_s \dot{\gamma}}{\alpha_{break} \dot{\gamma} + E_{17} \phi_s^{E_{18}}} \quad (3.6.6)$$

Die Fließgrenze (1. Term), die strukturabhängige Viskosität (2. Term) und die Flockendynamik (3. Term) können damit feststoff- bzw. konzentrationsabhängig durch die sieben empirisch zu bestimmenden Parameter τ_y , E_{15} , E_{16} , E_{17} , E_{18} , E_{19} und α_{break} beschrieben werden.

Zusätzlich zur Bingham-Fließgrenze wird bei rheometrischen Untersuchungen von Schlick teilweise eine weitere Fließgrenze beobachtet (Shakeel et al. 2020a, 2020b). Die bisher genannten Modelle bilden diese doppelte Fließgrenze nicht ab. Shakeel et al. (2021) schlagen auf Basis der rheologischen Untersuchung von kohäsiven Elbe-Sedimenten ein empirisches Modell vor, dass zwei Fließgrenzen, nämlich die statische und fluidale Fließgrenze, abbildet:

$$\tau = \alpha \tau_{stat} + (1 - \alpha) \tau_{fluid} \quad (3.6.7)$$

$$\text{Mit } \tau_{stat} = \frac{\tau_s}{1 + \frac{\dot{\gamma}_s}{\dot{\gamma}}}, \tau_{fluid} = \tau_s + \frac{\tau_f}{1 + \left(\frac{\dot{\gamma}_f - \dot{\gamma}_0}{\dot{\gamma} - \dot{\gamma}_0}\right)^d} + \mu_{\infty}(\dot{\gamma} - \dot{\gamma}_0)$$

$$\text{und der Treppenfunktion } \alpha = 1 - \frac{1}{1 + \exp(-k(\dot{\gamma} - \dot{\gamma}_0))}$$

Dabei beschreiben τ_s die „wahre“ Fließgrenze bei Scherrate $\dot{\gamma} = \dot{\gamma}_0$ und τ_{fluid} bzw. τ_{stat} die fluidale bzw. statische Fließgrenze. Die Funktion für τ_{fluid} kann dabei als angepasstes Worall-Tuliani-Modell verstanden werden, wenn $\tau_s/\dot{\gamma} = \Delta\mu$ und $\dot{\gamma}^{-1} = \beta$ gilt. Der Parameter α wird durch eine Treppenfunktion definiert, die für $\alpha(\dot{\gamma} < \dot{\gamma}_0) = 0$ und für $\alpha(\dot{\gamma} > \dot{\gamma}_0) = 1$ ergibt. Der theoretische Verlauf des Modells und die Bedeutung seiner Parameter sind in Abbildung 3.6-3 dargestellt.

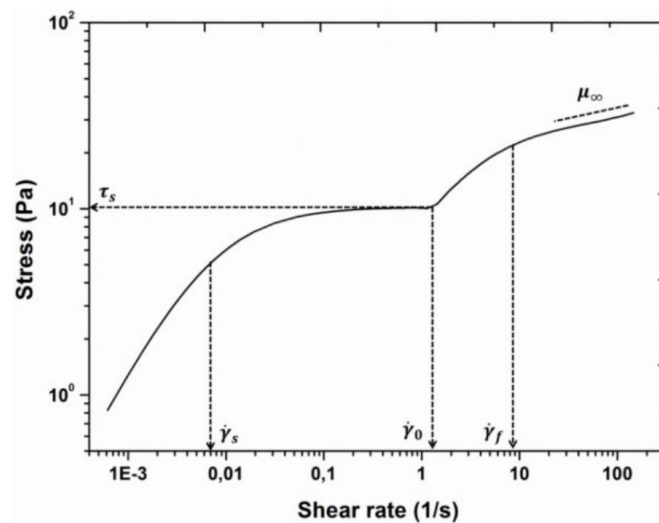


Abbildung 3.6-3: Theoretischer Verlauf der Modellfunktion nach Shakeel (2022) und seiner empirischen Parameter, der „wahren“ Fließgrenze τ_s und der korrespondierenden Scherrate $\dot{\gamma}_0$, der Scherrate $\dot{\gamma}_s$ an der statischen und der Scherrate $\dot{\gamma}_f$ an der fluidalen Fließgrenze sowie der Bingham-Viskosität μ_{∞} , aus Shakeel (2022)

Die Schärfe des Übergangs zwischen den Fließregimen bei hohen Scherraten wird durch die Anpassungsparameter k und μ_{∞} definiert. Die Terminologie der zwei Fließgrenzen wurde aufgrund der Materialbeschaffenheit in den Regimen gewählt, da entweder eine zusammenhängende Partikelstruktur existiert oder lokale Konglomerate von Partikeln vorliegen (Shakeel et al. 2021).

3.6.3. Parameterbestimmung in experimentellen Untersuchungen

Das Fließverhalten eines viskosen Fluids wird üblicherweise im Couette-Versuch bestimmt. Theoretisch wird ein Fluid mit der Geschwindigkeit u_0 und dem Wandabstand h durch eine Platte geschert. In der Praxis wird ein konzentrischer Zylinder in eine Probe definierter Größe eingetaucht und dann gedreht. Durch die Rotation wird das Fluid geschert. Dabei nimmt die Geschwindigkeit des Fluids von der Platte zur Wand linear ab, so dass die Scherrate der Quotient aus Geschwindigkeit und Wandabstand ist. Die Scherspannung τ ergibt sich aus der zur Aufrechterhaltung der Geschwindigkeit erforderlichen Kraft F pro Fläche A . Die Ergebnisse rheometrischer Messungen werden in Form von Fließ- und Viskositätskurven dargestellt. Die Viskosität ist ein Maß für die Spannung, die notwendig ist, um eine Scherströmung aufrecht zu erhalten.

Die exakte experimentelle Bestimmung der Fließgrenze ist schwierig, da die Fließgrenze die Scherspannung bei einer Schergeschwindigkeit gegen Null darstellt. Je nach Fragestellung kann die Fließgrenze aus verschiedenen Belastungskonfigurationen bestimmt werden. Die Untersuchung der thixotropen Eigenschaften kohäsiver Sedimente erfolgt typischerweise per Scherratenanstieg und -abfall (Shakeel et al. 2021). Die Fläche der Hystereseschleife, die sich zwischen der Aufwärts- und Abwärtskurve bildet, ist ein Maß für das thixotrope Verhalten des Materials. Zur Bestimmung der Fließgrenze unterscheidet Shakeel (2022) stationäre und oszillierende Methoden:

Stationäre Methoden:

- Kriechen: In einem typischen Kriechversuch werden konstante Spannungen in einem Bereich, der die Fließgrenze umfasst, in aufeinanderfolgenden Versuchen auf die Probe aufgebracht und die resultierende Verformung als Funktion der Zeit gemessen.
- Schubspannungswachstum: Scherratengesteuerter Versuch (CSR). Eine konstante Schergeschwindigkeit wird angewendet und die resultierende Schubspannung als Funktion der Zeit gemessen.
- Schubspannungsanstieg: Schubspannungsgesteuerter Versuch (CSS). Die Schubspannung wird linear mit der Zeit erhöht und die resultierende Scherrate gemessen.
- Scherratenanstieg und -abfall: Scherratengesteuerter Versuch (CSRT). Die Scherrate steigt nach einem vorgegebenen Muster bis zu einem Maximum an und fällt dann mit der gleichen Rate ab.
- Vorscherung: Eine Probe wird für eine bestimmte Zeit dt mit einer Vorscherung belastet, bevor die Scherrate langsam reduziert wird.

Oszillierende Methoden:

- Amplitudenanstieg: Die Scherrate oder die Schubspannung wird bei einer bestimmten Frequenz sinusförmig aufgebracht. Das Ergebnis ist der Speichermodul G' oder der Verlustmodul G'' als Funktion der Spannung oder Dehnung.
- Frequenzanstieg: Die Frequenz wird innerhalb des linear-elastischen Bereichs in Abhängigkeit von den Ergebnissen der Amplitudenanstiegsversuche erhöht. Diese Methoden werden verwendet, um das Werkstoffverhalten ohne Zerstörung der inneren Struktur zu untersuchen.

Bei einem CSR-Versuch wird dem untersuchten Medium auch bei kleinsten Scherraten eine Rotation aufgezwungen. Ein CSS-Versuch dagegen vereinfacht die Bestimmung der Fließgrenze, weil eine Rotation erst bei Überschreiten einer kritischen Schubspannung, der Fließgrenze, erzeugt wird (Malcherek 2011). Nach Shakeel (2022) können mit CSS-Versuchen auch die statische und die fluidische Fließgrenzen bestimmt werden, sofern der Schubspannungsbereich, in dem diese auftreten, im Voraus bekannt ist. Wurpts und Oberrecht (2018) weisen zudem darauf hin, dass die Bestimmung der Fließgrenze von den untersuchten Messgeräten und der zugrundeliegenden Fragestellung beeinflusst werden kann.

Für die Bestimmung der Fließgrenze aus CSS-Versuchen wird die „Tangentenmethode“ nach Mezger (2019) empfohlen, die auch bei Kriech- und Kriecherholungsversuchen konsistente Ergebnisse liefert. Bei der semigraphischen Methode werden die Messergebnisse (Viskosität und Scherrate)

logarithmisch gegeneinander aufgetragen. Die Fließgrenze befindet sich im Schnittpunkt der Tangenten mit der Ordinate, die durch Regression an repräsentative Abschnitte vor und nach dem eindeutigen Fließbeginn bzw. Regimewechsel angepaßt werden. Eine weitere Methode zur Bestimmung der Fließgrenze besteht darin, die Gültigkeit eines Modellgesetzes anzunehmen und die Fließgrenze durch Parametrisierung zu bestimmen. Wie bereits aufgezeigt, hat Shakeel (2022) systematische Experimente an kohäsiven Sedimenten durchgeführt, um die genaue Bestimmung der Fließgrenze(n) mit verschiedenen Belastungskonfigurationen zu untersuchen. Im Ergebnis wurde festgestellt, dass die Bestimmung mit der CSS-Methode den anderen Methoden vorzuziehen ist, da die Fließgrenzenbestimmung weitgehend strukturerhaltend erfolgt. Fortschritte in der Präzision von Rotationsrheometern haben in den letzten zehn Jahren die Existenz einer doppelten Fließgrenze für ästuarinen Schlick aufgezeigt, für deren Bestimmung in der Regel die Speicher- und Verlustmodule in Oszillationsversuchen zu bestimmen sind.

Die Bestimmung der Viskosität und der Fließgrenze nach Bingham kann im Feld auch mit In-situ-Messtechnik, wie beispielsweise der RheoTune®-Sonde, erfolgen. In der Konsequenz gewinnen die Viskosität und die Fließgrenze als Parameter für die Charakterisierung hochkonzentrierter kohäsiver Sedimentsuspensionen im Allgemeinen und für die Definition der nautischen Gewässersohle im Speziellen an Bedeutung. Allerdings besteht bislang keine einheitliche Definition der Methodik zur Bestimmung der Fließgrenzen bei der Festlegung der nautischen Gewässersohle. In den deutschen Ästuaren haben die zuständigen Behörden für die Ems und für die Elbe die Bestimmung der nautischen Gewässersohle an eine Kombination aus Feststoffanteil und Rheologie geknüpft. Als Beispiel sei der Bereich Köhlfleet/Köhlfleethafen im Hamburger Elbehafen angeführt, für den eine Bingham-Fließgrenze $\tau_y = 70 \text{ Pa}$ bzw. eine Dichte von $\rho_b = 1150 \text{ kg/m}^3$ als Grenze für die Bestimmung der nautischen Gewässersohle herangezogen wird (Ohle und Thies 2021). In Bezug auf die Fließgrenze folgt die Hamburg Port Authority (HPA) der Empfehlung von Wurpts und Torn (2005), setzt jedoch die kritische Dichte etwas niedriger an. Im Emsästuar findet die vom Weltverband für Verkehrsinfrastruktur zu Wasser, der PIANC, vorgeschlagene kritische Dichte von $\rho_b = 1200 \text{ kg/m}^3$ Anwendung. Anstelle der Fließgrenze wird eine Viskosität von $\eta = 10 \text{ Pa} \cdot \text{s}$ zur Festlegung der nautischen Gewässersohle verwendet (Jaenen 2009). Eine Modifikation dieser Grenzwerte wird im Hafen Emden (Fa. Niedersachsen Ports) vorgenommen. Dort wird ein dreistufiges Konzept aus 15 kHz-Echolotmessung, Dichtegrenzwert und Scherkräften angewendet. Die Dichten dürfen, wie in Hamburg, einen Wert von $\rho_b = 1150 \text{ kg/m}^3$ nicht überschreiten, während eine Fließgrenze von $\tau < 50 \text{ Pa}$ nicht überschritten werden darf.

3.7.Forschungsbedarf

Aus dem in den vorangegangenen Kapiteln dargestellten Stand der Forschung zum aktuellen Prozessverständnis, zur Prozessabbildung durch Modelle und zur Parameterbestimmung in experimentellen Untersuchungen wird der bestehende Forschungsbedarf abgeleitet und im Folgenden zusammengefasst. Übergreifend lässt sich festhalten, dass ein dringender Bedarf an standardisierten Methoden im Sinne einer Vergleichbarkeit und Vereinheitlichung bei der Parameterbestimmung besteht. Im Rahmen der vorliegenden Arbeit werden verschiedene Methoden mit vergleichsweise einfacher und kostengünstiger Anwendung entwickelt, auf deren Basis eine Bestimmung der wichtigsten zur Beschreibung des Transportverhaltens notwendigen Parameter erfolgen kann. Die vorliegende Arbeit leistet somit einen entscheidenden Beitrag zur Erreichung eines methodischen Fortschritts in diesem Bereich und darüber hinaus zur Bereitstellung fehlender Detailinformationen

zum Transportverhalten natürlicher Sedimente des Weserästuars. Weiterhin liefern die Ergebnisse dieses Kapitels die Grundlage zur Beantwortung der in Kapitel 1.2 aufgeworfenen Forschungsfragen (I) und (II) nach den zur Beschreibung der vertikalen Bodenaustauschprozesse notwendigen Materialparametern und den Methoden zu deren Bestimmung.

3.7.1. Erosion und Deposition

Das Transportverhalten einer Sedimentablagerung bestimmter Zusammensetzung ist, wie in diesem Kapitel dargelegt, in erster Linie von dem Feststoffgehalt im Sedimentgemisch abhängig. Der Feststoffgehalt kann u.a. durch die Sedimentkonzentration ausgedrückt werden. Anhand des Feststoffgehalts ist eine Abgrenzung verschiedener Sinkregime und Suspensionsphasen möglich, die sich durch unterschiedliches Materialverhalten auszeichnen. Da das Transportverhalten jedoch stark von der lokalen Sedimentzusammensetzung abhängt, kann die Bestimmung konzentrationsabhängiger Absink- und Absetzgeschwindigkeiten einen wesentlichen Beitrag zur Verbesserung der Abbildung des Transportverhaltens leisten. Für die Sedimente der norddeutschen Ästuarie ist die Verfügbarkeit geeigneter Messdaten gering. Um das Transportverhalten im Allgemeinen und die Phasengrenzen im Speziellen angemessen beschreiben zu können, besteht darüber hinaus Bedarf an Möglichkeiten zur fraktionsbasierten Modellierung des Transportverhaltens.

Die präzise Quantifizierung von Erosionsschwellen für kohäsive Sedimentablagerungen der Trübungszone eines Ästuars in natürlicher Lagerung stellt nach wie vor eine Herausforderung dar. Dies ist im Wesentlichen darauf zurückzuführen, dass die Ablagerungen durch die aufliegende Wassersäule in der Regel nur schwer zugänglich für experimentelle Untersuchungen sind. Zudem sind Versuchsaufbauten für In-situ-Untersuchungen komplex und entsprechende Messkampagnen aufwendig und kostspielig. Weiterhin ist die bestehende Datenbasis mit Ergebnissen experimenteller Laboruntersuchungen für schluffdominierte Sedimente vergleichsweise gering, da Laboruntersuchungen vielfach mit künstlichen oder tondominierten kohäsiven Sedimenten durchgeführt wurden.

Insbesondere da die bisherigen Ansätze zur Modellierung bzw. Abbildung der kritischen Erosionsschubspannungen überwiegend empirisch sind und häufig auf Untersuchungen mit tondominierten Sedimenten zurückgehen, ist eine orts- und zeit-, d.h. auch sedimentspezifische Parametrisierung erforderlich. Untersuchungen sollten mit künstlichen Sedimenten durchgeführt werden, wenn der Einfluss bestimmter Faktoren quantifiziert und im Sinne eines grundlegenden Prozessverständnisses verallgemeinert werden soll. Für die Untersuchung des natürlichen Verhaltens sowie die konkrete Entwicklung und Parametrisierung eines spezifischen Ästuarmodells sind experimentelle Untersuchungen mit natürlichen Sedimenten unerlässlich. Dabei sollte es das Ziel sein, realistische Transportraten von Depositions- und Erosionsprozessen abzuleiten. Aus modelltechnischer Perspektive sind zur Beschreibung des Erosionsbeginns vor allem Modellparametrisierungen für lokale Sedimentzusammensetzungen erforderlich. Für die Beschreibung der Massenerosion eines Sedimentbettes gibt es bisher nur wenige Ansätze. Im Rahmen der Entwicklung eines geeigneten Ansatzes wäre auch die spezifische Untersuchung der Turbulenzdämpfung infolge hoher Viskositäten anzustreben. Aufgrund der hohen Wiederholrate der Massenerosion mit jeder Tide können kleine Unsicherheiten in der Prozessbeschreibung große Auswirkungen haben. Der für die vorliegende Arbeit gewählte Ansatz der Entwicklung und Durchführung von Quasi-In-situ-Messungen, unterstützt durch experimentelle Untersuchungen an Laborproben mit naturähnlichen Eigenschaften, liefert eine bisher nicht vorhandene Datenbasis mit Untersuchungsergebnissen zum Erosions und Depositionsverhalten von schluffdominierten

Sedimenten aus der Trübungszone eines Ästuars, stellt eine neue und geeignete Kombination geeigneter methodischer Ansätze zur Verfügung und kann somit entscheidend dazu beitragen, die beschriebenen Wissenslücken zu schließen.

3.7.2. Flockulation

Die Vorhersage von Flockenstrukturen in Abhängigkeit von variierenden Umgebungsparametern wird für die numerische Modellierung des kohäsiven Sedimenttransports noch nicht umfassend genutzt, obwohl in den letzten Jahren erhebliche Fortschritte erzielt wurden. Aufgrund der Vielzahl der zur Beschreibung notwendigen Parameter ist die Vorhersage komplex. In der Praxis zeigt sich, dass die notwendigen Informationen entweder nur selten verfügbar sind oder nur mit hohem finanziellem und zeitlichem Aufwand beschafft werden können. Zudem ist die Dynamik der Flockulation so komplex, dass unabhängig von der Parametrisierung bisher keine geschlossene theoretische Formulierung möglich ist. Die Ableitung von Sinkgeschwindigkeitsmodellen auf Basis der Flockulationsdynamik erfordert daher grundsätzlich ästuarspezifische Untersuchungen, um die spezifischen Eigenschaften adäquat beschreiben zu können. Durch die Aggregation und übergreifende Auswertung vorhandener Datensätze von Sedimenten aus verschiedenen Ästuaren können jedoch wesentliche Fortschritte bei der Untersuchung allgemeingültiger Zusammenhänge erzielt werden. Die dafür notwendige frei zugängliche Datenbank mit entsprechenden Informationen ist jedoch bisher nicht vorhanden.

3.7.3. Konsolidierung

Die Kenntnisse über langfristige Konsolidierungsprozesse von Feinsedimenten sind dank der Arbeiten von Terzaghi (1943) und Gibson (Gibson et al. 1967; Gibson et al. 1981) vergleichsweise gut. Unsicherheiten bestehen insbesondere beim Übergang von der Suspension zur Gewässersohle sowie in der ersten Phase der Konsolidierung, da hier der Konsolidierungsprozess nicht von den effektiven Spannungen, sondern von der Permeabilität dominiert wird (Merckelbach 2000). Die Entwicklung der Permeabilität hängt wiederum stark von der Korngrößenverteilung und der mineralischen Zusammensetzung des Sedimentmaterials ab. Dieses Wissen ist entweder nicht vorhanden oder zeit- und materialintensiv zu bestimmen und dann nur punktuell und nicht flächenhaft und zeitlich variabel verfügbar. Da bestehende Ästuarmodelle in der Regel aus getrennten Modulen bestehen, die zum einen die hydrodynamischen Prozesse in der Wassersäule und zum anderen die bodenmechanischen Prozesse in der Gewässersohle abbilden, ist entweder die Definition des Konsolidierungsbeginns entscheidend für die Abgrenzung zwischen den Modulen oder die Abbildung des rheologischen Verhaltens bei sehr hohen Sedimentkonzentrationen notwendig, aber nicht implementiert. Die Abgrenzung zwischen Suspension und Gewässersohle ist jedoch aufgrund der Eigenschaften hochkonzentrierter Suspensionen mit fließendem Übergang schwierig. Solche Gemische hoher Sedimentkonzentration können weder eindeutig der Wassersäule noch eindeutig der sich verfestigenden Gewässersohle zugeordnet werden. Die Entwicklung eines phasenübergreifenden Modellansatzes zur Beschreibung von Suspensionen mit newtonschen Eigenschaften im niedrigkonzentrierten Bereich der Wassersäule, zur Beschreibung von hochkonzentrierten Suspensionen im Übergangsbereich zwischen Wasser und Gewässersohle sowie zur Beschreibung der konsolidierenden Gewässersohle ist bisher nicht erfolgt bzw. zeigt noch keine vielversprechenden Ergebnisse. Es ist jedoch zu erwarten, dass auch für einen solchen Modellansatz eine Kalibrierung mit Hilfe sedimentspezifischer Parameter erforderlich sein wird. Die im Rahmen dieser Arbeit gewonnenen Erkenntnisse über das Depositions- und Konsolidierungsverhalten sowie über die Eigenschaften

spezifischer Suspensionstypen kohäsiver Weser-Sedimente liefern demzufolge einen wichtigen Beitrag zur Entwicklung eines solchen ganzheitlichen Modellkonzeptes.

3.7.4. Rheologie

Eine genaue Kenntnis der Rheologie von kohäsiven Sedimentgemischen ist von entscheidender Bedeutung für das Verständnis des Sedimenttransportverhaltens. Da sich das Fließverhalten mit dem Feststoffanteil maßgeblich ändert, bestimmt die Rheologie kohäsiver Suspensionen die Transportraten kohäsiver Sedimente maßgeblich. Weiterhin können über die Bestimmung der rheologischen Eigenschaften wichtige Informationen zum Erosionsverhalten abgeleitet werden. In der Praxis unterstützen Kenntnisse zur Rheologie die Hafenbehörden, weil die Schiffbarkeit in Ästuaren mit ausgeprägter Sedimentdynamik zunehmend auf von Basis rheometrisch ermittelter Größen festgelegt wird. Zur Bestimmung des rheologischen Verhaltens sind daher möglichst genaue Messgeräte (Rheometer) erforderlich, die Gradienten bei sehr kleinen Geschwindigkeiten bzw. Sohlschubspannungen erfassen können. Eine konsequente Berücksichtigung des Fließverhaltens in Abhängigkeit von der Sedimentkonzentration ist in bestehenden Modellsystemen bisher ebenso wenig standardisiert wie die Abbildung des thixotropen Materialverhaltens. Die im Rahmen dieser Arbeit gewonnene Datenbasis sowie die abgeleiteten Parametersätze zur Beschreibung des beobachteten rheologischen Verhaltens liefern hierzu eine solide Datengrundlage.

3.7.5. Interaktion von Sediment und Organik

Der Einfluss biologischer Komponenten auf den Sedimenttransport wurde in der ingenieurtechnischen Praxis lange Zeit vernachlässigt. Der Großteil des heutigen Verständnisses basiert daher auf rein empirischen Untersuchungen oder der phänomenologischen Beschreibung der Prozesse. Ein genereller Einfluss kann bisher nicht in Form von Modellgesetzen ausgedrückt werden und stellt einen wichtigen Gegenstand zukünftiger Forschungsarbeiten dar.

3.7.6. Zusammenfassung

Die Vielzahl an Einflussgrößen, welche das Transportverhalten von Sedimenten determinieren und folglich den Ablauf der Teilprozesse des Transportkreislaufs bestimmen, bedingt, dass für alle abgeleiteten funktionalen Zusammenhänge Annahmen und Vereinfachungen getroffen werden müssen, welche die Prognoseunsicherheit erhöhen. Obgleich sich die Abbildung der Transportdynamik kohäsiver Sedimente in numerischen Modellen in den vergangenen Jahren signifikant verbessert hat, besteht weiterhin ein Bedarf an einer Parameterbestimmung im Feld oder im Labor. In Bezug auf das Weserästuar konnte Hesse (2020) die saisonale lokale Sedimentdynamik sowie die Größenordnung der Sedimentation unabhängig von der vorgegebenen initialen Sedimentbelegung und in Übereinstimmung mit Messungen und dokumentierten Baggermengen dynamisch reproduzieren. Dies demonstriert, dass sich Detailprozesse unter Umständen für die Abbildung des Transports auf größere Skalen hinreichend gut parametrisieren und mit charakteristischen Sedimentfraktionen beschreiben lassen. Für die lokale Abbildung des Sedimenttransports ist diese Vorgehensweise jedoch nicht ideal. Die für die Modellierung verwendete Parameterkombination wurde aus modellbasierten Sensitivitätsstudien abgeleitet und repräsentiert daher nicht direkt die lokalen Sedimenteigenschaften. Für bestimmte Prozesse bzw. Effekte kann dies für die globale Abbildung zu wesentlichen Abweichungen führen. Verbesserungsmöglichkeiten werden auch bei der Abbildung des Sedimentationsverhaltens durch fraktionierte oder konzentrationsabhängige Sinkgeschwindigkeiten gesehen. An diesem Beispiel wird deutlich, dass auch die heutigen Modelle weiterhin eine intensive

Auseinandersetzung mit dem natürlichen Sediment im Feld oder im Labor erfordern, um wichtige Transportprozesse adäquat abbilden zu können.

Für die deutschen Ästuarie Elbe, Weser und Ems liegen zwar räumlich und zeitlich hoch aufgelöste Informationen zur Lage der Trübungszone und zur Ausbildung von Sedimentationsschwerpunkten vor, jedoch ist die Informations- und Datenbasis zur Abbildung kleinräumiger Bodenaustauschprozesse gering. Bestehende Untersuchungen zu den Teilprozessen des Transportkreislaufs in deutschen Gewässern beziehen sich häufig auf Sedimente aus Seen oder Talsperren (Schweim 2005; Kühn 2007; Hillebrand 2008). Die hohe Anzahl an zu bestimmenden bzw. zu kalibrierenden Parametern für eine vollständige Abbildung der relevanten Prozesse wirft letztlich die Frage auf, ob dies die Kalibrierbarkeit der Modelle auf Basis der derzeit angewandten (manuellen) Methoden prinzipiell limitiert. Die Ableitung einfacher repräsentativer Modellparametrisierungen auf Basis von systemspezifischen Parametersätzen, mit denen eine Beschreibung in größeren Modellen noch effizient möglich ist, kann somit einen Fortschritt im Sinne der korrekten Abbildung des Transports kohäsiver Sedimente bedeuten.

Hier setzt die vorliegende Arbeit an und zielt darauf ab, Methoden zur Bestimmung spezifischer Parameterwerte zu entwickeln, zu validieren und anzuwenden. Diese Methoden basieren auf experimentellen Feld- und Laboruntersuchungen und dienen der vereinfachten, feststoffanteilbezogenen Beschreibung der Eigenschaften von kohäsiven Sedimenten sowie der sohlnahen vertikalen Transportprozesse von Sedimenten im Weserästuar.

Kapitel 4

Hypothesen und Modellansatz

Im vorangegangenen Kapitel wurden die wesentlichen Eigenschaften und Mechanismen des Transports kohäsiver Sedimente herausgearbeitet. Auf diesen Grundlagen bauen die weiteren Kapitel dieser Arbeit auf. Abgeleitet aus dem Stand des Wissens werden im folgenden Kapitel die den weiteren Untersuchungen zugrunde liegenden Annahmen, Definitionen und Hypothesen formuliert und abschließend der im Rahmen dieser Arbeit verwendete Modellansatz vorgestellt.

4.1. Klassifizierung kohäsiver Sedimente

Eine der wichtigsten Festlegungen zur Beschreibung der vertikalen Bodenaustauschprozesse kohäsiver Sedimente ist die Definition der Sedimente, ihrer Gemische und Zustandsformen sowie deren Abgrenzung zueinander und zu anderen Sedimenten.

Abgeleitet aus den in der Literatur verwendeten Definitionen und den Beobachtungen im Rahmen der Untersuchungen dieser Arbeit wird ein Gemisch aus den Fraktionen Ton, Schluff und Sand sowie Wasser, Gasen und Organik als kohäsives Sediment bezeichnet, wenn sein feststoffbezogener Tonanteil p_T einen kritischen Wert von $p_{T,crit} \geq 10\%$ erreicht oder überschreitet. In Abgrenzung zur geotechnischen Sichtweise der Kohäsion von bindigen Böden, die auf elektromagnetischen Anziehungskräften zwischen deponierten Sedimentpartikeln beruht, umfasst der in dieser Arbeit verwendete Term „kohäsiv Sedimente“ alle Bereiche und Effekte, die in Summe zum Aneinanderhaften von Sedimentpartikeln führen. Zu den kohäsiv wirkenden Effekten gehören Van-der-Waals-Kräfte, aber auch die Adhäsionswirkung biologischer Komponenten wie z.B. extrapolymere Substanzen. Die Wirkung dieser Effekte beschränkt sich nicht allein auf deponierte Sedimente in der Gewässersohle, sondern beeinflusst alle in der Wassersäule und dem Bodenaustausch beteiligten Sedimenttransportprozesse. Um das Bodenaustauschverhalten zu beschreiben, müssen die Auswirkungen der kohäsiv wirkenden Effekte daher bereits bei der Betrachtung der Entstehung kohäsiver Suspensionen einbezogen werden.

Die Verteilung der Fraktionen in den Sedimentgemischen variiert, aber bestimmte Muster treten wiederholt auf. So variiert das Verhältnis von Ton zu Schluff innerhalb der Gewässersohle nur wenig, während das Verhältnis von Ton zu Sand stark schwankt. Das Konglomerat der Ton- und der Schlufffraktion wird daher als Schlickfraktion p_m definiert und ein Schwellenwert $p_{m,cr}$ für dominant kohäsives Verhalten von 15 % festgelegt, der in einigen Modellansätzen als Kriterium herangezogen wird. Ergänzend zum Begriff der kohäsiven Sedimente werden die Begriffe „Schlick“, „Suspension“ und „Ablagerung“ eingeführt. Schlick ist die zusammenfassende Bezeichnung dafür, dass ein Material von den kohäsiven Eigenschaften der Ton- und Schluffanteile dominiert wird und gleichzeitig eine Sedimentkonzentration C von ca. 10 g/L überschritten hat. Befindet sich ein Sedimentgemisch in der Zustandsform „Suspension“ bzw. „Schlicksuspension“, so weist es überwiegend die Eigenschaften einer Flüssigkeit auf. Die Partikel der Suspension befinden sich im Sinkprozess. Befindet sich ein Sedimentgemisch in der Zustandsform „Ablagerung“ bzw. „Schlickablagerung“, so wird das Vorhandensein eines Korngerüsts angenommen. Eine Ablagerung befindet sich im Konsolidierungs-

prozess. Sowohl Suspensionen als auch Ablagerungen können neben mineralischen Anteilen auch gasförmige, organische und wässrige Anteile enthalten. Bei Verwendung der Bezeichnung „Gemisch“ oder „kohäsive Sedimente“ werden sowohl Suspensionen als auch Ablagerungen mit kohäsiven Eigenschaften einbezogen.

Da sich die Transporteigenschaften kohäsiver Sedimente aufgrund der interpartikulären Wechselwirkungen signifikant mit dem Feststoffanteil ändern, ist es zweckmäßig, eine Klassifizierung einzuführen. Abbildung 4.1-1 definiert dazu die im Rahmen dieser Arbeit zur Klassifizierung von kohäsiven Sedimenten verwendete Terminologie. Diese ist als Synthese der in Tabelle 3.4.1 zusammengefassten Terminologien für kohäsive Gemische unterschiedlicher Feststoffanteile zu verstehen und wurde aus den in Kapitel 3 erarbeiteten Grundlagen abgeleitet. Im weiteren Verlauf der vorliegenden Arbeit werden die Grenzen der Zustandsformen bestimmt und die Zusammensetzung sowie die Transport- und Fließeigenschaften der Zustandsausprägungen analysiert und beschrieben.

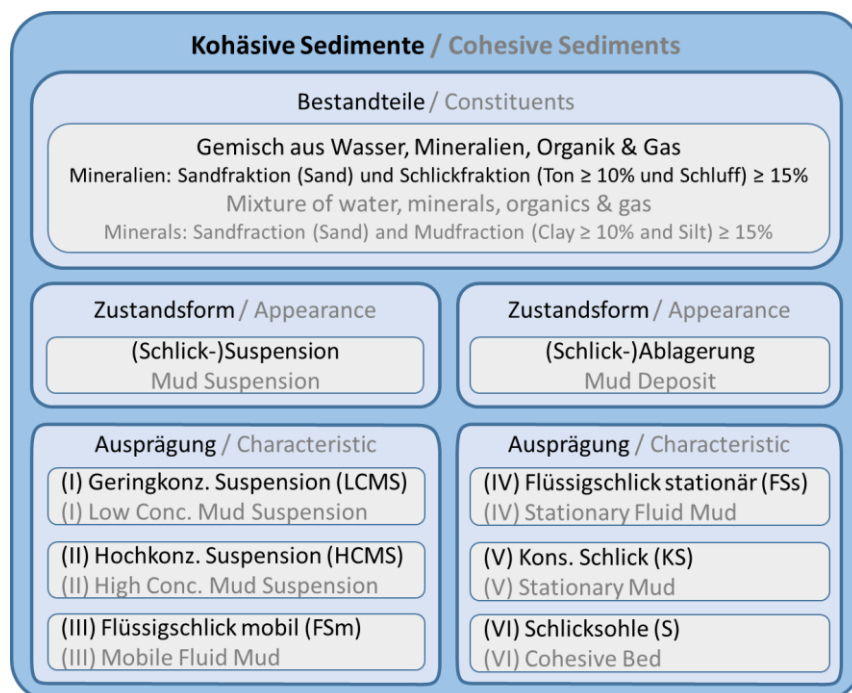


Abbildung 4.1-1: Im Rahmen der vorliegenden Arbeit verwendete Terminologie zur Klassifizierung kohäsiver Sedimentgemische

Die Klassifizierung wurde so konzipiert, dass sie die im Feld und im Labor beobachteten Erscheinungsformen adäquat widerspiegelt. Die gewählten Klassen der Ausprägung (I) und (II) entsprechen der Definition nach Winterwerp (1999), die Klassen der Ausprägung (III) und (IV) entsprechen der Definition nach Papenmeier (2012) und die Klassen der Ausprägung (V) und (VI) entsprechen der Definition nach Van Rijn (1998). Die aus der Synthese der Literaturquellen abgeleitete Gliederung in die Zustandsformen „Suspension“ und „Ablagerung“ sowie die Ausprägungstypen (I) bis (VI) wird nachfolgend hinsichtlich der ablaufenden Prozesse, der Sedimentkonzentrationsbereiche, der Feststoffanteile und der Gesamtdichte konkretisiert:

(I) Geringkonzentrierte Suspension (LCMS)

Prozess: Freies Absinken

Sedimentkonzentration: $C \leq 0,3 \text{ g/L}$

Gesamtdichte: $\rho_b \leq 1000,2 \text{ kg/m}^3$

Feststoffanteil: $\phi_s \leq 0,0001$

- (II) Hochkonzentrierte Suspension (HCMS)
Prozess: Flockuliertes Absinken
Sedimentkonzentration: $0,3 \frac{g}{L} < C_{HCMS} < ca. 10 g/L$
Gesamtdichte: $1000,2 kg/m^3 < \rho_b \leq ca. 1006 kg/m^3$
Feststoffanteil: $0,0001 < \phi_s \leq ca. 0,0038$
- (III) Flüssigschlick mobil (FSm)
Prozess: Behindertes Absinken
Sedimentkonzentration: $C_h < C_{FSm} < C_{gel}$ bzw. $10 g/L < C \leq 100 g/L$
Gesamtdichte: $1006 kg/m^3 < \rho_b \leq 1061 kg/m^3$
Feststoffanteil: $0,0038 < \phi_s \leq 0,0387$
- (IV) Flüssigschlick stationär (FSs)
Prozess: permeabilitätsdominierte Konsolidierung ($\tau_F \sim 0$)
Sedimentkonzentration: $C_{gel} < C_{FSs} < C_{u \neq 0, \sigma_{eff} \sim 0}$ bzw. $100 g/L < C \leq 250 g/L$
Gesamtdichte: $1061 kg/m^3 < \rho_b \leq 1153 kg/m^3$
Feststoffanteil: $0,0387 < \phi_s \leq 0,0971$
- (V) Konsolidierender Schlick (KS)
Prozess: permeabilitäts- und spannungsdominierte Konsolidierung ($\tau_F > 0$)
Sedimentkonzentration: $C_{u \neq 0, \sigma_{eff} \sim 0} < C_{KS} < C_{u \neq 0, \sigma_{eff} > 0}$ bzw. $250 g/L < C \leq 400 g/L$
Gesamtdichte: $1153 kg/m^3 < \rho_b \leq 1245 kg/m^3$
Feststoffanteil: $0,0971 < \phi_s \leq 0,1556$
- (VI) Stationäre Schlicksohle (S)
Prozess: weitgehend abgeschlossene Konsolidierung ($u = konst., \sigma_{eff} = konst$)
Sedimentkonzentration: $C_{u = konst., \sigma_{eff} = konst.} < C_S$ bzw. $400 g/L < C (\leq 550 g/L)$
Gesamtdichte: $1245 kg/m^3 < \rho_b \leq 1336 kg/m^3$
Feststoffanteil: $0,1556 < \phi_s \leq 0,2133$

Die angegebenen Werte sind als Näherung zu verstehen, da sie sich mit der Zusammensetzung des Sedimentgemischs hinsichtlich der Tonmineralogie aber auch der Fraktionsbestandteile ändern können. Die Umrechnung zwischen Sedimentkonzentration, Gesamtdichte und Feststoffanteil wird anhand der in Tabelle 4.1.1 dokumentierten Zusammenhänge vorgenommen. Die Gesamtdichte ergibt sich dabei nach Gleichung (4.1.4) und der Feststoffanteil nach Gleichung (4.1.5). Zur Umrechnung zwischen den Materialkennwerten werden die folgenden vereinfachenden Annahmen getroffen:

- Die Korndichte oder Partikelrohichte wird vereinfachend als konstant über Raum und Zeit angenommen und auf einen typischen Wert für kohäsive Wesersedimente der Trübungszone von $\rho_s = 2575 kg/m^3$ festgelegt (Malcherek 2011).
- Die Dichte des Wassers wird, wenn nicht anders angegeben, mit $\rho_w = 1000 kg/m^3$ angenommen oder messtechnisch bestimmt.

Mit diesen Annahmen wird es möglich, den Massenfluss über die Grenze zwischen Wassersäule und Gewässersohle zu bestimmen und modellhaft zu beschreiben. Die Visualisierung der Klassen im Vertikalprofil aus Abbildung 4.1-2 orientiert sich schließlich an der Klassifizierung nach Mehta und McAnally (2008). Wie im Grundlagenkapitel ausgeführt, ist zu beachten, dass sich die Phasenübergänge in Abhängigkeit der Zusammensetzung (Anteil der Fraktionen am Sedimentgemisch) und der Umgebungsbedingungen (Salzgehalt und Temperatur) verschieben können, da u.a. die

Tonmineralogie und die Umgebungsbedingungen entscheidenden Einfluss auf die Wirkung der interpartikulären Kräfte und damit die Eigenschaften der Sedimentgemische haben. Die gewählte Klassifizierung gibt aus Sicht des Verfassers der vorliegenden Arbeit das in Ästuaren beobachtete Materialverhalten am besten wieder.

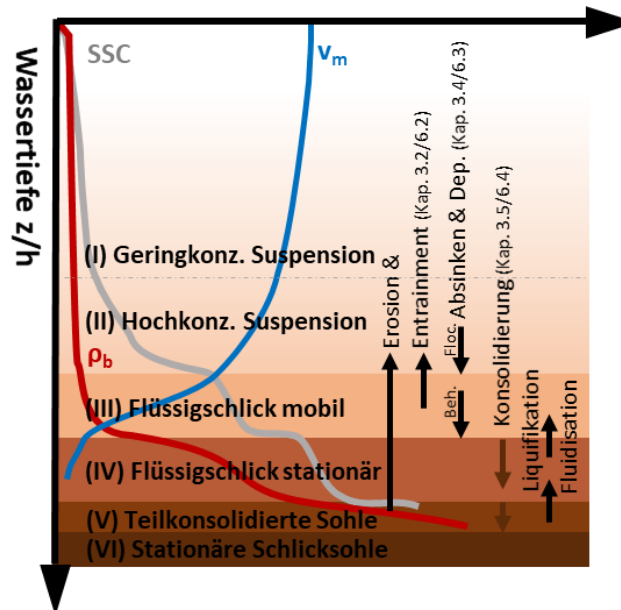


Abbildung 4.1-2: Klassifizierung der Suspensions- und Ablagerungstypen kohäsiver Sedimente und Zuordnung von Transportprozessen

Die Eigenschaften der Klassen (I) bis (VI) werden im Folgenden näher beschrieben:

- (I) Geringkonzentrierte Suspension (LCMS): Die Bezeichnung *geringkonzentrierte Suspension* (engl. *low concentration mud suspension, LCMS*) bezieht sich auf Suspensionen mit sehr niedrigem Gehalt suspendierter Sedimente. Die effektiven Sinkgeschwindigkeiten in diesem Bereich sind weitgehend unabhängig von der Sedimentkonzentration auf einem konstanten Niveau im Bereich von etwa $w_{s,eff} \leq 0,01 - 0,1 \text{ mm/s}$ (Mehta und McAnally 2008; Soulsby et al. 2012 (2000)). Die Grenze dieses Bereichs orientiert sich an der Grenzkonzentration für die Flockulation, welche nach Raudkivi, You und Mehta (Raudkivi 1998; You 2004; Mehta 2014) mit $C = 0,3 \text{ g/L}$ angenommen wird. Eine solche Suspension zeigt ein newtonsches Fließverhalten (vgl. Kapitel 3.6). Eine wesentliche Beeinflussung der turbulenten Strömung findet nicht statt (Winterwerp et al. 2021). Die Fließeigenschaften der Suspension unterscheiden sich nicht maßgeblich von einer wässrigen Phase und Partikel sinken in strömungsberuhigten Phasen kollisionsfrei und ungehindert, sodass es sohnah zu erhöhter Konzentration und Flockulation kommen kann (Winterwerp et al. 2021).
- (II) Hochkonzentrierte Suspension (HCMS): Unter hochkonzentrierten Suspensionen (engl. *high concentrated mud suspensions, HCMS*) verstehen Winterwerp et al. (2021) jene Suspensionen, deren Sedimentkonzentrationen im Bereich von unter einem Gramm pro Liter bis zu mehreren Gramm pro Liter variieren. HCMS haben eine erhöhte Viskosität, weisen aber weiterhin newton'sches Fließverhalten auf. Darüber hinaus kann das Strömungsfeld durch den sedimentbedingten Auftrieb beeinträchtigt werden (Winterwerp und Van Kesteren 2004h). Bei steigenden Sedimentkonzentrationen und insbesondere bei Vorhandensein von ausreichender Turbulenz und differentiellem Absinken erhöht sich die Wahrscheinlichkeit für Partikelkollisionen, wodurch es vermehrt zur Flockulation kommt und die effektive Sinkgeschwindigkeit mit der Konzentration exponentiell zunimmt (Raudkivi

1998). Dieser Prozess kann in Ruhephasen der Strömung dazu führen, dass sich nahe der Gewässersohle im Vergleich zu LCMS relativ schnell deutlich erhöhte Konzentrationsgradienten einstellen und Suspensionen der nächst höheren Klasse entstehen. Für Gemische nahe dieser Übergangsphase führt Toorman (2001) den Begriff „Concentrated Benthic Suspension (CBS)“ ein, dessen charakteristisches Merkmal die turbulenzdämpfende Wirkung ist. CBS sind gekennzeichnet durch den Übergang zwischen newtonschem und nicht-newtonschem Fließverhalten (Winterwerp und Van Kesteren 2004b).

- (III) Flüssigschlick mobil (FSm): Ab dem Beginn des behinderten Absinkens bei der Grenzkonzentration C_h ist nicht mehr allein die Form und Struktur der Flocken für das Sinkverhalten maßgeblich, sondern das Verhältnis von Feststoff zu Wasser. Die Turbulenz der Strömung wird stark gedämpft oder bricht ab einer Grenzkonzentration vollständig zusammen (Winterwerp 1999). Die Schicht befindet sich auf der fest Gewässersohle und kann der generellen Strömung folgen, die Strömung in der Schicht ist jedoch weitgehend laminar. Flocken behindern sich gegenseitig maßgeblich beim Absinken. Mit steigender Konzentration nimmt die Sinkgeschwindigkeit deutlich ab. Suspensionen, die behindertes Absetzen aufweisen, werden in der Literatur weitgehend einheitlich als Flüssigschlick (*engl. Fluid Mud, franz. crème de vase*) bezeichnet (Mehta und McAnally 2008; Kombiadou und Krestenitis 2013; Winterwerp et al. 2021).
- (IV) Flüssigschlick stationär (FSs): Stationärer Flüssigschlick unterscheidet sich zum mobilen Flüssigschlick dadurch, dass innerhalb der Schicht praktisch keine horizontale Bewegung mehr erfolgt. Die Konsolidierung beginnt per Definition (Winterwerp et al. 2021) mit dem Erreichen des Gelpunktes und ist prinzipiell durch effektive Spannungen gekennzeichnet, die während des Prozesses durch die Bildung eines kohärenten Sedimentgerüsts entstehen. Stationärer Flüssigschlick weist dennoch einen flüssigkeitsähnlichen Zustand auf, da effektive Spannungen sehr klein und nicht verhaltensdominant sind. Die Permeabilität des Korngerüsts bestimmt in dieser Phase das Verhalten, ist jedoch im Vergleich mit einer sandigen Gewässersohle gering. Mobiler und stationärer Flüssigschlick treten in der Regel gemeinsam auf, da zwischen ihnen der Übergang vom Absinken der Partikel hin zur Entwässerung einer zusammenhängenden Schicht stattfindet. In Abhängigkeit des hydrodynamischen Zustands des Ästuars können , wenige Zentimeter bis mehrere Meter Mächtigkeit aufweisen und gegenseitigen Mischungsprozessen unterworfen sein.
- (V) Konsolidierende Schlicksohle (KS): Die Konsolidierung in dieser Phase ist bereits fortgeschritten. Ein Teil der Porenwasserüberdrücke wurde bereits abgebaut und geht sukzessive in effektive Spannungen über. Das Verhalten in dieser Phase kann durch die effektiven Spannungen und die Permeabilität beschrieben werden (Merckelbach und Kranenburg 2004b). Im Laufe von Wochen bis Monaten ändert sich die vertikale Ausdehnung der Schicht aufgrund der Verfestigung durch das Eigengewicht stark. Infolge der Kompression werden die Porenräume verkleinert, Flocken komprimiert und das Porenwasser verdrängt.
- (VI) Stationäre Schlicksohle (S): In einer konsolidierten Schlicksohle haben sich die Porenwasserdrücke vollständig abgebaut. Die Änderungen der vertikalen Ausdehnung sind minimal und laufen über Zeiträume von Monaten bis Jahren ab (Van Rijn und Barth 2018). Die Materialstruktur ähnelt einer festen Gewässersohle, das Material selbst bewegt sich nicht horizontal.

Die Recherchen zum Stand des Wissens aus Kapitel 3 haben ergeben, dass der Feststoffanteil der wichtigste prozessübergreifende Parameter ist, der die wesentlichen vertikalen Transportprozesse sowohl in der Suspension als auch im Sediment maßgeblich steuert (Burt 2010). Es ist daher zweckmäßig, Prozessuntersuchungen in Abhängigkeit des Feststoffanteils durchzuführen und

Modellansätze entsprechend zu formulieren. Als alternative Darstellungsform kann der Feststoffanteil ϕ_s [–] auch als Gesamtsedimentdichte ρ_b [kg/m^3] oder als Sedimentkonzentration C [g/L] ausgedrückt werden. Insbesondere die Gesamtsedimentdichte berücksichtigt neben dem mineralischen Feststoffanteil auch den Wassergehalt der Probe und ist somit Abhängig von dessen Salzgehalt. Die Prozessuntersuchungen in dieser Arbeit werden daher immer in Abhängigkeit vom Feststoffanteil oder der alternativen Darstellungsformen durchgeführt und das Transportverhalten in Abhängigkeit davon beschrieben. Neben dem Feststoffanteil beeinflussen eine Reihe weiterer Faktoren das Transportverhalten kohäsiver Sedimente. Diese Faktoren stehen in dynamischer Wechselwirkung zueinander, jedoch ist ihr Einfluss auf die Prozesse Erosion, Deposition und Konsolidierung gegenüber dem Feststoffanteil nachrangig. Zu den Einflussfaktoren gehören der Salzgehalt, die Temperatur, die Korngrößenverteilung, die Mineralzusammensetzung sowie die hydrodynamischen Bedingungen. Der Zusammenhang zwischen Feststoffanteil, Dichte und Sedimentkonzentration ist in Tabelle 4.1.1 angegeben.

Tabelle 4.1.1: Definition und Zusammenhang zwischen feststoffbezogenen Materialkennwerten kohäsiver Sedimente, nach (Whitehouse et al. 2000) bzw. (Te Slaa 2020)

Parameter	Symbol	Definition	Relation	Einheit	Gleichung
Korndichte	ρ_s	Dichte des Einzelkorns	Masse / Feststoffvolumen	kg / m^3	(4.1.1.)
Wasserdichte	ρ_w	Massendichte des Wassers	Masse / Wasservolumen	kg / m^3	(4.1.2.)
Gesamtdichte	ρ_b	Suspensionsdichte	Masse / Suspensionsvol.	kg / m^3	(4.1.3.)
Sedimentkonz./ Trockendichte	C, ρ_d	Feststoffmasse / Gesamtfeuchtvolumen	$\rho_s (\rho_b - \rho_w) / (\rho_s - \rho_w)$	kg / m^3	(4.1.4.)
Feststoffanteil	ϕ_s	Feststoffvolumen / Gesamtvolumen	$(\rho_b - \rho_w) / (\rho_s - \rho_w)$	[–]	(4.1.5.)

Wie die Analyse der Fachliteratur in Kapitel 3 gezeigt hat, ist für die Beschreibung des vertikal abwärts gerichteten Massenflusses eine Einteilung in verschiedene Regime in Abhängigkeit vom Feststoffanteil sinnvoll. Daher werden fünf Sinkregime definiert, die den ersten fünf Suspensionstypen zugewiesen werden. Der sechste Suspensionstyp charakterisiert eine auskonsolidierte Gewässersohle, in der keinen nennenswerten Vertikalbewegungen mehr zu verzeichnen sind. Anhand dieser Regime kann die vertikal abwärts gerichtete Bewegung von Sedimentpartikeln, -flocken und -aggregaten wie folgt charakterisiert werden:

- (I) LCMS: Freies Absinken
- (II) HCMS: Flockuliertes Absinken
- (III) Flüssigschlick mobil: Behindertes Absinken
- (IV) Flüssigschlick stationär: Permeabilitätsdominierte Konsolidierung
- (V) Konsolidierende Schlicksohle: Spannungsdominierte Konsolidierung

Für die vertikal nach oben gerichteten Prozesse werden folgende Annahmen getroffen, die im weiteren Verlauf der Arbeit verifiziert bzw. quantifiziert werden. Der Prozess der Ablösung von Partikeln aus einem Verbund wird insgesamt als Erosion betrachtet und es wird nicht direkt zwischen Entrainment und Erosion unterschieden. Es wird weiterhin davon ausgegangen, dass sich innerhalb der Trübungszone während der Stauphase zumindest zeitweise (d.h. bei bestimmten, dies begünstigenden Rahmenbedingungen) eine auf der festen Gewässersohle aufliegende Schlickschicht bildet. Die aus diesem Phänomen resultierenden Massenflüsse werden feststoffabhängig quantifiziert

und modelltechnisch abgebildet. Es wird die Hypothese aufgestellt, dass bevor sich diese Schichten verfestigt haben, die Gezeitenströmung wieder einsetzt und zumindest einen Teil der neu gebildeten Schicht resuspendiert. Das auf der Gewässersohle verbleibende Sediment weist einen erhöhten Erosionswiderstand auf. Die Wiederholung dieses Vorgangs mit jeder Tide begünstigt die Akkumulation von Sedimenten und schließlich die Bildung einer dauerhaften Ablagerung kohäsiver Sedimente.

Um diese Hypothese zu überprüfen, ist es notwendig, die Prozesse am Übergang von der Wassersäule zur festen Gewässersohle zu untersuchen. Die Mechanismen, die zur dauerhaften Ablagerung kohäsiver Sedimente im Bereich der Fahrrinne in der Trübungszone von Ästuaren führen, sollen auf Basis der Untersuchungen identifiziert und beschrieben werden. Eigene Arbeiten und Messungen sowie Modelluntersuchungen von Konzentrationsprofilen anderer Autoren haben am Beispiel der Weser gezeigt, dass die sohlnahen Sedimentkonzentrationen in den beprobten Fokusgebieten innerhalb der Trübungszone so hoch sein können, dass kein freies Absinken mehr stattfindet (Grabemann 1992; Kösters et al. 2018). Darüber hinaus legen internationale Untersuchungen nahe, dass der Konsolidierungsprozess von kohäsiven Sedimenten in der Regel deutlich länger als ein bis zwei Tiden dauert, um signifikante effektive Spannungen aufzubauen.

Als Konsequenz aus den Erkenntnissen bzw. den im Fokus stehenden Ausprägungen der Zustandsform kohäsiver Sedimente werden die Regime (I) freies Absinken und (V) spannungsdominierte Konsolidierung aus den experimentellen Untersuchungen ausgeschlossen und der Fokus auf die Prozesse in den Regimen (II) flockuliertes Absinken, (III) behindertes Absinken und (IV) permeabilitätsdominierte Konsolidierung gelegt. Als Phasengrenzen zwischen den betrachteten Regimen werden die kritischen Feststoffanteile $\phi_{s,h}$ [–], die Konzentrationen C_h [g/L] und die Gesamtdichte $\rho_{b,h}$ [kg/m³] beim Übergang von Regime (II) zu Regime (III) und der kritische Feststoffanteil am Gelpunkt $\phi_{s,gel}$ [–], die Konzentration C_{gel} [g/L] und die Gesamtdichte $\rho_{b,gel}$ [kg/m³] beim Übergang von Regime (III) zu Regime (IV) identifiziert. Erklärtes Teilziel dieser Arbeit ist die quantitative Bestimmung der Phasengrenzen (vgl. Zieldefinition in Kap. 1.2), die auf Basis der experimentellen Untersuchungen in Kapitel 6 erfolgt und in Kapitel 7 diskutiert wird.

4.2. Massenaustausch an der Gewässersohle

Die Beschreibung des ästuarinen Sedimenttransports in hydro- und morphodynamischen Modellen erfordert Formulierungen, welche den Massenaustausch von Sediment zwischen Wassersäule und Sedimentbett berücksichtigen. Eine zentrale Herausforderung stellt dabei die möglichst genaue Bestimmung der Transportraten von Erosion und Deposition dar, da sie den Massenstrom an der Grenzfläche zwischen Sediment und Wasser bestimmen. Dabei können auch geringe Fehler in Summe langfristig zu größeren Abweichungen in den der Sedimentdynamik bzw. der morphologischen Entwicklung führen und aufgrund der Interaktion mit der Strömung auch selbstverstärkend wirken. Die Nettosohlländerung Φ_{Net} an der Gewässersohle ergibt sich aus der Differenz von erosionsbedingtem Sohlabtrag Φ_E und depositionsbedingtem Sohlzuwachs Φ_D (Dearnaley et al. 2002; Kombiadou und Krestenitis 2013):

$$\Phi_{Net} = \Phi_E - \Phi_D = \frac{E}{\rho_b} t - w_s C_b \frac{t}{\rho_b} \quad (4.2.1.)$$

Der erosionsbedingte Sohlabtrag Φ_E [m] kann aus der Erosionsrate E in Abhängigkeit der Sohlschubspannung und der Gesamtdichte der Schicht über die Zeit t ausgedrückt werden, während der depositionsbedingte Sohlzuwachs Φ_D [m] prinzipiell als Produkt der effektiven Sinkgeschwindigkeit w_s und der sohlnahen Sedimentkonzentration C_b definiert wird. Die auf der

kritischen Sohlschub-spannung basierende Schwellenwerttheorie für Erosion und Deposition wird so ausgelegt, dass die kritische Schubspannung für Deposition unterhalb der kritischen Erosionsschubspannung liegt oder nicht vorhanden ist. Daraus folgt, dass die beiden Prozesse in der Regel nicht simultan ablaufen. In Form von Gleichung (4.2.1), d.h. der Darstellung des Bodenaustausches als Differenz von Erosion und Deposition, sind Bodenaustauschformulierungen am weitesten verbreitet. Die Parameter zur Beschreibung der Erosion werden z.B. durch ein Konsolidierungsmodell bestimmt, das die Dichteentwicklung einer Ablagerung über die Zeit beschreibt. Dabei werden die empirischen Parameter der Modellgesetze als zeitlich und räumlich konstant angenommen. In der Realität variieren diese Parameter auf Zeitskalen von Minuten bis Monaten, abhängig von der sich ständig dynamisch verändernden Umwelt (Kombiadou und Krestenitis 2013).

Die aus den Erosionsversuchen im Labor abgeleitete Erosionsrate entspricht dem resultierenden vertikalen Massenstrom bei gegebener Sohlschubspannung. Es wird angenommen, dass dabei ausschließlich Erosion stattfindet, auch wenn nicht ausgeschlossen werden kann, dass es simultan (in geringem Maße) zur Deposition kommt. Beobachtungen während der Versuche stützen diese Annahme und legen die Vermutung nahe, dass eine potentiell stattdindende Deposition minimal ist und daher vernachlässigt werden kann. Zur modelltechnischen Abbildung des erosionsbedingten Massenflusses eignen sich die in Kapitel 3.2 aufgeführten Gleichungen. Typischerweise wird die als Partheniades-Gesetz bekannte Formulierung zur Beschreibung der Erosion einer homogenen, konsolidierten Gewässersohle verwendet. Unter der Annahme, dass zur Bestimmung des Erosionsbeginns und der damit verbundenen Erosionsraten nur ein kleiner Teil einer Ablagerung erodiert wird, für den eine weitgehend homogene Dichte angenommen werden kann, kann das Partheniades-Gesetz aus Gleichung (3.2.10) für geschichtete Ablagerungen angewendet werden. Eine Voraussetzung dafür ist, dass die kritischen Erosionsschubspannungen und die damit verbundenen Erosionsraten zur Modellbildung in Laborversuchen bestimmt werden. Aus einem bekannten Dichteprofil können dann tiefenaufgelöste kritische Erosionsschubspannungen und bei gegebener Sohlschubspannung auch die Erosionsraten abgeleitet werden.

Zur besseren Übersicht wird das Partheniades-Modell (1962) aus Gleichung (3.2.10) hier erneut aufgeführt:

$$E = E_0 \left(\frac{\tau_b}{\tau_{cr,E}(\phi_s)} - 1 \right)^{E_6} \quad (4.2.2.)$$

Die darin verwendeten kritischen Schubspannungen $\tau_{cr,E}(\phi_s)$ sind vom Feststoffanteil ϕ_s bzw. der Dichte ρ_b abhängig, was letztlich auch für die ermittelte Erosionsrate E gilt. Die weiteren Parameter sind die Erosionskonstante E_0 , die empirischen Parameter α und β und die wirksame Sohlschubspannung τ_b .

Zur Beschreibung der Depositionsrate D eignet sich der Ansatz nach Krone (1962):

$$D = \begin{cases} 0 & , |\tau_b| \geq \tau_{cr,D} \\ C_b * w_{s,eff} \left(\frac{\tau_b}{\tau_{cr,D}} - 1 \right) & , |\tau_b| < \tau_{cr,D} \end{cases} \quad (4.2.3.)$$

Überschreitet die wirksame Sohlschubspannung τ_b die kritische Schubspannung zur Deposition $\tau_{cr,D}$ findet keine Deposition statt. Wird die kritische Schubspannung $\tau_{cr,D}$ unterschritten, ergibt sich die Depositionsrate aus dem Produkt der Sedimentkonzentration nahe der Gewässersohle C_b und der effektiven Sinkgeschwindigkeit $w_{s,eff}$ sowie einem Reduktionfaktor, der sich aus dem Verhältnis von wirksamer zu kritischer Schubspannung ergibt. Aus Gleichung (4.2.3) geht hervor, dass sich die

Depositionsrates auf null reduziert, wenn die Schubspannung einen kritischen Wert $\tau_{cr,D}$ überschreitet. Für die Bilanzierung des Massenaustauschs über einen Tidenverlauf wird vereinfachend angenommen, dass Deposition gemäß der auftretenden Schubspannungen im Sinne der exklusiven Bodenaustauschhypothese ausschließlich während der Stauwasserphase und Erosion ausschließlich außerhalb der Stauwasserphase stattfinden kann. Die Stauwasserphase wird als je dreißigminütiger Zeitraum um den Zeitpunkt des Strömungsnullpunktes zur Kenterung definiert. Die auf Basis dieser Betrachtungsweise abgeleiteten Erosions- und Depositionsrates und die für ausgewählte Zeiträume erodierten bzw. deponierten Sedimentmassen werden in Kapitel 7.1 diskutiert.

4.3. Modellansatz

Das Erosions-Depositions-Modell der vorliegenden Arbeit wird entwickelt, um darauf aufbauend die in Laborversuchen zu bestimmenden Prozessgrößen abzuleiten und den Massenstrom über die Sediment-Wasser-Grenze für ausgewählte Situationen zu quantifizieren. Für den Modellansatz werden die folgenden Annahmen getroffen:

- Im Rahmen der vorliegenden Untersuchung werden ausschließlich vertikale Prozesse betrachtet und quantifiziert, um den Bodenaustausch zu untersuchen. Weitere abgeleitete Prozessgrößen dienen der ergänzenden Charakterisierung der untersuchten Sedimente und helfen bei der Einordnung der Ergebnisse. Eine explizite Untersuchung bzw. Berücksichtigung des Einflusses von Wind und Wellen auf die Mischungs-, Sedimentations- und Erosionseigenschaften erfolgt nicht. Aufgrund der relativ großen Wassertiefe an den Probeannahmeorten im inneren Ästuar wird der direkte Einfluss von Wellen an der Wasseroberfläche als gering eingeschätzt.
- Daraus ergibt sich die vereinfachende Annahme, dass der Massenaustausch an der Sediment-Wasser-Grenzfläche durch die Beschreibung von Erosion und Deposition lokal näherungsweise anhand des vorliegenden Sedimentbudgets abgebildet werden kann. Erosion und Deposition sind direkt gegenläufige Prozesse.
- Die ermittelten Werte der Parameter basieren auf Laborversuchen, welche zwar bestimmte Ausschnitte der Realität mit natürlichen Sedimenten widerspiegeln, jedoch die reale Dynamik nicht vollständig abbilden können. Die Ergebnisse sind daher als Annäherung an den Naturzustand zu interpretieren.
- Als dominierende Prozessgröße wird der Feststoffanteil angenommen. Teilweise wird der Feststoffanteil durch alternative Darstellungsformen wie die Gesamtdichte oder die Sedimentkonzentration ausgedrückt.
- Deposition kann nur aus einer Suspension heraus erfolgen. Als Phasengrenze für den Wechsel zwischen Suspension und Gewässersohle wird der Gelpunkt festgelegt. Beim Übergang von Zustand *Flüssigschlick mobil* zu Zustand *Flüssigschlick stationär* (vgl. Klassifizierung in Kapitel 4.1), also ab Erreichen des Gelpunkts, beginnt die Konsolidierung. Die Konsolidierungsgeschwindigkeit wird auf Basis der Modellparametrisierungen berechnet, aber nicht explizit in die Bodenaustauschformulierung integriert. Der Grad der Konsolidierung wird über die Gesamtdichte bzw. den Feststoffanteil abgebildet.
- Der kritische Grenzwert zur Deposition wird vereinfachend mit $\tau_{cr,D} = 0 \text{ Pa}$ angenommen. Der mögliche Zeitraum für Deposition wird dadurch faktisch auf die bei Stauwasser auftretenden Sohlschubspannungen reduziert. Die verwendete Formulierung zur Bestimmung der Depositionsrates reduziert sich dann auf $D = C_b \cdot w_s$.

Die Annahmen definieren, auf welcher Basis der Bodenaustausch in dieser Arbeit berechnet wird. Mathematisch basiert der Ansatz auf der Massenerhaltung. Dies bedeutet, dass das durch Erosion aus der Gewässersohle entnommene Sediment anschließend in der Wassersäule vorhanden sein muss und das durch Deposition aus der Wassersäule entnommenes Sediment anschließend der Gewässersohle zugeordnet wird und somit eine geschlossene Bilanzierung erfolgt.

Die zusammenfassende Formulierung in Gleichung (4.2.1) betrachtet schließlich den Nettomassenfluss, der sich aus Deposition und Erosion zusammensetzt. Der erosionsbedingte Massenfluss wird einerseits mit einem linearen Ansatz nach Partheniades (1962) in Kombination mit einer kritischen Erosionsschubspannung nach Chen (2021) modelliert. Der Partheniades-Ansatz ist ein in der Praxis sehr etablierter Ansatz. Der Chen-Ansatz bietet sich aufgrund seiner physikalischen Grundausrichtung an. Weiterhin wird der im Rahmen dieser Arbeit entwickelte Ansatz untersucht, dessen Beschreibung in den folgenden Kapiteln konkretisiert wird. Für die Beschreibung des depositionsbedingten Massenflusses werden zwei verschiedene Herangehensweisen zur Berechnung der Sinkgeschwindigkeit verwendet. Beide Methoden schätzen die Sedimentkonzentration in Sohlhöhe auf Basis von Mess- bzw. Modelldaten ab. Die korrespondierenden effektiven Sinkgeschwindigkeiten werden aus Modellparametrisierungen berechnet, die speziell für die untersuchten Wassersedimente abgeleitet wurden.

- Erstens wird die Deposition über den Ansatz nach Wolanski et al. (1989) beschrieben, der phasenübergreifend die Bereiche des flockulierten und des behinderten Absetzens abbildet.
- Zweitens wird eine Kombination parametrisierter Sinkgeschwindigkeitsformulierungen von Raudkivi (1998) für das flockulierte Absinken und von Winterwerp (2021) für das behinderte Absinken verwendet.

Die im Rahmen der vorliegenden Arbeit zur Beschreibung des Bodenaustausches untersuchten Modellkombinationen setzen sich damit aus je zwei Ansätzen zur Deposition und zur Erosion zusammen:

- Deposition D-I: Depositionsrate nach Wolanski et al. (1989) mit Gleichung (3.4.14.) für Suspensionen der Ausprägung HCMS und FSm.
- Deposition D-II: Depositionsrate nach $D = w_s * C_b$ mit Sinkgeschwindigkeiten nach Raudkivi mit Gleichung (3.4.5) für Suspensionen der Ausprägung HCMS und nach Winterwerp et al. (2021) mit Gleichung (3.4.7) Suspensionen der Ausprägung FSm.
- Erosion E-I: Erosionsrate nach Partheniades (1962) mit Gleichung (3.2.8.) und kritische Erosionsschubspannung nach Chen (2021) mit Gleichung (3.2.7.) für Suspensionen der Ausprägung FSm und Ablagerungen der Ausprägung FSs
- Erosion E-II: Erosionsrate unabhängig von der kritischen Erosionsschubspannung nach Patzke mit Gleichung (6.2.1.) für Suspensionen der Ausprägung FSm und Ablagerungen der Ausprägung FSs

Daraus ergeben sich vier Modellkombinationen (D-I & E-I, D-II & E-I, D-I & E-II, D-II & E-II), die zur Beschreibung des Bodenaustausches verwendet werden. In Abbildung 4.3-1 werden die vier verwendete Modelle und die Phasengrenzen, an denen sich das Materialverhalten grundlegend ändert, vereinfacht dargestellt.

Typ	D-I	D-II	E-I	E-II
HCMS	$w_{s,eff}$	$w_{s,eff1} = E_{11} C^{E_{12}}$		
FSm	$= \frac{a_w C^{n_w}}{(C^2 + b_w^2)^{m_w}}$	$w_{s,eff2} = w_{s,0f}$	$E = E_0 \left(\frac{\tau_b}{\tau_{cr,Chen}(\phi_s)} - 1 \right)$	$E = a_1 \phi_s^{a_2} * e^{b * \tau_b}$
FSs	$D = \frac{a_w C^{n_w+1}}{(C^2 + b_w^2)^{m_w}}$	$D = w_s * C_b$		
KS / S		$h(t) = \left(\frac{2-n}{1-n} \zeta_m \right) \left((n-2) \Delta \rho K_k \right)^{\frac{1}{2-n}} t^{\frac{1}{2-n}}$ $\rightarrow \phi_s(z, t) \rightarrow \tau_{cr}(\phi_s)$		

Abbildung 4.3-1: Konzeptionelle Darstellung der im Rahmen der vorliegenden Arbeit parametrisierten Modellansätze zur Beschreibung der Erosion (E), der Deposition (D) und der Konsolidierung (h(t)); Für einen beispielhaften Sohlschubspannungsverlauf werden in Kapitel 7.1 die aus den Kombinationen D-I-E-I, D-I-E-II, D-II-E-I, D-II-E-II resultierenden Erosions- und Depositionsströme berechnet

Für die Anwendung der Modelle müssen die folgenden Phasengrenzen bestimmt werden:

- Konzentrationsgrenze für behindertes Absinken C_h : Bestimmt aus der Parametrisierung des Ansatzes nach Wolanski et al. (1989)
- Konzentrationsgrenze für den Konsolidierungsbeginn C_{gel} : Bestimmt aus der Parametrisierung des Ansatzes nach Winterwerp et al. (2021)

Die kritische Sedimentkonzentration $C_{D,max}$, an dem der Depositionsfluss maximal wird, lässt sich aus dem Ansatz nach Wolanski et al. (1989) ableiten. Diese liegt höher als der Grenzwert für behindertes Absinken C_h . Beispielhaft für eine der Modellkombinationen wird im Folgenden aufgezeigt, wie diese Werte bestimmt werden. Aus der Kombination der Ansätze D-I nach Wolanski (1989) und E-I nach Partheniades (1962) und Chen (2021) ergibt sich die folgende Bodenaustauschformulierung mit der Nettomassenänderung M_{Net} der Gewässersohle für einen spezifischen Zeitpunkt t :

$$M_{Net} = D - E = \frac{a_w C_b^{n_w+1}}{(C_b^2 + b_w^2)^{m_w}} - E_0 \left(\frac{\tau_b}{\frac{A}{d_m} \left(\frac{\rho_{dm}}{\rho_{pm}} \right)^{\frac{2}{3}} \left[\left(\frac{\rho_{dm}}{\rho_{pm}} \right)^{-\frac{1}{3}} - 1 \right]^{-2} e^{2,4 \frac{\rho_{dm}}{\rho_{pm}}}} - 1 \right) \quad (4.3.1.)$$

Zur Parametrisierung der Erosionsformulierung müssen der empirische Parameter E_0 des Partheniades-Modells und der empirische Parameter A des Chen-Modells bestimmt werden. Dies gelingt, in dem das Erosionsverhalten in Abhängigkeit der Gesamtdichte einer Suspension untersucht wird. Für die Erosionsuntersuchungen wurde eine neue Versuchsmethodik entwickelt, die in Kapitel 6.2.1 detailliert vorgestellt wird. In den Erosionsversuchen wird die Sedimentkonzentration über die Zeit gemessen und daraus die Erosionsrate abgeleitet. Durch die Anpassung von Modellformulierungen an die experimentell erhobenen Daten können die Erodibilitätskonstante E_0 und die kritische Erosionsschubspannung τ_{cr} in Abhängigkeit des Feststoffanteils abgeleitet werden. Die aus den Versuchen abgeleiteten kritischen Erosionsschubspannungen werden gegenüber den korrespondierenden Dichten aufgetragen und die Formulierung nach Chen (2021) mit der Methode der kleinsten Quadrate parametrisiert (vgl. Kap. 6.2.4).

Zur Parametrisierung der Depositionsformulierung müssen die empirischen Parameter a_w , n_w , b_w und m_w bestimmt werden. Dies erfolgt durch die Untersuchung des Absinkverhaltens in Abhängigkeit

von der Sedimentkonzentration. Zu diesem Zweck wurde ein spezieller Versuchsaufbau und eine entsprechende Methodik zur Auswertung entwickelt (vgl. Kap. 6.3.1), mit der die effektiven Sinkgeschwindigkeiten konzentrationsabhängig bestimmt werden können. Die vier empirischen Parameter können dann aus der Anpassung der Funktion von Wolanski et al. (1989) an einen Datensatz dichteabhängiger effektiver Sinkgeschwindigkeiten abgeleitet werden. Analog wird mit dem Ansatz nach Raudkivi und dem Ansatz nach Winterwerp verfahren, wobei die beste Parameterkombination der beiden Modelle aus einem im Rahmen dieser Arbeit entwickelten Optimierungsalgorithmus abgeleitet wird, auf der Minimierung der Bestimmtheitsmaße der Anpassungsfunktionen basiert.

Für die Bilanzierung der Transportraten in Kapitel 7.1. wird angenommen, dass der negativ gerichtete Massentransport (Deposition) ausschließlich während der Stauwasserphase stattfindet. Als Stauwasserphase wird ein zeitlicher Abstand von $\pm 30 \text{ Min}$ um den Strömungsnullpunkt (Kenterpunkt) definiert, was Grenzstromgeschwindigkeiten von etwa $v < 0,5 \text{ m/s}$ entspricht. Die Ergebnisse der Laborversuche sowie der Messkampagnen zeigen weiterhin, dass sich kohäsive Sedimente bei raschem Absinken zunächst als Flüssigschlicklage ausbilden. Diese Sedimentlagen weisen charakteristische Eigenschaften auf, die für die beprobten Wesersedimente untersucht und beschrieben werden. Wie die Auswertung der Quasi-in-situ-Zustandsbeschreibung zeigt, liegen typische Initialdichten solcher Sedimentlagen bei $\rho_b = 1050 - 1150 \text{ kg/m}^3$. Auf Basis dieser Informationen und unter der Annahme, dass die ermittelten Transportraten Nettomassenströmen entsprechen, lässt sich schließlich das anfängliche Ablagerungsvolumen bzw. die Anfangsmächtigkeit einer über eine Stauwasserphase entstandenen Schicht für naturnahe Laborversuche berechnen.

Kapitel 5

Sedimente aus der Trübungszone des Weserästuars

In diesem Kapitel werden die Eigenschaften und Erscheinungsformen von natürlichen Wesersedimenten der Trübungszone auf der Grundlage der bei Mess- und Probenahmekampagnen gewonnenen Messdaten und Erkenntnisse diskutiert.

In Kapitel 5.1 wird das Weserästuar und die mit der Trübungszone verbundene Sedimentdynamik vorgestellt. Zur Einordnung des Gewässerzustands während der Sedimentgewinnung werden darauf aufbauend in Kapitel 5.2 die Ergebnisse der im Vorfeld und bei den Kampagnen aufgezeichneten Umgebungsbedingungen wie Oberwasserabfluss, Strömungs- und Salzgehaltsverhältnisse diskutiert. In Kapitel 5.3 folgt die Beschreibung der zur Umsetzung des Gesamtkonzeptes (vgl. Kapitel 2) entwickelte Methodik zur Gewinnung von weitgehend ungestörten Proben mit frisch deponierten Sedimenten sowie eine Quasi-in-situ-Zustandsbeschreibung der Sedimentproben. Die Zustandsbeschreibung beruht auf den Ergebnissen der bodenmechanischen Standardversuche zur Korngrößenverteilung, zum Wassergehalt und zum Glühverlust sowie auf den Ergebnissen der rheologischen Untersuchungen. Die für die Auswertung notwendigen Rohdaten zur Schlickrheologie wurden in Zusammenarbeit mit einem Studierenden durchgeführt und in seiner Bachelorarbeit dokumentiert (Roß 2021).

Die Ausführungen in den folgenden Abschnitten beschreiben schließlich den für die weiteren Untersuchungen relevanten Vergleichszustand der Umgebungsbedingungen und der frisch abgelagerten Gemische am Übergang von der Wassersäule zur festen Gewässersohle.

5.1. Das Weserästuar

In Deutschland gibt es drei große Ästuarie der Nordsee. Es sind die Mündungsgebiete der Ems, der Weser und der Elbe. Die Weser erstreckt sich von ihrer Entstehung am Zusammenfluss von Werra und Fulda bei Hannoversch-Münden über 452 Flusskilometer bis zur Mündung in die Nordsee. Sie wird unterteilt in Oberweser (Hann. Münden bis Minden), Mittelweser (Minden bis Bremen), Unterweser (Bremen bis Bremerhaven) und Außenweser (Bremerhaven bis Nordsee). Der Tideeinfluss der Weser, der häufig zur Definition der landseitigen Ausdehnung des Weserästuars herangezogen wird, verläuft von der Mündung bei Weserkilometer 452 bis zum großen Weserwehr in Hastedt bei Weserkilometer 362. Der Nullpunkt der Unterwesermarkierung beginnt etwas später bei Weserkilometer 366,72, wo historisch das Ende der Seeschifffahrt markiert war. Die Weser ist auf ihrer gesamten Länge als Bundeswasserstraße klassifiziert.

Das Weserästuar erstreckt sich über die Außen- und Unterweser und ist ein gut durchmisches meso- bis makrotidales Ästuar. Der Tidenhub nimmt von der Mündung bis zum Weserwehr zu. Anthropogene Eingriffe wie die sogenannte ‚Weserkorrektur‘ vor 1900 oder die Vertiefungen im 20. Jhd. haben den natürlichen Flusslauf stark verändert und u.a. zu einem Anstieg des mittleren Tidenhubs von wenigen Dezimetern auf heute bis zu 4 m in Bremen geführt (Kösters und Günther 2015; Lefebvre et al. 2022). Oberstrom von Bremerhaven ist die Weser kanalartig ausgebaut und weist nach mehreren Fahrrinnenvertiefungen heute eine Mindesttiefe von SKN -9 m auf (Kösters et al.

2018). Am Pegel Intschede, ca. 30 km stromauf des Weserwehrs, wird die letzte tideunabhängige Wasserstands- und Durchflussermittlung der WSV durchgeführt. Die an diesem Pegel ermittelten Daten gelten daher als gute Näherung für die Beschreibung der Oberwasserverhältnisse. Die hydrologischen Kennwerte des Pegels ergeben sich aus langjährigen Tagesmittelwertzeitreihen (1941-2004) zu $MQ = 326 \text{ m}^3/\text{s}$, $MNQ = 124 \text{ m}^3/\text{s}$ und $MHQ = 1270 \text{ m}^3/\text{s}$ (Lange et al. 2008). Der Modalwert liegt jedoch mit ca. $150 \text{ m}^3/\text{s}$ deutlich unter dem arithmetischen Mittel (Kösters et al. 2018). Das langjährige Mittel (1970 – 2010) der Sedimentkonzentration des Oberwasserzuflusses beträgt etwa $0,038 \text{ g/L}$ (NLWKN 2015). Die Sedimentfracht im Oberwasser beträgt nach Grabemann (1992) jährlich ca. $50,000 \text{ t}$, schwankt aber über die Jahre erheblich (Kösters et al. 2018). Auch die Schwebstoffkonzentration in der tidebeeinflussten Strecke variiert räumlich und zeitlich stark. In Sohlhöhe kann die Schwebstoffkonzentration leicht 2 g/L überschreiten (Lange et al. 2008) und in Stauphasen zu mobilen Schichten kohäsiver Sedimente führen, die in Strömungsphasen nahezu vollständig resuspendiert werden (Schrottke et al. 2005). Eine Besonderheit der Weser sind erhöhte Salzgehalte im Oberwasser, die im Wesentlichen auf Abwässer der Kaliindustrie zurückzuführen sind. Die extremen Chloridkonzentrationen in Gerstungen an der Werra der Siebzigerjahre von bis zu 35000 mg Cl/l sind bis 1999 auf etwa 2500 mg Cl/l zurückgegangen (FGG Weser 2013). In Bremen Hemelingen an der Tidegrenze kommen derzeit im Mittel noch etwa 350 mg Cl/l an.

Wesentliche Unterhaltungsschwerpunkte der Unterweser sind die Abschnitte von km 51 bis 58 und von km 58 bis 65, für die jährliche Baggervolumina im Bereich von $0,5\text{--}1,5 \text{ Mio. m}^3$ anfallen (vgl. Abbildung 5.1-1). Zwischen km 69 und km 73 befinden sich die Containerterminals des Hafens Bremerhaven, für die im Rahmen Weseranpassung zur Gewässerunterhaltung eine tideunabhängige Erreichbarkeit von Großcontainerschiffen mit einem Abladetiefgang von $13,5 \text{ m}$ gewährleistet werden soll (Kösters und Günther 2015). Die Gewährleistung der Erreichbarkeit der Häfen Nordenham, Brake und Bremen ist ebenfalls Bestandteil der Unterhaltungsstrategie (BfG 2014c).

Im Weserästuar werden bei jeder Gezeit große Mengen an Sediment erodiert, transportiert und deponiert. Als primäre Sedimentquellen bezeichnet Grabemann (1992) die Sedimente aus der Oberwasserfracht und der Nordsee, als sekundäre Quelle die deponierten und lokal resuspendierten Sedimente. Die Sedimentationsschwerpunkte der Unterweser liegen hauptsächlich in der Trübungszone, einem ca. 15 bis 20 km langen Abschnitt mit erhöhten Schwebstoffkonzentrationen, dessen Zentrum bei Mittelwasserbedingungen etwa auf Höhe Blexen liegt (Papenmeier 2012). In den Bereichen Schlickstrecke Nordenham (km 55 bis 58) und Blexer Bogen (km 62 bis 65) treten die höchsten Sohländerungsraten auf, was Abbildung 5.1-1 veranschaulicht.

Die Trübungszone bezeichnet den Bereich eines Ästuars, in dem die Schwebstoffkonzentration in der Wassersäule deutlich erhöht ist (Kösters et al. 2018). Meteorologische Einflüsse wie die Windstärke und -richtung, der Seegang, die Temperatur und der Oberwasserabfluss spielen bei der Entstehung, Lage und Ausdehnung einer Trübungszone eine wichtige Rolle. Tidebedingte Einflüsse resultieren aus der Strömungsgeschwindigkeit- und Richtung, der Wassertiefe, der Turbulenzintensität und dem Salzgehalt (Grabemann 1992). Eine Übersicht über die Abflussverhältnisse am Pegel Intschede und die Sedimentationsverhältnisse in den Abschnitten Nordenham und Blexer Bogen für die Jahre 2016 - 2020 zusammen mit den potenziell auf die Schwebstoffdynamik wirkenden Einflussparametern Sedimentkonzentration, Tidehochwasser, Windverhältnisse, Salinität und Temperatur, ist zur Veranschaulichung in Abbildung A-1 dargestellt. Daraus wird im Wesentlichen der Zusammenhang zwischen dem am Pegel Intschede bestimmten Oberwasserzufluss, der Konzentration suspendierter Sedimente und den Sedimentationsraten ersichtlich. Bei besonders niedrigen und besonders hohen Oberwasserabflüssen gehen sowohl die Sedimentationsraten als auch die Sedimentkonzentrationen an den Stationen Nordenham und Blexer Bogen zurück. Eine auf Basis des selben Datensatzes durchgeführte Korrelationsanalyse (vgl. Anhang (A)) hat darüber hinaus einen negativ linearen

Zusammenhang zwischen SPM und Salzgehalt sowie zwischen SPM und Temperatur ergeben. Die höchsten SPM Konzentrationen sind bei Salzgehalten von 10 ‰ (NH) bzw. 15 ‰ (BB) und Wassertemperaturen von 5 °C zu erwarten.

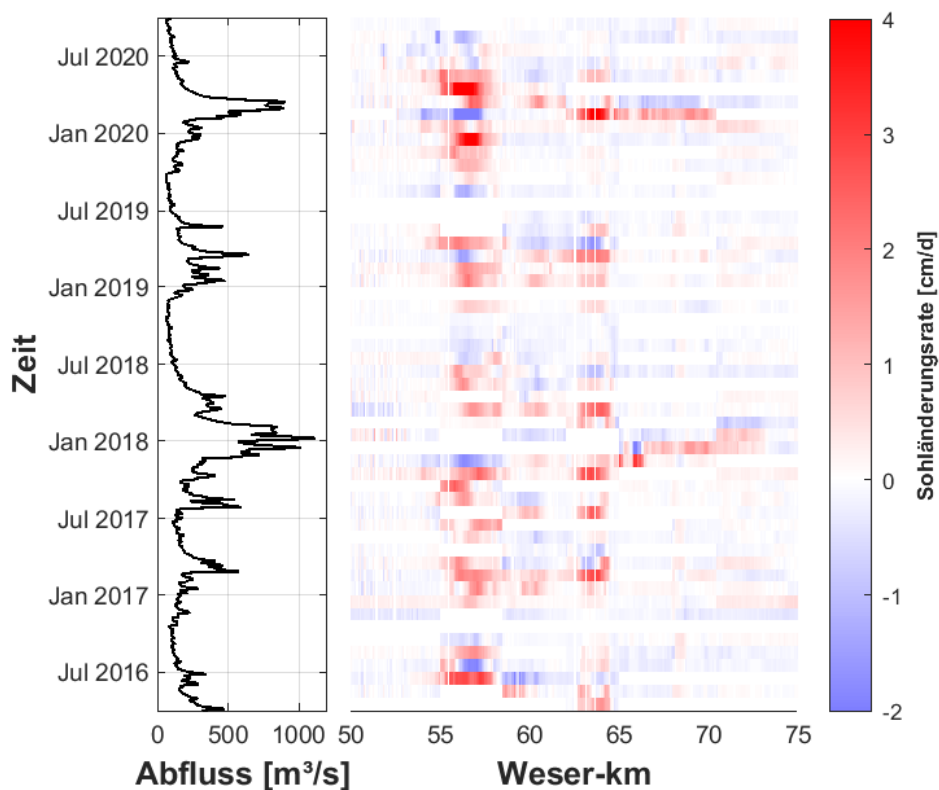


Abbildung 5.1-1: Oberwasserabfluss in Intschede und Hovmoeller-Darstellung der aus Bagger- und Peildaten generierten Sohländerungsraten entlang der Weserkilometrierung über einen Zeitraum von 2016 bis 2020, aus (Patzke et al. 2022b)

Über lange Zeiträume (saisonal, mehrjährig) entwickelt und erhält sich eine Trübungszone durch eine Reihe von Prozessen, die eine Anhäufung feiner Sedimente im Ästuar hervorrufen (Kösters et al. 2018). Geographische Gegebenheiten, Oberwasserzufluss und die Stärke der Gezeiten bestimmen den Anteil der Prozesse an der Ausbildung der Trübungszone. Wesentliche Faktoren für die Entstehung der Trübungszone sind nach Burchert und Baumert (1998) Strömungs- und Durchmischungsasymmetrien.

Als Durchmischungsasymmetrie wird insbesondere die Ästuarine Zirkulation bezeichnet. Dabei stehen die Auswirkungen großräumiger Bewegungen auf die Durchmischung der Wassermassen im Vordergrund. Die ästuarine Zirkulation entsteht durch Dichteunterschiede zwischen dem salzigen Meerwasser und dem Süßwasser des Fließgewässers. Bei Ebbe findet der Feststofftransport durch das dominierende Oberwasser in die See statt. Durch Scherung des Geschwindigkeitsfeldes im Brackwasserbereich entsteht eine vertikale Dichteschichtung, die den turbulenten vertikalen Sedimenttransport bzw. die Transportkapazität reduziert (Kösters 2010).

Während der Flutphase werden Feststoffe im Wesentlichen von der See in das Ästuar transportiert und die Dichteschichtung wird destabilisiert. Den Gezeitenströmen kann sich im Tidenmittel eine schwache, stromauf gerichtete Restströmung in Bodennähe überlagern (Geyer und MacCready 2014), die aus dem Ausgleich der bodennahen Druckgradienten längs des Ästuars entsteht und Resultat der höheren Dichte des salzhaltigen Wassers ist (Kappenberg und Fanger 2007). Obwohl der residuale seewärtige Volumenstrom des Süßwassers (mit geringeren Schwebstoffkonzentrationen) größer ist als der residuale landeinwärts gerichtete Volumenstrom des Seewassers, können erhöhte

Sedimentkonzentrationen in Bodennähe im Mittel zu einem landwärts gerichteten Netto-Sedimentimport führen (Wyrwa 2003). Der Bereich, bis zu dem die Restströmung in das Ästuar eindringt, wird im Wesentlichen durch das Oberwasser determiniert.

Der Oberwasserzufluss schwankt im Wesentlichen jahreszeitlich und weist nur geringe Änderungen innerhalb eines Tidezyklus auf. Im Gegensatz dazu ändert sich die Richtung und Stärke des Gezeitenstroms innerhalb eines Tidezyklus zwischen Ebbe und Flut und die Stärke der Gezeiten etwa monatlich innerhalb des Spring-Nipp-Zyklus. Die durch diese Effekte hervorgerufenen Strömungen werden als ästuarine Zirkulation bezeichnet.

Ein weiterer wichtiger Faktor zur Ausbildung einer Trübungszone können Strömungs- bzw. Gezeitenasymmetrien sein. Gezeitenasymmetrien werden durch eine nichtlineare Ausbreitung der Gezeiten in einem Ästuar hervorgerufen, was zu kürzeren Flutphasen und längeren Ebbphasen mit verstärkten maximalen Flutstromgeschwindigkeiten und geringeren maximalen Ebbstromgeschwindigkeiten führen kann. Da die Fließgeschwindigkeiten die Transportkapazität eines Wasserkörpers bestimmen, kann die mit der Flut in das Ästuar getragene Schwebstofffracht die mit der Ebbe aus dem Ästuar transportierte Fracht übersteigen.

Die Folge der beschriebenen Prozesse ist ein Nettosedimentimport in das Ästuar unter Ausbildung einer Trübungszone mit erhöhten Sedimentkonzentrationen. Häufig werden die Nettosedimentimportprozesse mit dem Begriff „Tidal Pumping“ zusammengefasst. Dies ist jedoch irreführend, da der Begriff im Kern die aus der Asymmetrie der maximalen Geschwindigkeiten resultierenden Sedimentimportströme beschreibt und obendrein keiner einheitlichen Definition unterliegt. Die Gezeitenasymmetrie ist in der Trübungszone der Weser nur schwach ausgeprägt und die Unterweser bleibt in der Fahrrinne bislang überwiegend ebbstromdominiert (vgl. Abbildung 5.1-2), auch wenn es bei bestimmten Abflussverhältnissen zu einer sohn nahen Flutstromdominanz kommen kann (Kösters 2010).

Die Beschreibung der lateralen Lageänderungen der Trübungszone muss für verschiedene Zeitskalen erfolgen. Auf saisonaler Skala resultiert die Verschiebung vorwiegend aus Änderungen im Oberwasserabfluss. Bezogen auf die Weser wird dieser Effekt indirekt durch die mit der Änderung des Oberwassers verlagerten Sedimentationsbereiche anhand von Abbildung 5.1-1 deutlich. Bei zunehmendem Oberwasser verschiebt sich die Trübungszone seewärts und bei abnehmendem Oberwasser landwärts. Bei mittleren Oberwasserverhältnissen liegt das Zentrum der 15 bis 20 km breiten Trübungszone etwa bei Weserkilometer 60 (Kösters 2010). Zur Abgrenzung der Trübungszone schlägt Grabemann (1992) eine Grenzkonzentration von $C = 0,25 \text{ g/L}$ vor. Die Analyse von Bagger- und Peildaten zeigt, dass bei zu geringem Oberwasser ($Q \ll 100 \text{ m}^3/\text{s}$) kein eindeutiges Trübungsmaximum im Ästuar mehr zu beobachten ist. Auf intertidaler Zeitskala wird die Lage und Ausdehnung der Trübungszone durch die Lage der Gezeit im Spring-Nipp-Zyklus dominiert. Auf der Skala einer Einzeltide verschiebt sich diese entsprechend der Flut und Ebbeströmung.

Wie Abbildung 5.1-2 zeigt, liegen die maximalen Strömungsgeschwindigkeiten v_{max} nahe Nordenham bei Mittelwasser bei etwa $0,9 \text{ m/s}$. Für ähnliche Bedingungen werden Schubspannungsgeschwindigkeiten von $u^* = 0,034 \text{ m/s}$ mit maximalen Sohlschubspannungen von $\tau_b = 1,152 \text{ N/m}^2$ geschätzt (Wyrwa 2003). Wie die Analysen von Kösters et al. (2018) aus Abbildung 5.1-2 andeuten, existiert am Messstandort in Nordenham bei Weserkilometer 55,8 keine anhaltende Dominanz der maximalen Flutstromgeschwindigkeiten und dennoch kommt es zur Ausbildung der Trübungszone mit einer mittelfristigen Akkumulation von Sedimenten. In Modelluntersuchungen konnte Hesse (2020) für das Weserästuar zeigen, dass dafür residuale Transporteffekte wie die ästuarine Zirkulation ursächlich sein können. Weiterhin kann es, zumindest im Modell, auch zu durchgehender Flutstromdominanz in anderen Bereichen kommen.

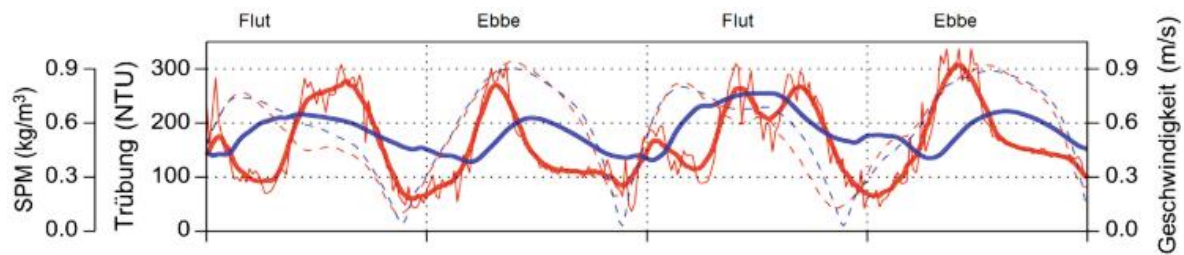


Abbildung 5.1-2: Modellerte (blau) und gemessene (rot) Zeitreihen der Konzentration suspendierter Sedimente (durchgezogene Linien) und der Strömungsgeschwindigkeiten (gestrichelte Linien) an der Station Nordenham km 55,8 aus (Kösters et al. 2018)

Neben den mittleren Geschwindigkeitsunterschieden zwischen Ebbe und Flut kann sich das Verhältnis von Flut- zu Ebbstrom im Laufe der Zeit z.B. saisonal, klimawandelbedingt oder durch anthropogene Eingriffe in das Gewässer verschieben und zu einer Änderung der morphodynamischen Verhältnisse führen. Einzelereignisse wie z.B. schwere Sturmfluten können seeseitig Sedimente aus den Watten oder aus den Seitenbereichen des Ästuars lösen und damit das Sedimentinventar von Trübungszone generell erhöhen (Weilbeer et al. 2021). Als Folge eines größeren Sedimentinventars können die laterale Ausdehnung oder die Sedimentkonzentrationen in der Trübungszone zunehmen. Auf der Skala einer Einzeltide verschiebt sich die Lage der Trübungszone durch die Verschiebung der Brackwasserzone zwar merklich, relativ zu anderen Prozessen aber wenig (Kösters et al. 2018).

Während die Gewässersohle der Unterweser außerhalb der Trübungszone im Wesentlichen von Feinsanden (etwa km 80 bis km 100) bzw. Mittelsanden (etwa km 40 bis km 55) geprägt ist, besteht die Gewässersohle im Bereich der Trübungszone aus feinsandigen Schluffen mit mittleren Korngrößen kleiner $63\ \mu\text{m}$, wobei insbesondere für den Schluffanteil eine Abhängigkeit vom Oberwasserabfluss festgestellt wurde (Kösters 2010; Kösters et al. 2018). Bei hohen Oberwasserabflüssen nimmt der Schluffanteil ab, bei länger andauernden geringen Oberwasserabflüssen nimmt er zu. Die von der BfG für die Fahrrinne der Weser ermittelten Anteile der Fraktionen deuten außerdem daraufhin, dass der Anteil der Feinsedimente im Mittel deutlich kleiner ist als in den oberen Sedimentschichten, siehe Abbildung 5.1-3. Für den Fokusbereich von km 55 (Nordenham) bis km 65 (Blexer Bogen) ergeben sich aus Abbildung 5.1-3 Tonanteile von unter 5 Prozent und Schluffanteile von etwa 15 Prozent. Oberhalb der festen Gewässersohle werden temporär weiche Schichten mit hochkonzentrierten Suspensionen festgestellt. Papenmeier (2012) gibt für die oberen Sedimentschichten Schluffanteile von im Mittel etwa 60 – 70 %, Tonanteile von im Mittel etwa 10 – 20 % und Sandanteile überwiegend im einstelligen Prozentbereich an. Die Analysen des vorliegenden Kapitels bestätigen die Ergebnisse von Papenmeier (2012) hinsichtlich der Zusammensetzung der frisch abgelagerten Sedimentgemische.

Schrottke et al (2005) konnten anhand von Kernlotung und Mehrfrequenzecholotung nachweisen, dass sich Flüssigschlick in der Fahrrinne insbesondere in der Stauwasserphase in der Nähe der Kenterpunkte bildet. Die resultierende Schlickschicht weist Konzentrationen von ca. 100 g/L auf und kann in kurzer Zeit eine vertikale Ausdehnung von einem bis mehrere Meter erreichen. Die Schichten können damit bis zu 15 % der Wassersäule einnehmen. Nach derzeitigem Kenntnisstand wird der Großteil des zuvor deponierten Sediments bei Wiedereinsetzen der Tideströmung resuspendiert (Schrottke et al. 2005). Dabei bilden sich zunächst interne Wellen an der Lutokline zur Wassersäule, bevor die Grenze zwischen Wassersäule und Schlickschicht verschwindet (Schrottke und Bartholomä 2008). Die laterale Ausdehnung der Flüssigschlickschichten kann wenige bis einige hundert Meter erreichen, bleibt dabei aber sehr variabel und stets abhängig von Umgebungsbedingungen wie zum Beispiel der Tidephase oder dem Oberwasserabfluss (Becker 2011). In Bereichen wo Dünen als Sohlformen auftreten, werden die Dünentäler teilweise durch ortsstabileren Schlick aufgefüllt (Becker

2011). Weitere Einflussfaktoren auf die Ausbildung und Lage einer Trübungszone werden in Dyer (1997) diskutiert.

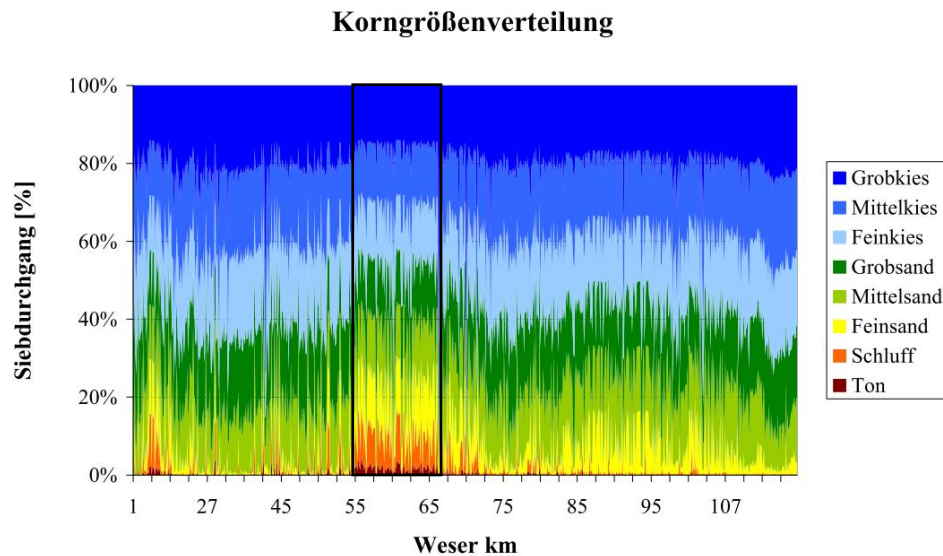


Abbildung 5.1-3: Anteile der in der festen Gewässersohle auftretenden Kornfraktionen entlang der Fahrrinne des Weserästuars und Kennzeichnung (schwarzer Kasten) des Betrachtungsbereichs (Weser-km. 55 - 65) der vorliegenden Arbeit, aus BfG (2014c)

Aus den obigen Ausführungen zur Sedimentdynamik im Weserästuar lässt sich ableiten, dass die Abschnitte der Sedimentationsschwerpunkte der Unterweser im Bereich Blexer Bogen (km 62 bis 65) und im Bereich Schlickstrecke Nordenham (km 55 bis 58) ideale Bedingungen im Sinne der Zielerreichung im Rahmen dieser Arbeit sowie zur Sedimentbeprobung und Charakterisierung des kohäsiven Sedimentverhaltens darstellen.

5.2.Quasi-in-situ-Verhältnisse

Die vergleichende Auswertung von Bagger- und Peildaten der Jahre 2016 - 2020 (Patzke et al. 2022b) hat bestätigt, dass die Lage der Trübungszone im Weserästuar dynamisch variiert, stark vom Oberwasser abhängig ist und zu Sedimentationsschwerpunkten im Abschnitt von Weserkilometer 55 bis 65 führt, siehe Abbildung 5.1-1. Die Kampagnen wurden jeweils bei Oberwasserzuflüssen Q_{Int} von etwa $150 \text{ m}^3/\text{s}$ am Referenzpegel Intschede durchgeführt. Oberwasserzuflüsse dieser Größe treten am häufigsten auf und entsprechen damit dem Modalwert der längerfristigen Verteilung (Kösters et al. 2018). Unter diesen Bedingungen liegt das Zentrum der Trübungszone etwa bei Weserkilometer 55 nahe der landseitigen Grenze des Abschnittes Nordenham. Auf dieser Grundlage, den Ergebnissen der Sedimentationsanalyse anhand von Bagger- und Peildaten sowie einer Lageeinschätzung unmittelbar vor den Messkampagnen wurden folgende zwei Standorte für eine wiederholte Beprobung identifiziert:

- ES-I: Schlickstrecke Nordenham östlich der Fahrrinnenmitte, Weserkilometer 56
- ES-II: Blexer Bogen westlich der Fahrrinnenmitte, Weserkilometer 63

Beide Standorte sind als charakteristisch für die Sedimentationsschwerpunkte in den Bereichen Blexer Bogen (km 62 - 65) und Nordenham (km 55 - 58) einzustufen. Aus Praktikabilitätsgründen und da die wiederholte Beprobung eines Bereichs letztlich sehr nahe beieinander erfolgte (vgl. Abbildung 5.2-1), wird im Folgenden vom Entnahmestandort Blexer Bogen (BB) und vom Entnahmestandort Nordenham (NH) gesprochen. Aufgrund des Oberwasserabflusses während der Beprobung lag der

Sedimentationsschwerpunkt im Vorfeld der Probenentnahme überwiegend im Abschnitt Nordenham. Abhängig von weiteren Einflussparametern, wie z.B. der Sedimentverfügbarkeit innerhalb der Trübungszone, kann es bei Abflüssen nahe des Modalwertes dennoch auch weiter flussabwärts im Blexer Bogen zu Sedimentation und Sedimentanreicherung kommen, auch wenn die Auswertung in Abbildung 5.1-1 zeigt, dass hohe Sedimentationsraten im Abschnitt Blexer Bogen bei mittleren Abflüssen von $MQ = 325 \text{ m}^3/\text{s}$ wahrscheinlicher sind.

In insgesamt vier Messkampagnen (Messfahrt Weser MW-I, MW-II, MW-IIb, MW-III) wurden schließlich Sedimente aus der Trübungszone gewonnen und Untersuchungen zur Beschreibung der vorherrschenden Situation am Übergang von Wassersäule zur Gewässersohle durchgeführt. Mit Ausnahme von Kampagne MW-I, die nur im Blexer Bogen stattfand, wurden bei allen Messkampagnen beide Entnahmestandorte beprobt. Eine ausführliche Dokumentation der Kampagnen findet sich in Patzke et al. (2022c). Eine Übersicht und die genaue Lage der Entnahmestellen sind in Abbildung 5.2-1 dargestellt. Einen Überblick über weitere Kennzahlen der Kampagne und die Auswertung der Messdaten gibt Tabelle B.1 in Anhang (B). Die Beschreibung der Sedimentgewinnung folgt im Anschluss an dieses Kapitel in Abschnitt 5.3. Für jeden Entnahmestandort wurden pro Stauwasserphase mindestens 5 Sedimentkerne gewonnen. Die im weiteren Verlauf verwendete Probenkennung ist folgendermaßen definiert. Zunächst steht das Standortkürzel (NH oder BB), dann folgt nach einem Bindestrich eine 0-basierte Nummerierung der Messfahrten (erste Kennung bzw. Probe beginnt mit Wert 0). Vor dem nächsten Bindestrich folgt die Nummer der Probe pro Messfahrt. Zuletzt folgt eine Aufzählung der Teilprobennummern, beginnend am obersten Punkt der Naturprobe. Die Beispielkennung *NH-13-12* beschreibt folglich die zwölfte Teilprobe von oben (12) aus dem dritten Probenkerns (3) der zweiten Messkampagne (1) des Entnahmestandortes Nordenham (NH).

Nachfolgend wird die morphologische Situation an den Entnahmestandorten zum Zeitpunkt der Probenahme anhand der bei den Messkampagnen aufgezeichneten Messdaten bewertet. Zur Beurteilung der hydrodynamischen Verhältnisse sind in Abbildung 5.2-2 die für die Entnahmestandorte und -Zeitpunkte zwischen zwei Messstationen interpolierten Fließgeschwindigkeiten in 2 m über Grund (gauß-gewichtete gleitende Mittelwerte) sowie die Wasserstände am Pegel Bremerhaven bzw. am Pegel Nordenham dargestellt. Die Grafik enthält außerdem die Einsatzzeiten der Multiparametersonde zu Beginn (t_1) und am Ende (t_2) des als Stauwasserphase definierten Zeitraums (roter Abschnitt, Strömungsnullpunkt ± 30 Minuten).

Abbildung 5.2-2 zeigt, dass zwei der Entnahmekampagnen zur Hochwasserkenterung (MW-I und MW-II am Standort BB) und drei zur Niedrigwasserkenterung (MW-II am Standort NH sowie MW-III am Standort BB & NH) durchgeführt wurden. Die tiefengemittelten Fließgeschwindigkeiten zeigen, dass die für die Stauwasserphase bei der Probenahme festgelegte Grenzstromgeschwindigkeit von $v = 0,5 \text{ m/s}$ überwiegend nicht überschritten wurde. Insbesondere die auf Basis der Fließgeschwindigkeiten für MW-III am Standort BB bestimmte Kenterung (Mittelpunkt des roten Bereichs) findet nahezu zeitgleich mit dem Niedrigwasser statt. Zu erwarten ist die Kenterung, wie für die anderen Messkampagnen auch ermittelt, jedoch mit zeitlichem Verzug zum HW bzw. NW. Die verschobene Lage der Kenterung ist ein Grund für Differenzen zwischen der Stauwasserphase und den Einsatzzeitpunkten der Multiparametersonde und wird auf die Mittelung bei der Datenprozessierung zurückgeführt.

Abbildung 5.2-3 zeigt drei Sedimentproben, die von Entnahmestandorten BB und NH stammen. Die Abbildung verdeutlicht den unterschiedlichen Konsolidierungsgrad der Sedimente. Durch die infolge des hohen Konsolidierungsgrads hohe Gesamtdichte der Sedimentablagerungen am Standort BB wurde das Eindringen des Kernsammlers reibungsbedingt verstärkt behindert, was bei den Sedimentablagerungen des Standortes NH mit geringerer Dichte nicht auftrat.

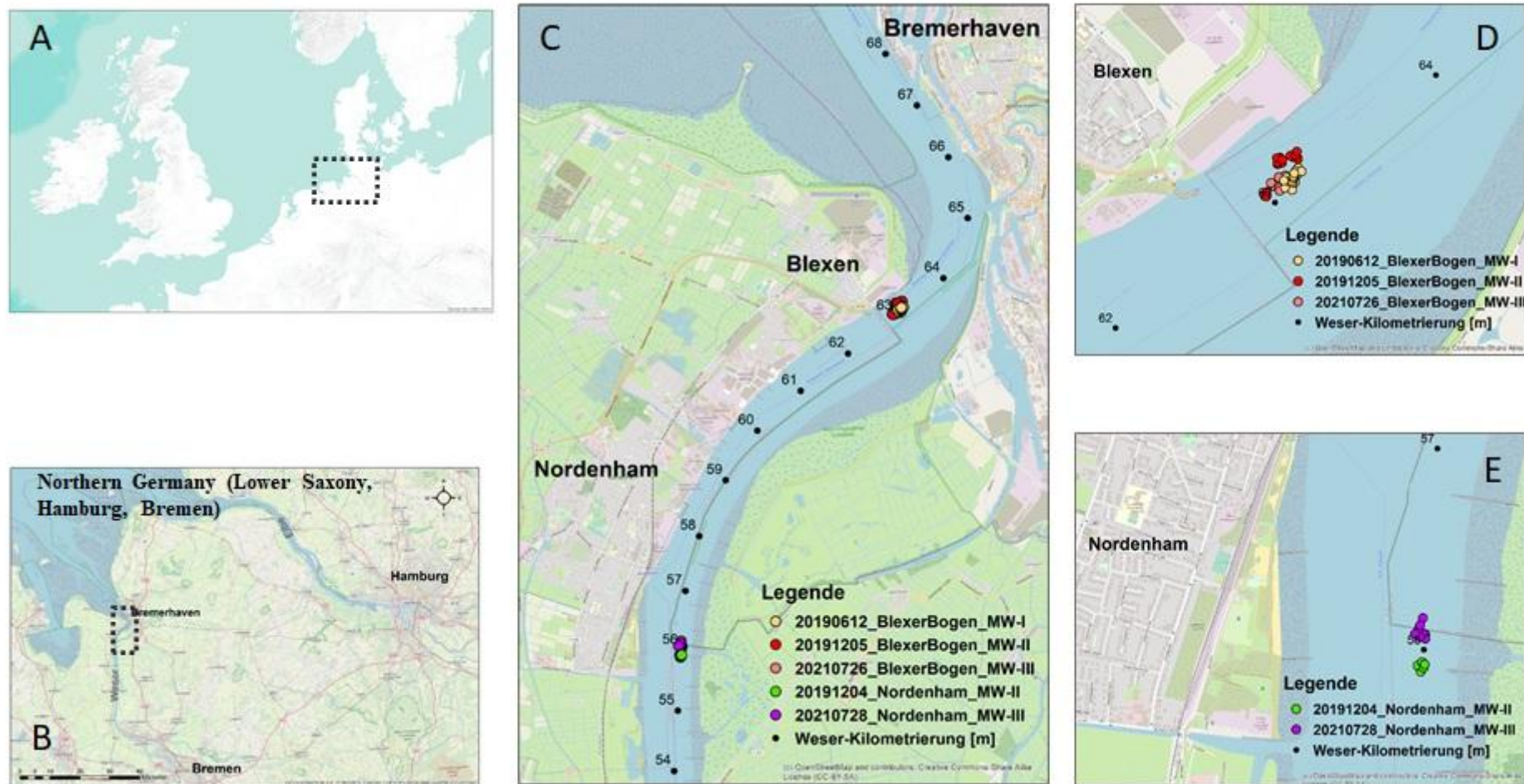


Abbildung 5.2-1: Einordnung des Weserästuars in den europäischen (A) und den deutschen (B) Raum, Lage der Entnahmestandorte entlang der Weserkilometrierung (C) und exakte Entnahmestandorte der Wesermesskampagnen bei Blexen (D) sowie Nordenham (E), aus (Patzke et al. 2022a)

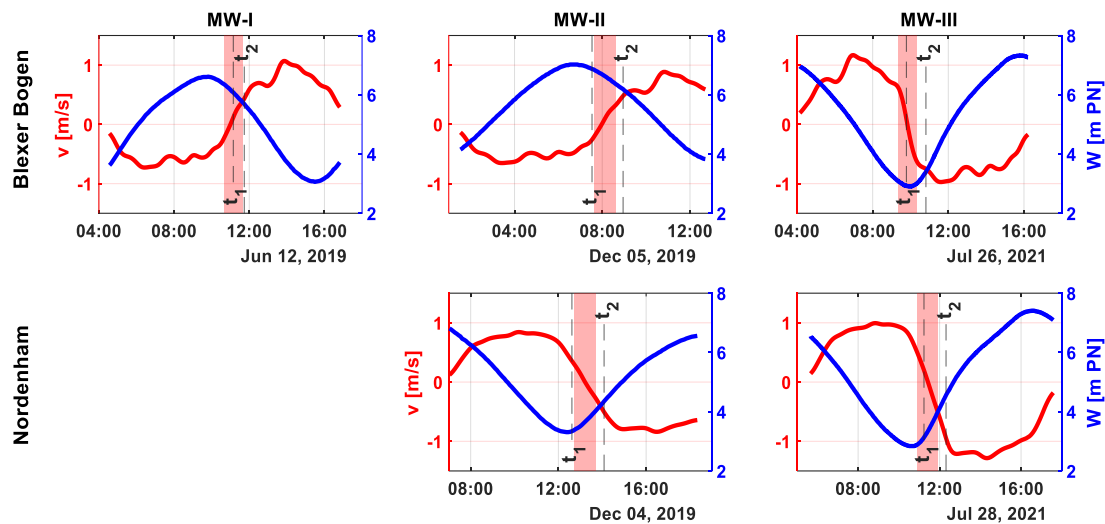


Abbildung 5.2-2: Strömungsgeschwindigkeiten v und Wasserstände W vor, während und nach den Messkampagnen MW-I bis MW-III; der rote vertikale Balken kennzeichnet die Stauwasserphase (Kenterung ± 30 Min), die gestrichelten Vertikallinien zeigen die Einsatzzeitpunkte t_1 und t_2 der Multiparametersonde; Messdaten der WSV©, im Rahmen der vorliegenden Arbeit plausibilisiert.



Abbildung 5.2-3: Visueller Eindruck der Sedimente von Naturprobe NH-14 (li.) sowie BB-12 und BB-11 (Mi. + re.) kurz nach der Entnahme bei Messfahrt MW-II

Wie in Abschnitt 5.3 beschrieben, wurden Tiefenprofile der Trübung, des Salzgehaltes und der der Strömungsgeschwindigkeit aufgenommen. Die plausibilisierten Ergebnisse der hierfür eingesetzten Multiparametersonde vom Typ SEAGUARD© der Firma Aanderaa werden in Abbildung 5.2-4 gezeigt. Dargestellt sind die Tiefenprofile der Sedimentkonzentration, des Salzgehaltes und der Strömungsgeschwindigkeit beim Ablassen zum Zeitpunkt t_1 und beim Einholen zum Zeitpunkt t_2 der Sonde.

Abschnitt A in Abbildung 5.2-4 zeigt die Tiefenprofile der Sedimentkonzentration C . Die Trübungsmessdaten in [NTU] wurden hierzu mittels der Regression nach Grünler (2018) in Sedimentkonzentrationen C in [mg/L] umgerechnet:

$$C = 3,89 * NTU^{0,83} \quad (5.2.1.)$$

Alle Tiefenprofile zeigen eine Zunahme der Sedimentkonzentration mit der Tiefe, mit jeweils den höchsten Konzentrationen nahe der Gewässersohle. Insbesondere die zur Flutkenterung aufgezeichneten Profile (MW-I und MW-II, Standort BB) zeigen über die Wassersäule geringe Sedimentkonzentrationen im Bereich $C < 0,25 \text{ g/L}$, die an einem kritischen Punkt sprunghaft ansteigen. Die während der Ebbkenterung aufgezeichneten Profile zeigen in der Tendenz eine eher kontinuierliche Zunahme der Sedimentkonzentration über die Wassertiefe. Es ist davon auszugehen, dass die Lage des sprunghaften Anstiegs den Übergang zur Gewässersohle bzw. das Vorhandensein hochkonzentrierter Suspensionen kennzeichnet, da die Trübungssonden maximale Sedimentkonzentrationen bis $C = 1 \text{ g/L}$ aufzeichnen. Nahe der Wasseroberfläche werden maximale Konzentrationen von $C = 0,25 \text{ g/L}$ erreicht.

Abschnitt B in Abbildung 5.2-4 zeigt die Tiefenprofile des Salzgehalts S in $[psu]$. Wie die Sedimentkonzentration C , steigt auch der Salzgehalt S mit der Wassertiefe. Am Salzgehalt wird deutlich, ob eine Kampagne zu Hochwasser- (HW) oder Niedrigwasserkenterung (NW) durchgeführt wurde. Zur HW-Kenterung (MW-I und MW-II am Standort BB) liegen die Salzgehalte sohnah bei etwa 18 psu , während sie zur NW-Kenterung sohnah bei etwa 5 psu liegen. Bei HW-Kenterung ist außerdem eine deutliche Abnahme der Salzgehalte nahe der Wasseroberfläche zu beobachten, während die Salzgehalte zur NW-Kenterung (MW-II NH, MW-III NH+BB) mit der Tiefe nur langsam steigen. Festgehalten wird außerdem, dass die Salzgehaltsprofile sich zwischen Start und Ende der Stauwasserphase nur in geringem Maße unterscheiden.

Abschnitt C in Abbildung 5.2-4 zeigt die Tiefenprofile der Fließgeschwindigkeiten v in $[m/s]$. Die ermittelten Geschwindigkeiten liegen im Bereich von $v < 1 \text{ m/s}$, sohnah bei ca. $v = 0,5 \text{ m/s}$ oder weniger. Im Vergleich zu den beiden anderen Messgrößen sind bei den Geschwindigkeiten insgesamt größere Schwankungen festzustellen. Quantitativ zeigen die Messergebnisse jedoch plausible Werte in einer realistischen Größenordnung. Das Profil MW-III am Standort BB ist insofern bemerkenswert, als dass es zu t_2 nahe der Wasseroberfläche und nahe der Gewässersohle Geschwindigkeiten nahe null aufweist. Dazwischen steigen die Geschwindigkeiten auf etwa $v = 0,5 \text{ m/s}$ bei einem Abstand von etwa 2 m zur vom Schiff detektierten Gewässersohle. Dieses Phänomen wird auf die zum Zeitpunkt der Messung bereits einsetzende Flutströmung zurückgeführt, da schwereres Salzwasser mit der Flut zunächst am Gewässergrund in das Ästuar eindringt. Demgegenüber stehen die Messungen zur HW-Kenterung, bei denen die höchsten Geschwindigkeiten zum Zeitpunkt t_2 nahe der Wasseroberfläche festgestellt werden.

Eine weitere Besonderheit stellen die zwischen den Zeitpunkten t_1 und t_2 aufgezeichneten Profile der betrachteten drei Parameter am Standort BB bei MW-II dar. Die Wassertiefen unterscheiden sich zwischen t_1 und t_2 um fast 4 m . Das Profil der Sedimentkonzentration ist zum Zeitpunkt t_1 weitgehend linear, mit einem leichten Anstieg über die Tiefe, während das Profil zum Zeitpunkt t_2 nach Überschreiten der dargestellten Wassertiefenlinie sprunghaft ansteigt. Der Salzgehalt nimmt in den oberen 2 m der Wassersäule an beiden Zeitpunkten t_1 und t_2 stark ab. Das Geschwindigkeitsprofil zum Zeitpunkt t_2 zeigt einen sprunghaften Anstieg nahe der Gewässersohle, der zum Zeitpunkt t_1 nicht zu beobachten ist. Eine mögliche Erklärung für dieses Phänomen ist, dass mit dem Einsetzen der Ebbströmung zu t_2 mobile sohnah Sedimente in hoher Konzentration von Oberstrom eingespült werden.

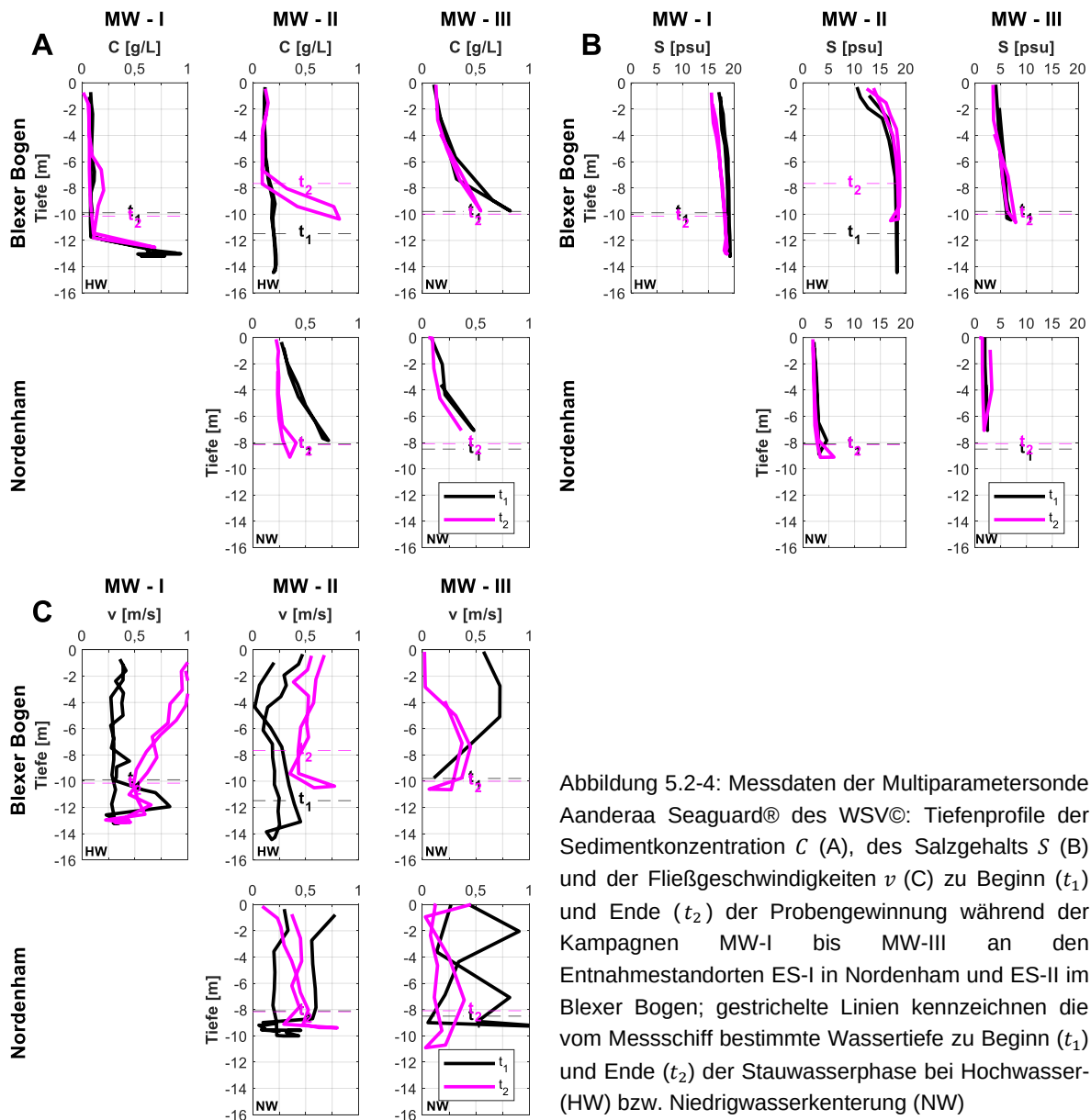


Abbildung 5.2-4: Messdaten der Multiparametersonde Aanderaa Seaguard® des WSV©: Tiefenprofile der Sedimentkonzentration C (A), des Salzgehalts S (B) und der Fließgeschwindigkeiten v (C) zu Beginn (t_1) und Ende (t_2) der Probengewinnung während der Kampagnen MW-I bis MW-III an den Entnahmestandorten ES-I in Nordenham und ES-II im Blexer Bogen; gestrichelte Linien kennzeichnen die vom Messschiff bestimmte Wassertiefe zu Beginn (t_1) und Ende (t_2) der Stauwasserphase bei Hochwasser (HW) bzw. Niedrigwasserkerterung (NW)

Neben den mit der Multiparametersonde aufgezeichneten Tiefenprofilen wurden aus den entnommenen Probenkernen auch Dichtetiefenprofile der oberen Sohlschichten bzw. der sohlnahen hochkonzentrierten Schichten generiert und Untersuchungen zum Erosionsverhalten durchgeführt. Die Ergebnisse dieser Untersuchungen sowie ein Vergleich mit den im Labor an Laborproben durchgeführten Untersuchungen werden in 6.4 für die Dichtetiefenprofile und in Kapitel 6.2 für das Erosionsverhalten präsentiert, nachdem in die Methodik eingeführt wurde, die den Untersuchungen zugrunde liegt.

5.3.Sedimentgewinnung und -Klassifizierung

Die Analyse der Sedimentdynamik innerhalb der Trübungszone hat ergeben, dass eine besondere Priorisierung der Bereiche Blexer Bogen und Nordenham erforderlich ist, da in diesen eine besondere Dynamik der Sedimentation zu beobachten ist. Dies ist auf die dortige Verfügbarkeit

sowie die spezifischen Eigenschaften der Sedimente zurückzuführen. Die experimentelle Untersuchung von Bodenaustauschprozessen in kohäsiven Sedimenten erfordert zum einen die Erfassung der Umgebungsbedingungen als Referenzzustand für die nachfolgenden Laborversuche und zum anderen die Gewinnung von natürlichem Sedimentmaterial. Aus diesem Grund erfolgt eine Charakterisierung des Übergangsbereichs von der Wassersäule zur Gewässersohle anhand einer Probenansprache und begleitender Messungen im Feld. Im Folgenden wird die Probenahme sowie die Klassifizierungsversuche beschrieben und deren Ergebnisse kurz zusammengefasst.

Aus dem Gesamtkonzept und den spezifischen Zielen der Messkampagnen ergeben sich Anforderungen an die Probenahme:

- Zugänglichkeit: Die Sedimente müssen nach der Entnahme zugänglich (nicht verschlossen) sein.
- Transparenz: Die Probenbehälter müssen zur Beurteilung des Ist-Zustandes der Sedimente unmittelbar nach der Entnahme und zur Beobachtung der Absetz- und Konsolidierungsprozesse nach der Entnahme transparent sein.
- Kompatibilität: Die in Probenkörpern entnommenen Sedimente in natürlicher Lagerung müssen zur direkten Nutzung in Versuchsaufbauten geeignet sein.
- Größe: Um den Übergangsbereich von Wassersäule zu fester Gewässersohle bestmöglich abzudecken und obendrein weitere Faktoren wie z.B. Wandeinflüsse zu minimieren, müssen die Probenkörper in Höhe und Durchmesser ausreichend groß sein.

Die Entnahme von Probenkörpern aus offenen Gewässern ist eine häufige praktische Aufgabe der WSV für die Fachaufgabe der Gewässerkunde, wobei je nach Anforderungen und Rahmenbedingungen unterschiedliche Techniken mit Vibrationskernsammlern, Schwerkraftkernsammlern, Bohrkernsammlern und Druckkernsammlern zum Einsatz kommen. Für ästuarine Sedimente haben sich Schwerkraftkernsammler bewährt, bei denen das Gewicht des Entnahmegerätes und die Eindringgeschwindigkeit die Entnahmetiefe bestimmen. Die Herausforderung im Rahmen der vorliegenden Arbeit ist die Kompatibilität der möglichst störungsfrei entnommenen Probenkörper mit den zur Untersuchung der Transporteigenschaften verwendeten Versuchsaufbauten sowie die Unversehrtheit der Proben für Untersuchungen unter Quasi-in-situ-Bedingungen. Zylindrische Probenkörper bieten durch ein kleines Verhältnis von Querschnittsfläche zu Höhe eine gute Möglichkeit, repräsentative und wenig gestörte Proben aus unterschiedlichen Tiefen zu erhalten und wurden daher für die Probenentnahme ausgewählt.

Für Laboruntersuchungen mit zylindrischen Probenkörpern werden mindestens 0,15 m Durchmesser empfohlen, um z.B. Wandeinflüsse zu minimieren (Gao et al. 2016; Winterwerp et al. 2021). Leihweise verfügbare Kernsammler (wie z.B. das Frahm-Lot) weisen jedoch maximale Durchmesser von 0,1 bzw. 0,15 m auf, sodass zur konsistenten Entnahme und Untersuchung der Sedimente ein neuer Kernsammler entwickelt wurde. Der im Rahmen dieser Arbeit konzipierte Kernsammler (Abbildung 5.3-1) hat eine Höhe von 1,9 m und einen Durchmesser von 0,35 m. Mit einem Eigengewicht von ca. 10 kg und Zusatzgewichten von 27 kg bzw. 47 kg kann das Gewicht des Sammlers an die Festigkeit der Gewässersohle angepasst werden, um die Eindringtiefe zu steuern. Der Schwerkraftkernsammler ist für zylindrische Probenkörper mit einer Höhe von 1,2 m und einem Außendurchmesser von 0,2 m ausgelegt.

Die Entnahmemethode basiert auf dem „Saugheberprinzip“. Dieses Prinzip beruht auf der Erzeugung eines Unterdrucks, um die Sedimente im Zylinder zu halten und ein Auswaschen oder Umlagern während des Transports durch die Wassersäule zu verhindern. Durch die zusätzliche

Integration eines Schließmechanismus, der das Sediment ein-, aber nicht bzw. nur in wässrigem Zustand austreten lässt, wird das Prinzip zusätzlich gestärkt, um auch weiche Sedimentschichten (z.B. Flüssigschlick) beproben zu können. Der Vorgang aus Sedimentgewinnung und Entnahme eines Probenkörpers benötigt ca. 10 Minuten, so dass während einer Stauwasserphase von 60 Minuten (Kenterung $\pm 30 \text{ Min}$) im Idealfall sechs Probenkörper gewonnen werden können. Abbildung 5.3-1 zeigt den entwickelten Kernsampler im Feldeinsatz und Abbildung 5.3-2 enthält die wesentlichen Elemente und ihre Abmessungen. Eine Beschreibung mit weiteren Details findet sich in (Patzke et al. 2019).

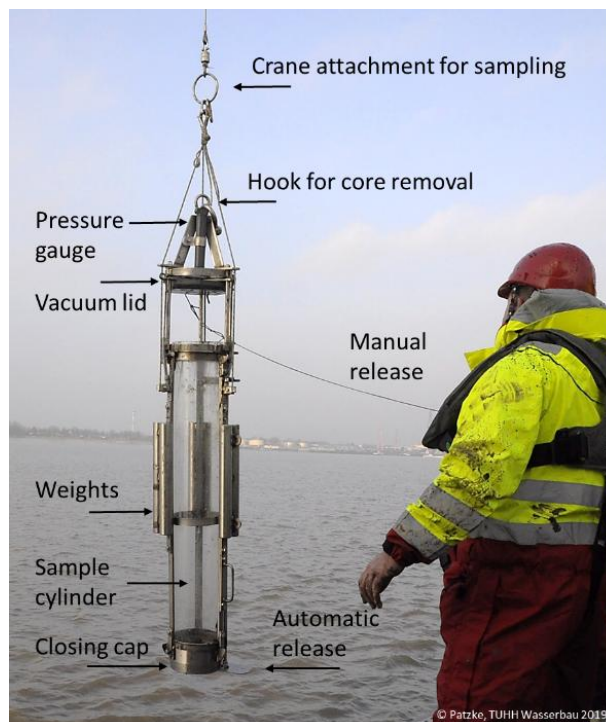


Abbildung 5.3-1: Im Rahmen der Dissertation entwickelter Schwerkraftkernsampler zur Sedimentprobenahme, aus (Patzke et al. 2022a)

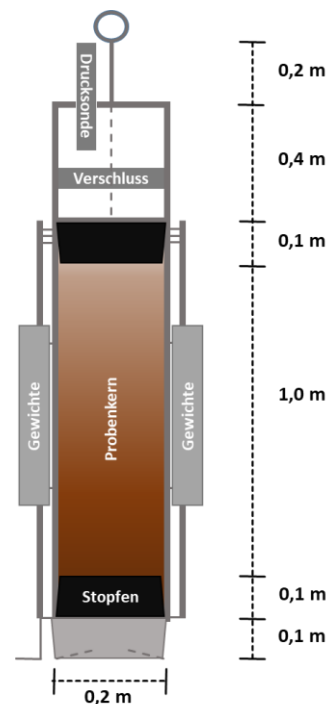


Abbildung 5.3-2: Skizze des Schwerkraftkernsamplers

Zusammen mit der Probenahme werden die zum Zeitpunkt der Probenahme in der Wassersäule vorherrschenden Bedingungen gemessen (vgl. Kapitel 5.2). Zur Einordnung der vorherrschenden Bedingungen werden außerdem die Phase im Tidezyklus und die Oberwassersituation dokumentiert. Die Kampagnen wurden jeweils bei ähnlichen Oberwasserzuflüssen durchgeführt, um die Varianz der Einflussfaktoren zwischen den Messkampagnen gering zu halten und die Sedimentgewinnung bei einer weitgehend gleichbleibenden Position der Trübungszone vorzunehmen.

Um die Proben in einem naturähnlichen Zustand zu beschreiben, werden direkt im Anschluss an die Probenahme experimentelle Untersuchungen durchgeführt. Diese Form der Untersuchung wird als Quasi-In-situ-Versuch bzw. die Resultate als Quasi-In-situ-Ergebnis bezeichnet. Neben der Methodik zur Probenahme wurden die folgenden Methoden zur Durchführung von Quasi-In-situ-Versuchen entwickelt und an einem Teil der gewonnenen Proben angewandt:

- Teilprobengenerierung durch abschnittsweise Separierung von Sedimenten
- Bestimmung von Dichtetiefenprofilen aus Naturproben und aus Teilproben

- Bestimmung des Quasi-in-situ-Absink- bzw. Konsolidierungsverhaltens von Naturproben
- Bestimmung des Quasi-in-situ-Erosionsverhaltens von Naturproben

Für die Entnahme von Teilproben wurde eine Methodik entwickelt, die eine abschnittsweise Unterteilung der Sedimentkerne in Intervallen von ca. 0,05 m ermöglicht. Die für die erfolgreiche Umsetzung der Methodik entwickelten Apparaturen und verwendeten Materialien sind in Patzke et al (2022c) ausführlich beschrieben. Neben dem bereits beschriebenen Kernsampler handelt es sich im Wesentlichen um einen Teilprobennehmer, der ein schichtweises Abschälen von Sedimenten aus Probenkernen ermöglicht und Stülpedeckeldosen zur luftdichten Aufbewahrung der gewonnenen Teilproben. Für die Bestimmung von Dichteprofilen wurde ein Verfahren entwickelt, das die Aufnahme von Dichteprofilen mit einem Biegeschwingersensor vom Typ Anton Paar DMA 35 Standard ermöglicht. Die Dichtemessungen können in einem Raster von etwa 0,05 m durchgeführt werden. Hierzu werden je Tiefe ca. 5 mL Probe entnommen und dem Sensor zugeführt. Die Methodik ist detailliert in Kapitel 6.4.1 beschrieben.

Für die Bestimmung des Absink- und Konsolidierungsverhaltens werden die Probenkerne in einem Probenständer gelagert und die zeitliche Entwicklung der Lutokline anhand von Intervallaufnahmen visuell dokumentiert. Zur Bestimmung des Erosionsverhaltens der Sedimente in natürlicher Lagerung werden die Probenkerne unmittelbar im Anschluss an die Entnahme bzw. Messkampagne in den entwickelten Erosionsversuchsstand eingebaut. Mit der in Kapitel 6.2.1 ausführlich beschriebenen Methodik können die Erosionsrate, kritische Erosionsschubspannungen, Erosionsmodi und Erosionstiefen quasi in situ vor Ort ermittelt werden.

Nach Abschluss der Probenahme und der Felduntersuchungen werden die gewonnenen Sedimente in das Labor transportiert, wo sie weiteren Prozessanalysen gemäß dem in Kapitel 6 beschriebenen Verfahren unterzogen werden. Quasi-in-situ-Zustandsbeschreibung

Zur Klassifizierung der entnommenen Sedimente im Tiefenprofil wurden Untersuchungen zur Bestimmung der Korngrößenverteilung (KV), des Wassergehalts (W), des Glühverlusts (GV) und des rheologischen Verhaltens (RV) durchgeführt. Die Klassifizierungsmethodik zur Bestimmung von KV, W und GV wird durch das Deutsche Institut für Normung (DIN) anhand von DIN EN ISO Normen geregelt. Das RV in Abhängigkeit des Feststoffanteils wird anhand von schubspannungsgesteuerten Versuchen mit einem kugelgelagerten Rheometer untersucht (vgl. Kapitel 3.6).

5.3.1. Methodik und Durchführung

Korngrößenverteilung: Zur Bestimmung der Korngrößenverteilung von Sedimentgemischen mit sandigen, schluffigen und tonigen Bestandteilen wird eine kombinierte Sieb- und Schlämmanalyse nach DIN EN ISO 17892-4 durchgeführt.

Dazu wird die zu untersuchende Probe in zwei Teile geteilt. Der erste Teil wird mittels Siebung analysiert, der zweite Teil mittels Schlämmanalyse. Das Verfahren wird detailliert in der DIN EN ISO 17892-4 und knapp in Anhang (C) beschrieben.

Wassergehalt: Die Bestimmung des Wassergehalts ist in DIN EN ISO 17892-1 geregelt. Zunächst wird die feuchte Masse der ausgewählten Probe m_w durch Wägung bestimmt und bei 105°C bis zur Gewichtskonstanz getrocknet. Die Masse der trockenen Probe m_d wird erneut durch Wägung bestimmt. Der Wassergehalt w [%] ergibt sich dann zu:

$$w = \frac{m_W}{m_d} * 100 \quad (5.3.1)$$

Glühverlust: Die organischen Anteile können im Laborversuch durch die Bestimmung des Glühverlustes V_{Gl} beschrieben werden. Das Prüfverfahren ist in DIN 18128 geregelt. Die zuvor bei 105 °C getrocknete Probe m_d wird in einem Muffelofen bei 550 °C bis zur Gewichtskonstanz geglüht. Die Masse der geglühten Probe m_{Gl} wird per Wägung bestimmt. Der Glühverlust V_{Gl} [%] ergibt sich dann zu:

$$V_{Gl} = \frac{m_d - m_{Gl}}{m_d} * 100 \quad (5.3.2)$$

Rheologie: Zur Beschreibung des rheologischen Verhaltens werden Teilproben aus natürlichen Sedimenten hergestellt, deren Feststoffanteil durch gezielte Verdünnung vorgegeben wird. Mit Hilfe rheometrischer Untersuchungen im Labor wird der Zusammenhang zwischen Feststoffanteil ϕ_s , Schubspannung τ und Scherrate γ ermittelt und schließlich das rheologische Verhalten granularer Suspensionen feststoffbezogen beschrieben (vgl. Kap. 3.6).

Die rheologischen Untersuchungen wurden mit einem kugelgelagerten MCR-72 Rheometer mit SEARLE-Messsystem der Anton Paar GmbH® im schubspannungsgesteuerten CSS-Rotationsmodus durchgeführt, um eine Scherung unterhalb der Fließgrenze zu vermeiden.

Zur Prüfung der Reproduzierbarkeit der Ergebnisse wurden Wiederholungsversuche durchgeführt. Plausible Wiederholungsversuche werden auf Basis einer Mittelwertbildung mit den Erstversuchen zu repräsentativen Fließ- bzw. Viskositätskurven zusammengeführt. Für die Untersuchungen wurde bei Messfahrt MW-IIb gewonnenes Sediment der Proben BB-21 und NH-21 verwendet. Die Bestandteile der Fraktionen Ton, Schluff und Sand sind in Tabelle C.1 und Tabelle C.2 aufgeführt.

Die statistisch bestimmbare Fließgrenze ist nach Mezger (2019) der Schubspannungswert, ab dem irreversible Verformungen des Materials auftreten und die Scherrate erstmals von $\gamma = 0 \text{ s}^{-1}$ abweicht. Nach dieser Definition liegt die Fließgrenze aller Proben bei $\tau_F = 1 \text{ Pa}$, da bereits bei den kleinsten angesetzten Schubspannungen Scherraten detektiert wurden. Da die Proben aber ein scherverdünnendes Verhalten zeigen und die Veränderung der Scherrate zu Versuchsbeginn sehr niedrig ist, wurden vier Methoden entwickelt und angewandt, um die Fließgrenze aus den Messergebnissen abzuleiten:

- Bei Methode „Stat1“ wird die Fließgrenze dort festgelegt, wo die Änderung der Scherrate $d\gamma$ über drei Schubspannungsstufen $d\tau$ hinweg größer als $d\gamma \geq 10 \%$ ist (vgl. Roß (2021)). Bei diesem Verfahren wird von einem Bingham-ähnlichen Verhalten ausgegangen, d.h. dass die Scherrate ab einer Grenzscherung (Fließgrenze) linear mit der Schubspannung ansteigt.
- Bei Methode „Stat2“ wird die Fließgrenze bei der Schubspannung mit der größten Scherratenänderung $\max(d\gamma)$ bestimmt. Dieses Verfahren geht von einem strukturviskosen Materialverhalten aus und approximiert die Fließgrenze am Wendepunkt der Fließkurve.

- Bei Methode „Stat3“ wird die Fließgrenze dort festgelegt, wo erstmals eine absolute Scherrate von $\gamma = 1 \text{ s}^{-1}$ überschritten wird. Dieses Verfahren geht davon aus, dass ein Werkstoff ab der festgelegten Grenzscherate immer fließt.
- Bei Methode „Stat4“ wird die Fließgrenze nach der in Mezger (2019) beschriebenen Tangentenschnittpunktmethode bestimmt. Dabei werden zwei Geraden an die Messdaten angepasst. Die erste im linear-elastischen Bereich und die zweite im Fließbereich. Der Schnittpunkt der Geraden entspricht dann der Fließgrenze.

Die Aus- und Bewertung der mit den Methoden ermittelten Fließgrenzen erfolgt in Kapitel 5.3.2.

Nach der Bestimmung der Fließgrenzen wird das Fließverhalten außerdem durch Parametrisierung der Modelle von Bingham (Gleichung (3.6.2) mit $n = 1$), Hershel-Bulkley (Gleichung (3.6.3)), Worall-Tuliani (feststoffbezogen, Gleichung (3.6.6)) und Shakeel (Gleichung (3.6.7)) analysiert und beschrieben. Für die Bingham-Approximierung wird die Fließgrenze dort definiert, wo mindestens 20 % der maximal erreichten Scherrate bereits überschritten sind. Mit den Untersuchungen werden die folgenden Zwecke verfolgt:

- Charakterisierung der rheologischen Eigenschaften der natürlichen Sedimente zur Identifikation des feststoffabhängigen Verhaltens.
- Ermittlung der Fließ- und Viskositätskurven für Sedimente verschiedener Korngrößenverteilungen und Feststoffanteile
- Ermittlung feststoffabhängiger Fließgrenzen auf Basis von experimentellen Untersuchungen und Modellparametrisierungen
- Ableitung eines feststoffabhängigen funktionalen Zusammenhangs zur Beschreibung der Fließgrenze kohäsiver Wesersedimente
- Parametrisierung und Prüfung der Güte verschiedener rheologischer Modelle und dadurch Bereitstellung geeigneter Parametersätze zur Modellierung des rheologischen Verhaltens

Die Untersuchungen zum rheologischen Verhalten dienen der Erweiterung des Verständnisses zum Verhalten kohäsiver Sedimente und zur Einordnung der in der Natur und im Labor beobachteten Phänomene. Eine Einbeziehung der Fließgrenzen bzw. der Rheologie in die Beschreibung des Bodenaustausches findet im Rahmen der vorliegenden Arbeit jedoch nicht statt.

5.3.2. Versuchsumfang und Ergebnisse

Nachfolgend werden die Ergebnisse der bodenmechanischen Standardversuche zur Kornverteilung, zum Wassergehalt und zum Glühverlust sowie die Ergebnisse der rheologischen Untersuchungen vorgestellt.

Korngrößenverteilung, Wassergehalt und Glühverlust: Die Bestimmung des Wassergehaltes, des Glühverlustes und der Korngrößenverteilung wurde für insgesamt 26 Teilproben von Sedimentkernen vom Standort BB und für 33 Proben vom Standort NH durchgeführt. Zusätzlich wurden die Parameter von 4 Greiferproben bestimmt, von denen jeweils zwei vom Standort BB und zwei vom Standort NH stammten. Exemplarisch werden die Ergebnisse der Korngrößenverteilungen für die Probenmittelwerte in Abbildung 5.3-3 und für zwei in Teilproben separierte

Kerne zur Ermittlung der Veränderung der bodenmechanischen Parameter mit der Tiefe in Abbildung 5.3-4 dargestellt. Die Zusammenfassung aller Ergebnisse findet sich im Anhang in Tabelle C.1 für die Proben vom Standort Blexer Bogen und in Tabelle C.2 für die Proben vom Standort Nordenham.

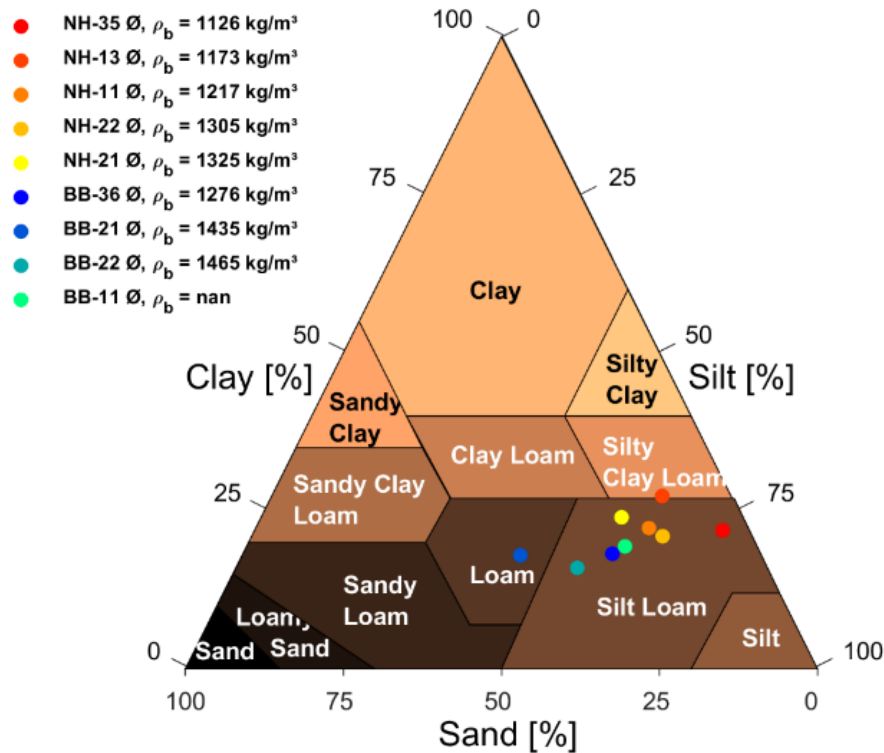


Abbildung 5.3-3: Korndreieck (USDA 1987) für je eine Mischprobe mit der Gesamtdichte ρ_b aus fünf Kernen mit Naturproben vom Standort ES-I in Nordenham (Rotgelfärbung) und aus vier Kernen mit Naturproben vom Standort ES-II im Blexer Bogen (Blautonfärbung)

Die Ergebnisse machen einige wesentliche Eigenschaften der Sedimente für die gegebenen Rahmenbedingungen bei der Probennahme an den Standorten deutlich:

- Alle untersuchten Proben weisen Tonanteile von mindestens 10 % auf, wodurch Sie nach der in dieser Arbeit gewählten Definition fortan als kohäsive Sedimente bezeichnet werden. Nach Ledden et al. (2004) sind die Eigenschaften als kohäsiv-ton- bzw. kohäsiv-schluffdominiert zu bezeichnen (vgl. Abbildung 3.1-2).
- Die Sedimente beider Standorte sind maßgeblich durch Schluff geprägt. Der Schluffanteil liegt immer bei mehr als 50 %.
- Der Sandanteil der Sedimente des Blexer Bogens liegt im Mittel bei 27 % und damit deutlich über dem mittleren Sandanteil von 13 % der Sedimente vom Standort Nordenham.
- Das Ton-Schluff-Verhältnis schwankt zwischen 0,3 und 0,6. Die Schwankungen sind damit relativ gering. Das Schlick-Sand-Verhältnis dagegen schwankt zwischen 1 und 300, also relativ stark (vgl. Abbildung 7.2-1). Bei Dichten unterhalb eines kritischen

Feststoffanteils ist das Schlick-Sand-Verhältnis hoch (=wenig Sand!). Wird dieser Feststoffanteil überschritten steigt der Sandgehalt mit zunehmender Tiefe deutlich und das Schlick-Sand-Verhältnis nimmt ab.

- Analog dazu nimmt die mittlere Korngröße der Sedimente mit der Tiefe bzw. der Festigkeit zu, wenn der kritische Feststoffanteil überschritten wurde. In der festen Gewässersohle ist der Sandanteil in der Regel größer, im mobilen und stationären Flüssigschlick kleiner als 15 %.
- Daraus folgt, dass der Sandanteil mit der Tiefe tendenziell zu und der Tonanteil tendenziell abnimmt.

Die Resultate haben mehrere Implikationen für die Betrachtung der Depositions-, Erosions- und Konsolidierungsprozesse. Die Sedimente des Standortes ES-II im Blexer Bogen weisen im Vergleich zu den Sedimenten des Standortes ES-I in Nordenham einen höheren Sandgehalt auf. Die wiederholte Probenahme zu unterschiedlichen Zeitpunkten lässt den Schluss zu, dass diese Unterschiede für die gegebene Oberwassersituation standortspezifisch sind. Aus der Überlegung, dass die Lage der Trübungszone für die Verhältnisse der Kornfraktionen zueinander verantwortlich ist, folgt, dass im Zentrum der Trübungszone vorwiegend die Schlickfraktion dominiert.

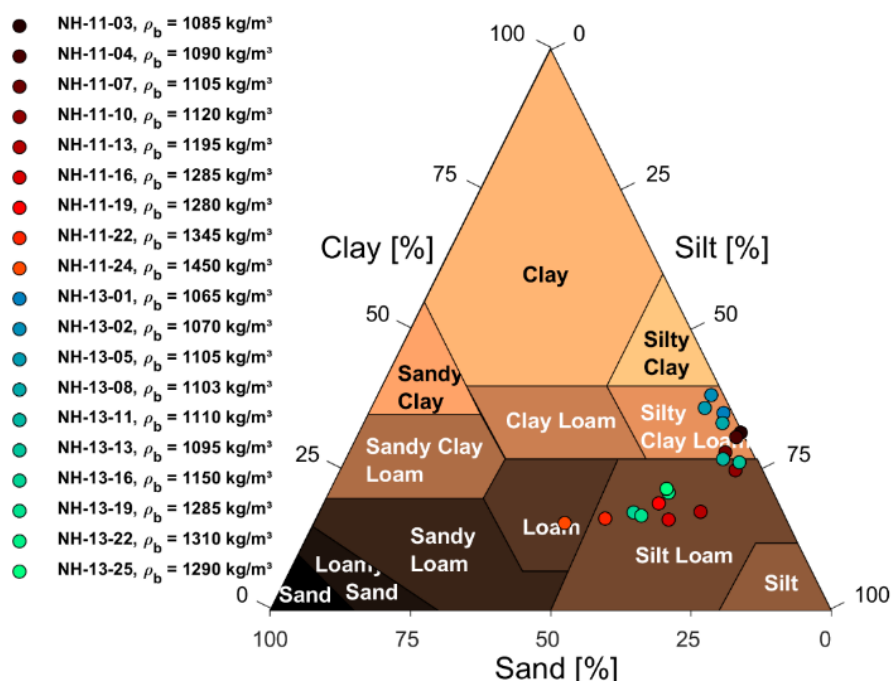


Abbildung 5.3-4: Korndreieck (USDA 1987) für die im Tiefenprofil in Teilproben separierten Naturproben NH-11 mit den Mittelwerten $\rho_b = 1217 \text{ kg/m}^3$ und $d_{50} = 0,022 \text{ mm}$ sowie NH-13 mit den Mittelwerten $\rho_b = 1173 \text{ kg/m}^3$, $d_{50} = 0,015 \text{ mm}$ des Standortes ES-I in Nordenham

In den Randbereichen der Trübungszone verschiebt sich das Verhältnis demnach, weil die Verfügbarkeit der Schlickfraktionen in der Wassersäule abnimmt. Bei deutlich anderen Abflussbedingungen, die eine Verlagerung der Trübungszone zur Folge haben, könnten sich andere lokale Ausprägungen der Sedimentzusammensetzung einstellen. Die vorliegenden Unterschiede in

den Fraktionsanteilen können zu folgenden Effekten führen, die im Rahmen der weiteren Untersuchungen überprüft werden müssen:

- Höhere effektive Sinkgeschwindigkeiten und Depositions- und Konsolidierungsraten für Sedimente vom Standort Blexer Bogen gegenüber den Sedimenten vom Standort Nordenham
- Erreichen des Gelpunkts bei höherer Dichte aufgrund des geringeren Einflusses der interpartikulären Wechselwirkungen und in der Folge höheren benötigten Gesamtdichten zur Ausbildung einer zusammenhängenden Flockenstruktur
- Aufgrund des höheren Sandanteils sind für die Sedimente am Standort Blexer Bogen ebenfalls höhere Erosionswiderstände zu erwarten. Da Sand nicht vollständig durch die Schlickfraktion der oberen Sohlagen segregiert, sondern der Sandanteil graduell mit der Tiefe zunimmt, ist ein Anstieg der kritischen Schubspannung mit der Tiefe nicht allein durch einen Anstieg der Lagerungsdichte, sondern auch auf die geänderte Zusammensetzung zurückzuführen.

Die Ergebnisse der bodenmechanischen Untersuchungen werden in Kapitel 7 für die Diskussion und Einordnung der Ergebnisse der Prozessuntersuchungen erneut aufgegriffen.

Rheologie: Die Sedimente der Proben BB-21 und NH-21 wurden verwendet, um das rheologische Verhalten von hochkonzentrierten Suspensionen in Abhängigkeit des Feststoffanteils bzw. der Dichte zu untersuchen und zu beschreiben. Neben der generellen Einordnung des rheologischen Verhaltens ist es das Ziel, rheologische Phasenübergänge zu identifizieren und Modellansätze zu finden, die das Verhalten bestmöglich abbilden können.

Aus den Originalproben BB-21 und NH-21 (vgl. Tabelle B.1) wurden homogenisierte und, zur Variation des Feststoffanteils, mit Weserwasser verdünnte Teilproben erstellt. In Tabelle 5.3.1 sind die Rahmenbedingungen der Versuche dokumentiert. Dazu zählen die Probenbezeichnung, die Gesamtdichte ρ_b und deren Feststoffanteil ϕ_s , die Versuchsdauer dt und die maximal angesetzte Schubspannung τ . Die maximale Dichte einer Teilprobe wird durch die Dichte der Originalproben NH-21 bzw. BB-21 definiert.

Tabelle 5.3.1: Rahmenbedingungen und Probeneigenschaften bei rheologischen Untersuchungen;
 ρ_b : Dichte der durchmischten Teilprobe, ϕ_s : aus ρ_b abgeleiteter Feststoffanteil dt : Dauer der Schubspannungsrampe, τ : maximal aufgebrauchte Schubspannung

Probe [-]	ρ_b [kg/m³]	ϕ_s [-]	dt [s]	τ [Pa]	Probe [-]	ρ_b [kg/m³]	ϕ_s [-]	dt [s]	τ [Pa]
NH-21-01	1065	0,04	60	20	BB-21-01	1095	0,06	120	20
NH-21-02	1090	0,06	60	18	BB-21-02	1135	0,08	120	20
NH-21-03	1115	0,07	60	18	BB-21-03	1175	0,11	120	20
NH-21-04	1145	0,09	60	18	BB-21-04	1200	0,13	120	20
NH-21-05	1175	0,11	60	18	BB-21-05	1220	0,14	120	20
NH-21-06	1200	0,13	60	18	BB-21-06	1250	0,16	120	20
NH-21-07	1235	0,15	60	18	BB-21-07	1280	0,18	120	20
NH-21-08	1250	0,16	80	25	BB-21-08	1305	0,19	120	40
NH-21-09	1265	0,17	120	50	BB-21-09	1350	0,25	100	80
					BB-21-10	1400	0,25	100	80

Prinzipiell ist zu erwarten, dass die kritische Grenzschubspannung zur Erreichung eines Fließzustands mit dem Feststoffanteil der Probe steigt. Mit den Teilproben wurden jeweils mindestens zwei Wiederholungsversuche durchgeführt, anhand derer das gemessene rheologische Verhalten reproduziert werden konnte. Die Messergebnisse wurden nach den Versuchen auf Plausibilität geprüft und Ausreißer eliminiert. Liegt nach der Plausibilisierung mehr als eine geeignete Zeitreihe mit den gleichen Versuchsrahmenbedingungen vor, wird eine Mittelwertkurve berechnet, die den gegenwärtigen Feststoffanteil repräsentiert. Um den Einfluss der Thixotropie auszuschließen, wurden die Proben vor den Versuchen stets identisch behandelt, d.h. einheitlich homogenisiert und in gleichem zeitlichem Abstand in die Versuchsanordnung eingebaut. Darüber hinaus wurde der Einfluss der Thixotropie nicht untersucht.

Nachfolgend werden nun die Ergebnisse der Rheometeruntersuchungen vorgestellt. Abbildung 5.3-5 zeigt die mittleren Fließ- und Viskositätskurven für zehn (BB) bzw. neun (NH) Teilproben mit unterschiedlichen Feststoffanteilen der Originalproben BB-21 und NH-21. Zusätzlich zu den Messdaten sind auch die für jeden Versuch individuell parametrisierten Modellfunktionen des Bingham-Modells (Gleichung (3.6.2)), des Hershel-Bulkley-Modells (3.6.3), des feststoffbezogenen Worall-Tuliani-Modells (3.6.6) und des Shakeel-Modells (3.6.7) als Fließkurven dargestellt. Shakeel (2022) hat in Sensitivitätsstudien ermittelt, dass für Schlick der Parameter $d = 1$ gesetzt werden kann. Darüber hinaus haben die im Rahmen dieser Arbeit durchgeführten Sensitivitätsstudien eine bestmögliche Anpassung des Shakeel-Modells mit einem Wert von $k = 15$ ergeben. Shakeel hat für Elbe-Sedimente einen Wert von $k = 10$ ermittelt. Die ermittelten Parametersätze finden sich im Anhang in Tabelle D.2 für Ergebnisse der Sedimente von Probe BB-21 und in Tabelle D.3 für Ergebnisse der Sedimente von Probe NH-21.

Bei Überschreiten der ersten Fließgrenze während eines schubspannungsgesteuerten Versuchs bildet sich ein Plateau aus, auf dem die Viskosität mit zunehmender Schubspannung nur noch geringfügig variiert (vgl. Abbildung 5.3-5). Bei einer weiteren Steigerung der Schubspannung erfolgt ein erneuter, sprunghafter Abfall der Viskosität, was den zweiten Erreichen der Fließgrenze signalisiert. Diese zweite, fluidische Fließgrenze manifestiert sich ausschließlich in Suspensionen, die ebenfalls eine erste, statische Fließgrenze aufweisen. Folglich lässt sich ableiten, dass die beim Aufbrechen der Netzwerkstruktur entstehenden Flocken nicht aus der gleichen Verteilung wie vor der Netzbildung stammen.

Shakeel (2022) beobachtete, dass sich nach der ersten Fließgrenze zylindrische Flockenstrukturen ausbilden, die in Scherrichtung orientiert der äußeren Belastung über einen gewissen Bereich standhalten, bis sie in kleinere Flocken zerfallen und die Viskosität sprunghaft abnimmt. Die zweite Fließgrenze entsteht daher wahrscheinlich nicht, weil die Scherung zum Aufbrechen der Flocken in Primärpartikel führt, sondern vor allem, weil eine weitere Generation kleinerer Flocken entsteht. Theoretisch ist daher mindestens eine weitere Fließgrenze zu erwarten, bei der die Flocken in Primärpartikel zerfallen. Das Viskositätsdelta, also die Sprunghöhe analog zu Abbildung 5.3-5, ist jedoch kleiner, da der Einfluss des Flockenzerfalls auf die Fließfähigkeit mit jeder Flockengeneration geringer wird. Teilweise ist eine solche dritte Fließgrenze in den Messdaten zu beobachten, wie z.B. bei Probe BB-21 mit einem Feststoffanteil ϕ_s von 0,25. Bei sehr hohen Schubspannungen bzw. Scherraten nähert sich die Viskosität aller untersuchten Proben dem Wert von 10 mPas. Im Vergleich zur Viskosität von Wasser liegt dieser Wert immer noch etwa eine Größenordnung höher.

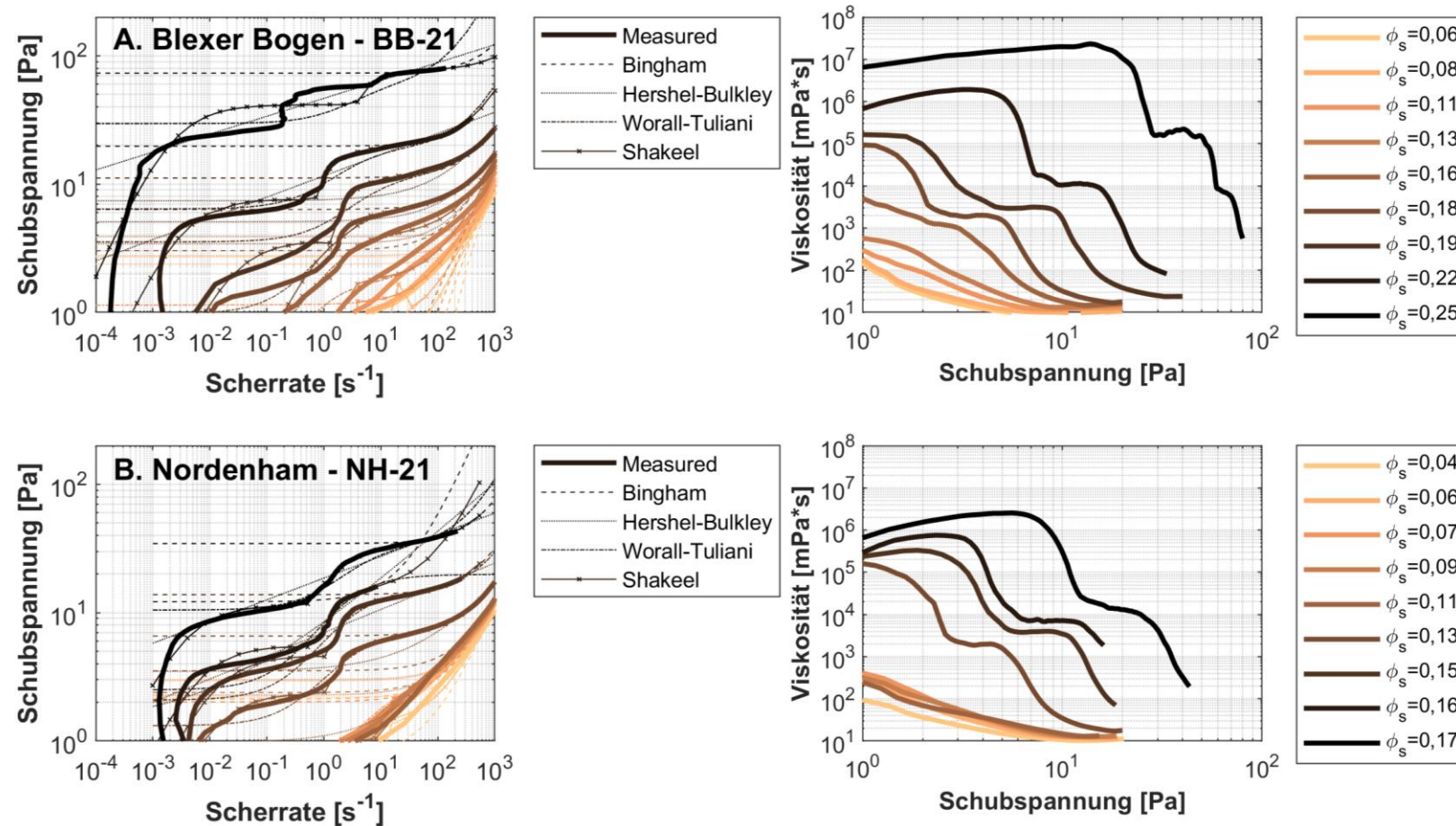


Abbildung 5.3-5: Feststoffabhängige Fließ- (links) und Viskositätskurven (rechts) von Sedimentproben der Entnahmestandorte Blexer Bogen (A, oben) und Nordenham (B, unten) sowie parametrisierte Modellfunktionen zur Beschreibung der Fließkurven nach Bingham (1922), Herschel-Bulkley, Worall-Tuliani (1964) und Shakeel (2021)

Im Folgenden werden die aus den Messergebnissen gewonnenen Beobachtungen zu den rheologischen Eigenschaften der untersuchten Proben wie folgt zusammengefasst:

- Anhand der Fließkurven lässt sich folgendes festhalten:
 - Bei geringem Feststoffanteil beginnen die Proben sofort zu fließen, d.h. sie weisen keine Fließgrenze auf. Der Zusammenhang zwischen Schubspannung und Scherrate lässt sich bei diesen Proben durch eine Gerade im loglog-Raum abbilden (Exponentialfunktion). Eine Fließgrenze wird erst bei Überschreiten eines kritischen Feststoffanteils $\phi_{s,crit}$ beobachtet.
 - Oberhalb des kritischen Feststoffanteils weisen die Sedimente mindestens eine Fließgrenze auf. Die erste Fließgrenze liegt dort, wo ein Schubspannungsanstieg erst keinen bzw. nur einen minimalen Scherratenanstieg zur Folge hat (vgl. Methoden in Kapitel 5.3.1) und die Probe erst bei Überschreiten der Fließgrenze zu fließen beginnt.
 - Nach Methode Stat3 kann der kritische Feststoffanteil dort festgelegt werden, wo die Fließgrenze letztmals nicht von der minimalen Schubspannung $\tau = 1 \text{ Pa}$ abweicht, vgl. Tabelle D.2 (BB) bzw. Tabelle D.3 (NH). Danach ergibt sich der kritische Feststoffanteil für BB-Proben zu $\phi_{s,crit,BB} = 0,16$ und für NH-Proben zu $\phi_{s,crit,NH} = 0,11$. Das entspricht Gesamtdichten von etwa $\rho_{b\phi_{s,crit,BB}} = 1250 \text{ kg/m}^3$ bzw. $\rho_{b\phi_{s,crit,NH}} = 1175 \text{ kg/m}^3$.
 - Darüber hinaus zeigen die Ergebnisse die Existenz einer zweiten Fließgrenze, deren Größe ebenfalls vom Feststoffanteil abhängig ist.
- Aus den Viskositätskurven lässt sich folgendes ableiten:
 - Das Fließverhalten aller Proben ist insgesamt strukturviskos, d.h. die Viskosität nimmt mit steigender Schubspannung tendenziell ab.
 - Insbesondere bei niedrigen Feststoffanteilen unterhalb des Gelpunkts nimmt die Viskosität im loglog-Raum weitgehend linear mit steigender Schubspannung ab. Die Viskositätsabnahme dieser Suspensionen lässt sich durch die Umorientierung nicht-sphärischer Partikel in Bewegungsrichtung und gegebenenfalls auf das Aufbrechen von Partikelbindungen erklären.
 - Im Gegensatz dazu ändert sich die Viskosität bei hohen Feststoffanteilen nicht kontinuierlich, sondern sprunghaft. Zunächst bleibt die Viskosität mit zunehmender Schubspannung weitgehend konstant oder steigt teilweise sogar in geringem Maße. Dieser Anstieg lässt durch Entwässerung oder eine Optimierung der Partikelanordnung hinsichtlich einer Verstärkung der Bindungskräfte als Folge der äußeren Einwirkung erklären. Dem schließt sich eine sprunghafte Verhaltensänderung an, so dass die Viskosität innerhalb eines kleinen Schubspannungsdeltas um eine Größenordnung (oder mehr) abnimmt. Der sich ausbildende treppenförmige Viskositätsverlauf steigt im Allgemeinen mit dem Feststoffanteil und im Besonderen steigt auch die Schubspannung, bei der die Sprünge beginnen, mit dem Feststoffanteil.

- Der Übergang zwischen den beiden Verhaltensweisen liegt für die BB-Sedimente bei einem Feststoffanteil $\phi_{s,crit,BB}$ im Bereich von 0,11 – 0,13 und für die NH-Sedimente bei einem Feststoffanteil $\phi_{s,crit,NH}$ im Bereich von 0,09 – 0,11.

Eine standortübergreifende Betrachtung zeigt, dass die Sedimente beider Standorte ein qualitativ und quantitativ vergleichbares rheologisches Verhalten aufweisen. Insbesondere unterhalb des kritischen Feststoffanteils liegen die Schubspannungen und die zugehörigen Scherraten in einem ähnlichen Bereich. Dies lässt den Schluss zu, dass der Feststoffanteil sowie die Sedimentzusammensetzung und die Organik hier noch keine bedeutende Rolle spielen. Erst oberhalb des sedimentspezifischen kritischen Feststoffanteils zeigt sich für die Sedimente beider Standorte eine deutliche Abhängigkeit vom Feststoffanteil. Dabei treten qualitative Unterschiede auf, die im Wesentlichen auf die unterschiedlichen Fraktionsanteile zurückzuführen sind, da der organische Anteil der Proben vergleichbar gering ist (vgl. Tabelle C.1 und Tabelle C.2) und aufgrund der räumlichen Nähe der Standorte keine gravierenden Unterschiede in der Tonmineralogie erwartet werden. In dem feststoffabhängigen Bereich ist z.B. die Viskosität der BB-Proben bei gleichem Feststoffanteil beispielsweise deutlich geringer als die Viskosität der NH-Proben (bis zu 2 Größenordnungen).

Zur Beschreibung des beobachteten rheologischen Verhaltens wurden außerdem vier rheologische Modelle parametrisiert. Die Ergebnisse der in Abbildung 5.3-5 gezeigten Parametrisierungen sind im Anhang unter Tabelle D.2 (BB) und Tabelle D.3 (NH) dokumentiert. Für alle Proben konnte mit den vier verwendeten Modellen eine gute Anpassungsgüte mit einem Bestimmtheitsmaß von $r^2 > 0,9$ erreicht werden. Insbesondere im Bereich geringer Scherraten unterhalb der Fließgrenze weichen die Modelle teilweise jedoch stark von den Messergebnissen ab. Dies lässt sich u.a. anhand des Anwendungsbereichs der Modelle erklären (Bingham und Hershel-Bulkley), die Unterhalb der Fließgrenze teilweise keine Materialbewegung erlauben.

Im Folgenden werden die Ergebnisse der rheologischen Untersuchungen in Relation zu den durch statistische Methoden und Modellparametrisierung ermittelten Fließgrenzen gesetzt, um eine Einordnung zu ermöglichen. Die Fließgrenze lässt sich aus den Parametern der Bingham-Modelle, welche durch Gleichung (3.6.2) beschrieben werden, sowie der Hershel-Bulkley-Modelle, welche durch Gleichung (3.6.3) beschrieben werden, direkt ableiten. lässt sich die Fließgrenze direkt ableiten. Für das Modell nach Worall-Tuliani ergibt sich die Fließgrenze aus dem ersten Term der Gleichung (3.6.6). Das Modell nach Shakeel (3.6.7) beinhaltet mit der statischen Fließgrenze τ_s und der fluidischen Fließgrenze τ_f zwei Varianten von Fließgrenzen, wobei die statische Fließgrenze mit den Fließgrenzen der übrigen Modelle vergleichbar ist.

In Abbildung 5.3-6 sind die mit den verschiedenen parametrisierten Modellansätzen bestimmten Fließgrenzen dargestellt. In Teil A der Abbildung sind die Fließgrenzen der BB-Proben, in Teil B die Fließgrenzen der NH-Proben in Abhängigkeit des Feststoffanteils ϕ_s dargestellt. Für Proben, deren Feststoffanteil unterhalb der in Kapitel 5.3.2 detektierten kritischen Grenze ($\phi_{s,crit,BB} = 0,16$ bzw. $\phi_{s,crit,NH} = 0,11$) liegt, ist keine Fließgrenze angegeben.

Die ermittelten Fließgrenzen zeigen modellübergreifend einen exponentiellen Anstieg mit dem Feststoffanteil und damit ein weitgehend einheitliches Verhalten. Eine Sensitivitätsanalyse, bei der parametrisierte Linear-, Potenz- und Exponentialfunktionen auf Ihre Güte geprüft wurden, hat folgerichtig gezeigt, dass die Fließgrenze in Abhängigkeit vom Feststoffanteil am besten durch eine Exponentialfunktion beschrieben werden kann.

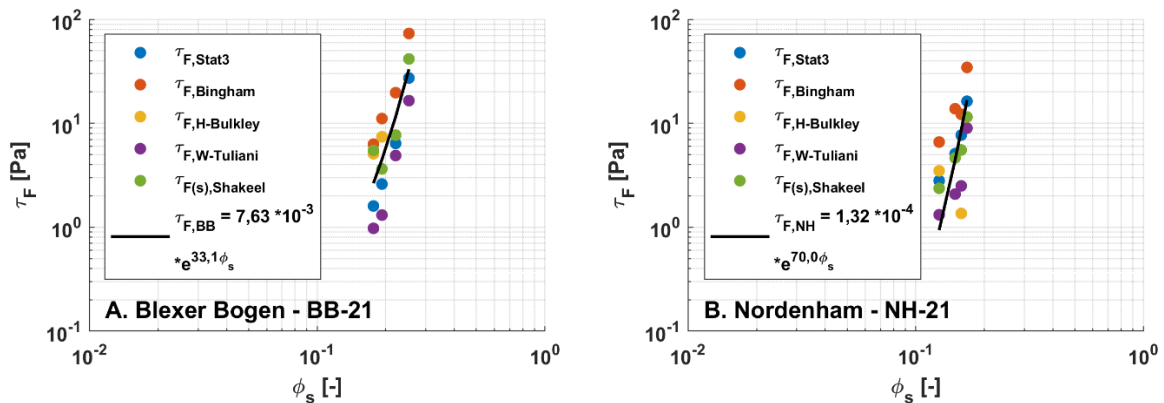


Abbildung 5.3-6: Aus den parametrisierten Modellen abgeleitete Fließgrenzen τ_F für Proben der Standorte BB (A) und NH (B), die den kritischen Feststoffanteil $\phi_{s,krit}$ überschritten haben und abgeleitete Funktion zur Beschreibung der Fließgrenze τ_F in Abhängigkeit des Feststoffanteils ϕ_s

Die Anpassung über alle Datenpunkte der in Abbildung 5.3-6 dargestellten Fließgrenzen führt zu folgenden standortspezifisch formulierten Modellformulierungen:

$$\tau_{F,BB} = 7,63 * 10^{-3} * e^{33,1\phi_s} \quad (5.3.3.)$$

$$\tau_{F,NH} = 1,32 * 10^{-4} * e^{70,0\phi_s} \quad (5.3.4.)$$

Mit diesen beiden Modellen lässt sich das rheologische Verhalten in Form der Fließgrenze allein auf Basis einer Messung der Gesamtdichte und der Wasserdichte abschätzen. Die Modellfunktionen sind als standortspezifische Funktionen gekennzeichnet, spiegeln jedoch eher das Verhalten der aufgrund der Lage der Trübungszone infolge der Oberwasserbedingungen bei der Probenahme unterschiedlichen Sedimentzusammensetzung wieder.

5.4.Zusammenfassung

Als wichtige Informationsbasis wird aus den Untersuchungsergebnissen der Zustand der Sedimente am Übergang zwischen Wassersäule und Gewässersohle zur Beschreibung repräsentativer Umgebungsbedingungen in der Natur abgeleitet. Nahe der Wasseroberfläche sind die Sedimentkonzentrationen tideunabhängig auf einem vergleichsweise niedrigen Niveau von $C < 0,25 \text{ g/L}$. Bei Niedrigwasserkenterung steigen die Konzentrationen bei niedrigen Salzgehalten bis 5 psu relativ kontinuierlich mit der Wassertiefe bis auf etwa $0,75 \text{ g/L}$ in Sohlnähe an. Bei Hochwasserkenterung bleiben die Konzentrationen bei Salzgehalten von ca. 18 psu über die Wassersäule weitgehend konstant und steigen erst unterhalb der gemessenen Sohllage sprunghaft an. Die sohlnahen Geschwindigkeiten liegen zwischen $0,25 \text{ m/s}$ und $0,5 \text{ m/s}$ während der Stauwasserzeit (vgl. Abbildung 5.2-4).

Ergänzend dazu haben die Sedimententnahmen die Existenz mobiler und stationärer Flüssigschlickschichten als auf der Gewässersohle liegende Schichten nachgewiesen (vgl. Abbildung 6.4-2), welche die sohlnahen Geschwindigkeiten dämpfen und die an der Gewässersohle wirksamen Schubspannungen reduzieren. Die Dichte der Suspensionen direkt unter dem in Sedimentproben identifizierten Dichtesprung, also der Primärlutokline am Übergang von der Wassersäule zu Flüssigschlicklagen, liegt im Mittel bei etwa 1100 kg/m^3 und variiert im Bereich von etwa $1050 - 1150 \text{ kg/m}^3$. In manchen Dichteprofilen (MW-I BB, MW-II NH) kennzeichnet ein

zweiter Dichtesprung den Übergang von stationärem Flüssigschlick zur konsolidierenden Schlicksohle.

Die Klassifizierung der Sedimente erfolgte anhand von bodenmechanischen und rheologischen Versuchen zur Einordnung ihrer Eigenschaften. Die Ergebnisse der Klassifizierungsversuche lassen den Schluss zu, dass die Sedimente aller Proben und aller untersuchten Dichtehorizonte als kohäsive Sedimente klassifiziert werden können. Des Weiteren offenbaren die Sedimente der Entnahmestandorte NH und BB Unterschiede in der Zusammensetzung der Kornfraktionen. Sedimente des Standortes ES-I in Nordenham weisen stets und in allen Dichtebereichen geringere Sandanteile auf als die Sedimente des Standortes ES-II im Blexer Bogen (vgl. Abbildung 5.3-3). Diese Unterschiede werden in Teilen auf die vergleichsweise konstante Lage der Trübungszone bei den Sedimententnahmen zurückgeführt. Jedoch kann dies die Unterschiede im Anteil der Sandfraktion insbesondere in den Ablagerungen mit vergleichsweise hohen Dichten nicht vollständig erklären.

Die Ergebnisse zusätzlicher, tiefen aufgelöster Korngrößenuntersuchungen belegen, dass eine Dichtezunahme mit der Tiefe nicht allein auf eine veränderte Lagerung (Konsolidierungsgrad) zurückgeführt werden kann. Vielmehr ist auch eine veränderte Zusammensetzung der Fraktionen als Ursache zu berücksichtigen (vgl. Tabelle C.1 und Tabelle C.2). In der Konsequenz lässt sich ableiten, dass Ablagerungs- und Resuspensionszyklen zu einer Segregation der Fraktionen in der Gewässersohle führen.

Die Ergebnisse der dichtebezogenen rheologischen Untersuchungen charakterisieren das Fließverhalten der im Feld beobachteten Sedimentgemische. Für die aus Nordenham herangezogene Mischprobe NH-21 (Ton 23 %, Schluff 53 %, Sand 24 %) und die aus dem Blexer Bogen herangezogene Mischprobe BB-21 (Ton 16 %, Schluff 54 %, Sand 30 %) wurden Teilproben erzeugt, die, bezogen auf die Gesamtdichte bzw. den Feststoffanteil, gemäß Kapitel 4.1 der Zustandsform *Schlickablagerung* mit den Ausprägung *Flüssigschlick stationär* und *konsolidierender Schlick* entsprechen. Für die Sedimente beider Standorte konnte erst mit Erreichen der Ausprägung *konsolidierender Schlick* eine eindeutige Fließgrenze festgestellt werden. Während der Übergang von flüssigem zu plastischem Fließverhalten bei den BB-Proben eher graduell erfolgt und eine Fließgrenze frühestens bei einem Feststoffanteil von etwa $\phi_s \leq 0,16$ festgestellt wird, weisen die NH-Proben eine eher sprunghafte Verhaltensänderung mit Fließgrenzen ab Feststoffanteilen von etwa $\phi_s \leq 0,11$ auf. Mögliche Ursachen hierfür werden in Kapitel 7 diskutiert.

Als weitere wesentliche Erkenntnis ist festzuhalten, dass die im Rahmen der vorliegenden Arbeit entwickelte Methodik zur Charakterisierung von kohäsiven Sedimenten, zur konsistenten experimentellen Quasi-in-situ-Untersuchung der Sedimente und deren Bodenaustauschprozesse auf Basis einer weitgehend störungsfreien Kernentnahme erfolgreich erprobt, umgesetzt und angewendet werden konnte. Der Umfang der generierten Daten ist allerdings noch gering und sollte in zukünftigen Feldeinsätzen vergrößert werden, um die Aussagekraft der Ergebnisse zu erhöhen. Im Rahmen der Forschung zu den Eigenschaften und zum Transportverhalten kohäsiver Sedimente im Elbeästuar werden die im Rahmen dieser Arbeit entwickelten Methoden zur Probenahme, zur Probenansprache und zur Untersuchung des Bodenaustauschverhaltens ebenfalls erfolgreich angewandt (Witt et al. 2024).

Kapitel 6

Quantifizierung des vertikalen Transports

Im vorliegenden Kapitel wird zunächst die Repräsentativität der Laborproben nachgewiesen (vgl. Kapitel 6.1). Die Betrachtung der nachfolgend diskutierten Prozesse erfolgt in der Reihenfolge des hypothetischen Weges eines Sedimentpartikels „von der Quelle zur Senke“. Der Prozess der Erosion beginnt an der Gewässersohle, wo ein Sedimentpartikel oder eine Flocke erodiert wird. Im Anschluss bewegt es sich für eine gewisse Zeit in der Wassersäule, bevor es in einer der folgenden Stauwasserphasen oder in Bereichen niedriger Strömungsgeschwindigkeiten erneut deponiert. Gelangen Suspensionen kohäsiver Sedimente als frische Sohlaufage in die Phase der Konsolidierung ist ein dauerhafter Verbleib an der Gewässersohle wahrscheinlicher. Entsprechend dieses Wegs werden die Ergebnisse der Prozessanalysen zum Erosionsverhalten in Kapitel 6.2, zum Depositionsverhalten in 6.3 sowie zum Konsolidierungsverhalten in Kapitel 6.4 vorgestellt. Abbildung 5.4-1 fasst das Teilkonzept für Laboruntersuchungen zusammen und gibt eine Übersicht zur Struktur dieses Kapitels. Zur Einordnung des Teilkonzepts in das Gesamtkonzept sei auf Kapitel 2 verwiesen.

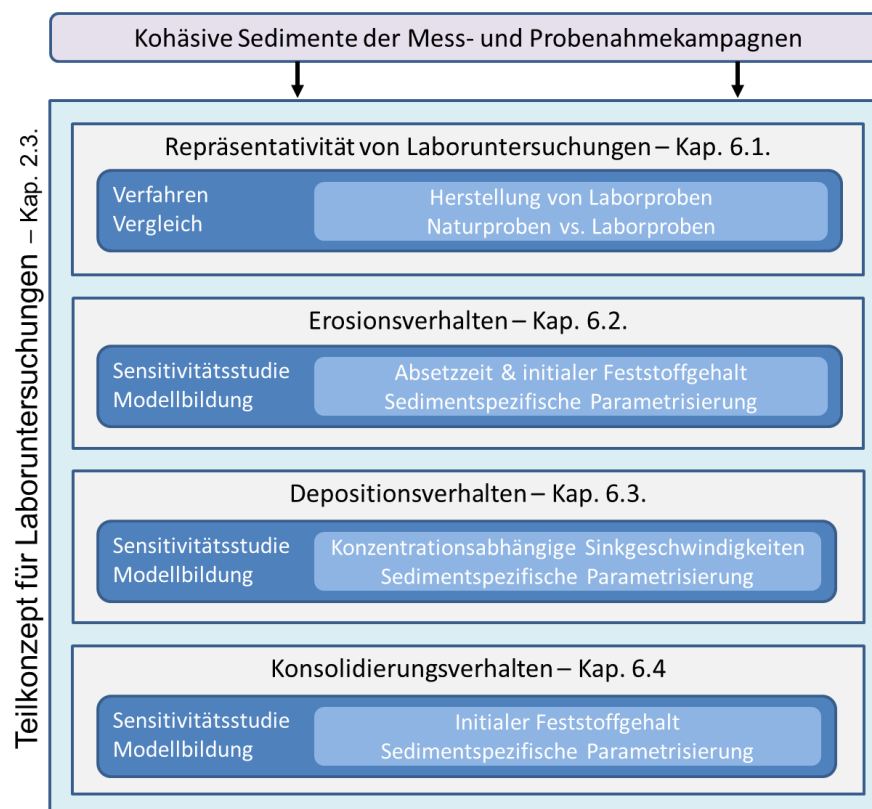


Abbildung 5.4-1: Teilkonzept für Laboruntersuchungen und Gliederung dieses Kapitels

Im Ergebnis dieses Kapitels liegen ästuarspezifische Modellansätze für die beschriebenen Prozesse vor, welche eine wichtige Grundlage zur Verbesserung der Modellierung des großräumigen Sedimenttransports der Weser darstellen. Eine Diskussion und Einordnung der Ergebnisse, welche über die Grenzen der einzelnen Prozesse hinausgeht, erfolgen in Kapitel 7.

Einige der für die Erstellung der Abbildungen und Auswertungen notwendigen Rohdaten wurden in Zusammenarbeit mit den nachfolgend genannten Studierenden erhoben, die im Rahmen ihrer jeweiligen Abschlussarbeiten die Untersuchung der jeweils genannten Transportprozesse unterstützten:

- Erosionsversuche: (Ortmüller 2021; Spijker 2022)
- Flockensinkgeschwindigkeiten: (Burholt 2019)
- Effektive Sinkgeschwindigkeiten: (Arkawazi 2022)
- Dichteprofile: (Ocker 2019; Böhme 2021)

Darüber hinaus wurden Teile der Ergebnisse dieses Kapitels bereits veröffentlicht oder in Berichten zu Forschungsvorhaben verarbeitet (Patzke et al. 2019; Patzke et al. 2021b; Patzke et al. 2021a; Patzke et al. 2022a). Zugehörige Abbildungen oder Daten sind entsprechend kenntlich gemacht.

6.1.Repräsentativität von Laboruntersuchungen

Um die im Labor gewonnenen Erkenntnisse auf die natürlichen Verhältnisse im Feld übertragen zu können, ist u.a. die Repräsentativität der untersuchten Sedimentproben wichtig und wird nachfolgend diskutiert. Vorgesehen ist die reproduzierbare Herstellung von Proben mit naturähnlichen Eigenschaften, um den natürlichen Zustand unter kontrollierten Bedingungen im Labor untersuchen zu können. Die Verwendung von Suspensionen mit homogener Initialdichte im Tiefenprofil führt dazu, dass neben dem Feststoffanteil auch weitere charakterisierende Größen wie die Sedimentzusammensetzung weitgehend homogen verteilt sind. Zum Zeitpunkt der Bearbeitung existiert keine standardisierte Methodik zur Herstellung von Laborproben, obwohl bereits frühzeitig festgestellt wurde, dass die zu bestimmenden Transporteigenschaften von der Probenbehandlung und -vorbereitung beeinflusst werden (Michaels und Bolger 1962). Die Vergleichbarkeit der Ergebnisse untereinander und die Übertragbarkeit der prozessbasierten Untersuchungen ist elementar, weswegen die im Folgenden beschriebene Methodik zur Probenherstellung für alle Untersuchungen (Erosion, Absinken und Deposition, Konsolidierung) mit Laborproben entwickelt und angewandt wurde.

6.1.1. Herstellung von Laborproben

Die Herstellung von Laborproben basiert auf der Verwendung von Sedimenten in natürlicher Zusammensetzung der mineralischen Feststoffe. Weitere Bestandteile wie die Organik werden durch eine gekühlte Lagerung in einem naturähnlich Zustand erhalten. Zur Erzeugung einer Laborprobe wird zunächst eine Suspension mit einer initialen Gesamtdichte ρ_0 erzeugt, die sich gemäß der im Feld gemessenen Bedingungen und des daraus abgeleiteten Referenzzustands in Abhängigkeit der Untersuchung in einem Bereich zwischen $\rho_0 = 1050 \text{ kg/m}^3$ und $\rho_0 = 1250 \text{ kg/m}^3$ bewegt. Die Proben repräsentieren dabei den Ausgangspunkt der Entstehung einer Gewässersohle unter vorheriger Ausbildung einer Flüssigschlickschicht. Diese hat sich entweder aufgrund von rapider Deposition großer Mengen kohäsiver Sedimente während der Stauwasserphase oder aufgrund von Fluidisierung bzw. Liquefaktion einer konsolidierten Gewässersohle gebildet (vgl. Kap. 3.3).

Zu Beginn der Prozedur wird eine homogenisierte Mischprobe des natürlichen Sediments im Probenzylinder erzeugt. Die Homogenisierung der Probe erfolgt durch Anwendung eines Wendelrührers unter Vollast bei gleichmäßigem Auf- und Abfahren des Rührers im Probenzylinder. Anschließend wird eine kleine Teilprobe entnommen, um die Kornverteilung der Mischprobe bestimmen zu können. Im Anschluss wird entweder das gesamte Material im Zylinder belassen und erneut homogenisiert oder ein weiterer Zylinder verwendet, um eine mit Prozesswasser verdünnte

Laborprobe bestimmter Gesamtdichte ρ_b zu erzeugen. Zur Festlegung der initialen Sedimentkonzentration C (bzw. Trockendichte ρ_d) einer Probe wird der in Gleichung (4.1.4.) aufgestellte Zusammenhang verwendet.

Dabei ist die Dichte des Prozesswassers ρ_w entweder durch den bei der Probenentnahme des Sediments festgestellten Salzgehalt S oder durch die Versuchsrahmenbedingungen festgelegt. Das Prozesswasser wurde entweder bei den Messkampagnen direkt der Weser entnommen oder durch mit Meersalz aufkonzentriertes Leitungswasser erzeugt. Als Korndichte für die Umrechnung zwischen Gesamtdichte und Sedimentkonzentration wird der von Malcherek (2010a) für Wesersedimente des untersuchten Bereichs festgestellte Wert von $\rho_s = 2575 \text{ kg/m}^3$ verwendet. Für kohäsive Sedimente mit hohen Schlickanteilen sind Werte dieser Größenordnung typisch. Mit Angabe der zu erzielenden Gesamtdichte ρ_b wird über Gleichung (4.1.4.) die Sedimentkonzentration C ermittelt, deren Multiplikation mit dem Gesamtvolumen V die beizugebende Trockenmasse des Sediments ergibt. Sedimentkonzentrationen unterhalb von 2 g/L werden durch Zugabe der trockenen Sedimentmasse bezogen auf das Zielvolumen eingestellt. Höhere Konzentrationen werden durch Zugabe einer definierten Menge der feuchten Mischprobe erreicht. Die benötigte Menge lässt sich nach dem folgenden Zusammenhang bestimmen:

$$\rho_b = \frac{\rho_1 V_1 + \rho_2 V_2}{V_1 + V_2} \quad (6.1.1.)$$

Nachdem die Mischung erzeugt und homogenisiert wurde, erfolgt eine Überprüfung der Gesamtdichte unter Verwendung des Dichtesensors DMA 35 Standard der Firma Anton Paar®. Die Messung ist am Mittelpunkt des Kreisquerschnitts auf mittlerer Höhe der verwendeten Absinksäule zu nehmen. Voruntersuchungen mit Messungen in mehreren Tiefen haben gezeigt, dass mit dieser Methode eine einheitliche Zieldichte erreicht wird. Nach der Dichtemessung wird die Probe erneut für 60 Sekunden homogenisiert. Zum Zeitpunkt t_0 endet die Homogenisierung und die Laborprobe ist erzeugt. Mit Beginn eines Versuchs ist jede weitere Beeinflussung der Probe zu vermeiden.

Sowohl bei Erosions- als auch bei den Konsolidierungsuntersuchungen wird zur Nachverfolgung der Lutokline ein Millimetermaßstab an der Absinksäule befestigt und die Säule vor einer Kamera positioniert, die die Lage der Lutokline in Intervallen dokumentiert. Aus den Kameraaufnahmen werden im Anschluss zwei wichtige Informationen abgeleitet: der Aufnahmezeitpunkt und die Lage der Lutokline. Anhand dieser Informationen werden Zeitreihen zur Evolution der Lage der Lutokline erstellt. Bei Erosionsversuchen kann die Erosionstiefe aus der Differenzbildung der Lutoklinenverläufe des Erosionsversuchs und eines Referenzversuchs ohne Erosion ermittelt werden.

Aufgrund der Verwendung natürlicher Sedimente wird unter Einhaltung der zuvor beschriebenen Prozedur zur Probenentnahme und -herstellung davon ausgegangen, dass die Proben naturähnlich auf innere wie äußere Einwirkungen reagieren.

6.1.2. Reproduzierbarkeit des Sedimenttransportverhaltens von Laborproben

Die Reproduzierbarkeit der Versuchsrahmenbedingungen eines neuen Versuchsaufbaus stellt eine grundlegende Voraussetzung für die Vergleichbarkeit und Belastbarkeit der Versuchsergebnisse dar.

Die Konsolidierungs- und Erosionsversuche werden anhand des Verlaufs der Lutokline auf die geforderte Wiederholbarkeit geprüft, wie in Abbildung 6.1-1 dargestellt. Die Abbildung zeigt den Verlauf der Lutokline für vier Versuche mit Sediment der Probe NH-15 bei einer initialen Gesamtdichte von $\rho_0 = 1057 \text{ kg/m}^3$. Versuch V1 stellt einen Referenzversuch dar, bei dem die Probe über einen Zeitraum von 24 h keiner Beanspruchung ausgesetzt wurde. Bei den Versuchen V2 bis V3 wurde die

Probe NH-15 in gleicher Weise aufbereitet, jedoch zu unterschiedlichen Zeitpunkten mit einer Schubspannung nach der in Kapitel 6.2.1 beschriebenen Methodik belastet.

Die Abbildung 6.1-1 demonstriert, dass der Verlauf der Lutoklinen bei Versuchen mit identischer Probenaufbereitung und identischen sonstigen Rahmenbedingungen nahezu identisch ist, solange keine Beanspruchung in Form einer Schubspannungsbelastung bei Erosionsversuchen erfolgt. Erst mit Beginn eines Erosionsversuchs (vertikale Linien) wird eine signifikante Änderung der Lage der Lutokline im Vergleich zum Referenzversuch festgestellt. Das Absinkverhalten zeigt insbesondere im Bereich des behinderten Absinkens eine hohe Sensitivität, wobei die Flockulation das Sinkverhalten maßgeblich determiniert. Die größten Abweichungen der dargestellten Versuchsergebnisse von V2 bis V4 mit dem Referenzversuch V1 liegen bei ca. 3,5 % und treten nach ca. 4 – 6 h auf. In dieser Zeit tritt das Ende der Phase des behinderten Absinkens ein, da sich die Suspensionen dem Kontraktionspunkt nähern (vgl. Abbildung 3.5-1). Die Abweichungen zwischen den Lutoklinenverläufen werden auf geringfügige Unterschiede in der Probenaufbereitung (Rühren) zurückgeführt.

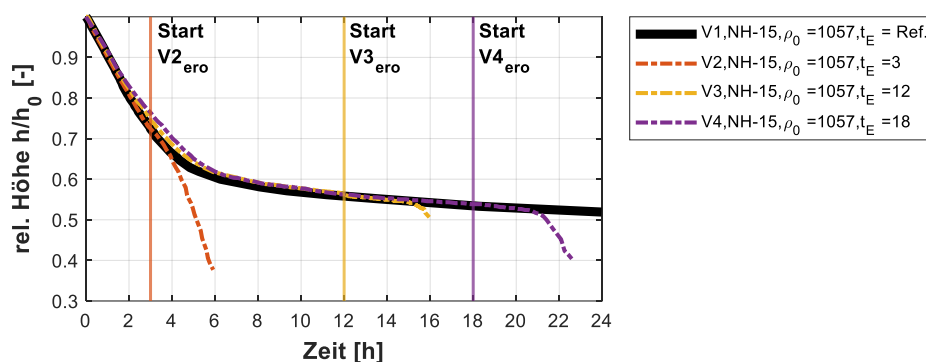


Abbildung 6.1-1: Zeitliche Entwicklung der Lage der Lutokline eines Referenzversuchs V_1 sowie während Erosionsversuchen $V_{i_{ero}}$

Die Resultate bekräftigen somit die These, dass sich mit der gewählten Methode zur Probenvorbereitung hinsichtlich des Absink- und Absetzverhaltens nahezu identisch reagierende Proben erzeugen lassen. Die in diesem Kapitel präsentierten Ergebnisse sowie die in Kapitel 6.4.4 dargestellten Ergebnisse zur zeitlichen Entwicklung von Dichtetiefenprofilen legen zudem nahe, dass die Entwicklung der Dichtetiefenprofile unterhalb der Lutokline ebenfalls reproduzierbar ist. Wäre bei Wiederholungsversuchen stets ein gänzlich anderes Dichtetiefenprofil zu beobachten, so hätte dies maßgebliche Auswirkungen auf die Lage der Lutokline sowie deren Entwicklung über die Zeit. In diesem Fall wäre es erforderlich, weitere bestimmende Parameter zu identifizieren und sie einer systematischen Variation zu unterziehen.

Die gewonnenen Erkenntnisse bestätigen somit, dass die im Rahmen dieser Arbeit entwickelte und in Kapitel 6.4.1.1 vorgestellte Methodik zur Bestimmung der zeitlichen Entwicklung von Lutoklinen und Dichtetiefenprofilen an Proben kohäsiver Sedimente geeignet und robust ist. In Anbetracht der Tatsache, dass der Erosionswiderstand einer Suspension maßgeblich von der Dichte der Suspension an der Grenzfläche zur Wassersäule (Lutokline) abhängt, lässt sich ableiten, dass auch das Erosionsverhalten dieser reproduzierten Suspensionen vergleichbar und damit naturähnlich.

6.2.Erosionsverhalten

Das vorliegende Kapitel präsentiert die Grundlagen zur methodischen Umsetzung, die eingesetzten Apparaturen und Materialien sowie die Ergebnisse der Erosionsuntersuchungen, welche sowohl im Feld als auch im Labor durchgeführt wurden. Die Erosionsuntersuchungen im Feld dienten der

Erprobung und Quasi-in-situ-Anwendung des neu entwickelten Verfahrens für Erosionsversuche sowie der Erstellung eines grundlegenden Vergleichsdatensatzes, welcher eine Klassifizierung der kohäsiven Sedimente sowie eine Beschreibung der Sedimenttransporteigenschaften natürlicher Suspensionen und Schlickablagerungen ermöglicht.

Die Vorarbeiten hierzu umfassten die Entwicklung, die Evaluation und die Optimierung der Vor-Ort-Untersuchungstechniken, um eine robuste Grundlage für zukünftige Feldstudien zu schaffen. Durch die erzielten methodischen Fortschritte wird es in nachfolgender Forschungstätigkeit möglich, den generierten Datensatz auf weitere Standorte, Zeitpunkte und Sedimentzusammensetzungen effizient und systematisch auszubauen, zu analysieren und schließlich ein breites Verständnis zu den Erosionseigenschaften der Sedimente eines Ästuars zu erlangen. Die weitergehende Anwendung des entwickelten Verfahrens zeigt darüber hinaus vielversprechende Ergebnisse im Rahmen der Charakterisierung von kohäsiven Elbesedimenten (Witt et al. 2024).

Die wesentliche Absicht hinter den nachfolgend beschriebenen Erosionsuntersuchungen im Labor ist die allgemeine und systematische Beschreibung des Erosionsverhaltens der untersuchten Sedimente unter kontrollierbaren Bedingungen sowie in der Ableitung eines Parametersatzes bzw. eines adäquaten funktionalen Ansatzes zur Beschreibung des Erosionsverhaltens. Die Ergebnisse sollen als Grundlage für weitere Prozessuntersuchungen dienen und die Entwicklung von Ansätzen zur Modellierung des Transportverhaltens kohäsiver Sedimente im Weserästuar unterstützen. Das Erosionsverhalten wird in der vorliegenden Arbeit anhand der folgenden Parameter untersucht und beschrieben (vgl. Kap. 3.2):

- kritische Erosionsschubspannung,
- erodierte Gesamtmasse,
- daraus abgeleitete Erosionsrate

Die in dieser Studie explizit untersuchten Einflussgrößen des Erosionsprozesses sind i) die Absetzzeit als Proxy für die Dichteentwicklung und ii) die initiale Gesamtdichte bzw. der initiale Feststoffanteil.

6.2.1. Methodik

Zur Umsetzung des Gesamtkonzepts (vgl. Kapitel 2) wurde es im Rahmen der vorliegenden Arbeit notwendig, neue und aufeinander abgestimmte Methoden zu entwickeln. Zur Untersuchung und Beschreibung des Erosionsverhaltens wurden die folgenden Methoden entwickelt:

- Methodik zur Entnahme weitgehend ungestörter Sedimentkerne mit der Eignung für den Einbau im Erosionsversuchsstand (vgl. Kapitel 5.3)
- Methodischer Ansatz zur Durchführung von konsistenten und vergleichbaren Erosionsversuchen im Feld und im Labor
- Methodik zur Bestimmung der Sedimentkonzentration und der Erosionsrate im Erosionsversuchsstand
- Methodik zur Bestimmung der Erosionstiefe
- Methodik zur Ableitung der kritischen Erosionsschubspannung
- Methodik zur Ableitung der Erosionsmodi

Nachfolgend werden die Methoden detailliert beschrieben.

6.2.1.1. Erosionsversuche mit dem C-GEMS

Zur Untersuchung und Beschreibung des Erosionsverhaltens natürlicher Sedimente werden Erosionsversuche mit einem neu entwickelten Versuchsaufbau durchgeführt, der auf der Konstruktion des klassischen Mikrokosmos nach Gust (Gust 1989; Gust und Müller 1997) basiert (vgl. Kap. 3.2). Der

klassische Mikrokosmos wird nachfolgend als GEMS (offenes Gust Erosion Microcosm System) bezeichnet, der neue Aufbau als C-GEMS (Closed Gust Erosion Microcosm System). Um die Unterschiede zu verdeutlichen, wird nachfolgend zunächst der klassische und anschließend der neue Versuchsaufbau und -Ablauf beschrieben.

Der Ablauf der Untersuchungen mit dem GEMS folgt einem definierten Schema: Mittels einer Rührscheibe werden definierte Sohlschubspannungen in Belastungsstufen an der Grenzfläche zwischen Sediment und Wasser induziert. Die Sohlschubspannung bleibt während einer Stufe konstant. Sekundärströmungen werden durch zentrale Absaugung und seitliche Zuführung von Prozesswasser minimiert, um eine homogene Verteilung der induzierten Sohlschubspannungen zu gewährleisten. Das Prinzip findet Anwendung bei der Bestimmung der Sedimentkonzentration in dem zentral an der Rührscheibe abgepumpten Sediment-Wasser-Gemisch während des Versuchs. Nach der Trübungsmessung wird die entnommene Suspension abgelassen und frisches Prozesswasser zugeführt, sodass das Flüssigkeitsvolumen im Mikrokosmos konstant bleibt ($Q_{in} = Q_{out}$). Ein Anstieg der Sedimentkonzentration während der Versuchsdauer ist dann ausschließlich auf einen verstärkten Erosionsprozess zurückzuführen. Bei einer Verlangsamung oder Beendigung des Erosionsprozesses sinken die Sedimentkonzentrationen auf den Ausgangswert. Insgesamt bleiben die gemessenen Konzentrationen während der gesamten Versuchsdauer auf niedrigem Niveau.

Die Vorteile dieser Variante liegen in den für Trübungsmessungen günstigen niedrigen Konzentrationen sowie der guten Nachvollziehbarkeit der Lage der Primärlutokline. Als Nachteil ist zu nennen, dass die auch mit fortschreitendem Erosionsprozess nur sehr geringen Konzentrationen die natürliche Umgebung nahe der Gewässersohle nur unzureichend abbilden. Es kann angenommen werden, dass ein Ansteigen der Sedimentkonzentration in der Zone des Übergangs von Sediment zu Wasser auf natürlichem Wege erfolgt, wenn der Prozess der Erosion fortschreitet. Ein weiterer Nachteil ist das laufend nachzuführende Prozesswasser. Bei einer Versuchsdauer von 300 Minuten würden allein für einen Versuch ca. 90 Liter Prozesswasser anfallen. Die Prozesswassermengen sind für Feldeinsätze auf dem Schiff geeignet, für den ebenfalls vorgesehenen Einsatz der Apparatur auf frei liegenden Sedimenten (Watt) sind sie jedoch ungeeignet. Für den Laboreinsatz, insbesondere bei der Durchführung zahlreicher Versuchsreihen im Rahmen von Sensitivitätsstudien, erfordert die große Menge an benötigtem Prozesswasser einen hohen personellen, logistischen und finanziellen Aufwand. Die beschriebene Methodik des klassischen Mikrokosmossystems wird durch Abbildung 6.2-1 veranschaulicht.

Um den Versuchsaufbau im Hinblick auf möglichst naturnahe Bedingungen und die Durchführbarkeit der Versuche im Feld zu optimieren, wurde im Rahmen der vorliegenden Arbeit mit dem C-GEMS eine neue Apparatur und eine entsprechende Methodik entwickelt, die im Wesentlichen auf dem Prinzip der Massenerhaltung beruht. Das zur Homogenisierung und zur Bestimmung der Sedimentkonzentration zentral aus dem Mikrokosmos in die Messkammer gepumpte Wasser bleibt im System und wird nach der Messung wieder zurückgeführt. Um eine kontinuierliche Trübungsmessung zu ermöglichen, ist es notwendig, das System aus Mikrokosmos und Sedimentprobe um eine Messkammer zu ergänzen, die zwischen Ein- und Auslauf integriert wird. Die neue Kammer benötigt einen eigenen zyklischen Durchmischungsmechanismus, um die Sedimente in Suspension und die Sedimentkonzentration homogen zu halten. Die Methodik wird durch Abbildung 6.2-2 veranschaulicht. Die neue Apparatur wird fortan als geschlossenes Mikrokosmossystem betrachtet und mit dem Kurznamen C-GEMS (Closed Gust Erosion Microcosm System) bezeichnet.

Die Vorteile dieser Variante liegen in der theoretisch unbegrenzten Versuchsdauer, da während des Versuchs kein weiteres Prozesswasser verbraucht wird. Unabhängig von der Versuchsdauer werden nun nur noch ca. 12 L Prozesswasser benötigt. Dies spart im Labor Lagerplatz und im Feld Zeit für die Entnahme sowie den logistischen Aufwand für den Transport größerer Prozesswassermengen.

Untersuchungen zum Einfluss der Stufendauer auf den Erosionsprozess können so z.B. problemlos durchgeführt werden. Erschwerend kommt bei dieser Methode hinzu, dass die mit dem Erosionsprozess ansteigenden Sedimentkonzentrationen den Messbereich herkömmlicher Trübungssonden überschreiten. Daher ist eine Anpassung der Messmethodik erforderlich. Für gewisse Strömungszustände und Standorte sind die Untersuchungen mit sehr hohen Konzentrationen in der Wassersäule oberhalb der Lutokline ggf. nicht typisch für die Bedingungen in der Natur, da sich die Sedimente dort über das Volumen der gesamten Wassersäule verteilen können. Allerdings ermöglicht dies auch Untersuchungen mit dem C-GEMS für Bedingungen, die im System gegenwärtig noch nicht auftreten.

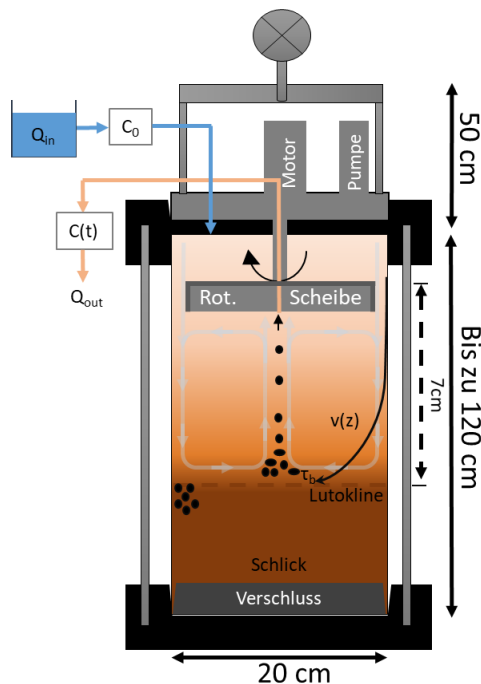


Abbildung 6.2-1: Methodik des Mikrokosmos mit offenem System (GEMS)

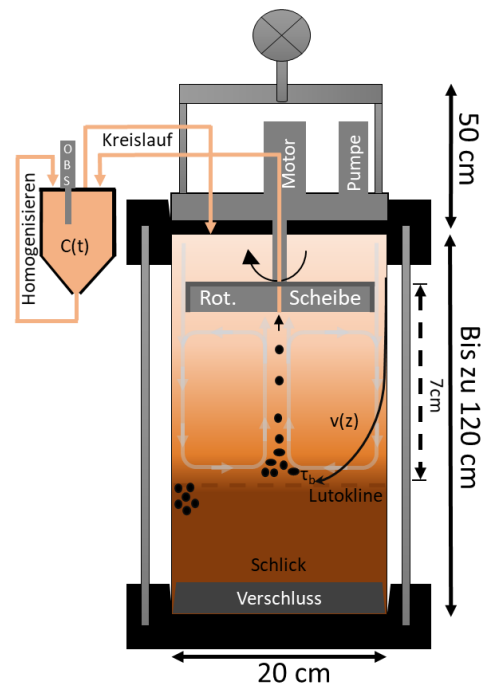


Abbildung 6.2-2: Methodik des Mikrokosmos mit geschlossenem System (C-GEMS)

Sowohl beim GEMS als auch beim C-GEMS sind Latenzen zwischen dem Beginn der Erosion und dem Nachweis eines Anstiegs der Sedimentkonzentration zu beobachten. Diese Verzögerung ist auf den Sedimenttransport von der Erosionsstelle zur Messstelle zurückzuführen und wird durch die Pumprate determiniert. Sensitivitätsstudien haben gezeigt, dass die Latenz bei den niedrigsten Pumpraten etwa 3 Minuten beträgt und dann mit steigenden Pumpraten abnimmt (vgl. Kapitel 6.2.4.1).

Insgesamt wird die neu entwickelte Versuchsanordnung und die damit einhergehende Methodik als wissenschaftlicher Fortschritt hinsichtlich der Verwendbarkeit eines Mikrokosmossystems bewertet. Derartige Untersuchungen mit dem Mikrokosmos sind in der bekannten Literatur bisher nicht dokumentiert und wurden erstmals von Patzke et al. (2022a) veröffentlicht. Darüber hinaus ist die hier vorgestellte Methodik maßgeblicher Teil der Antwort der in Kapitel 1.2 aufgeworfenen Forschungsfrage (II). Die im Rahmen der vorliegenden Arbeit vorgestellten Untersuchungen basieren daher ausschließlich auf der neu entwickelten Methodik des C-GEMS.

6.2.1.2. Sedimentkonzentration

Zur Bestimmung der Sedimentkonzentration in der Messkammer des C-GEMS wird eine Kombination aus Trübungs- und Dichtemessung verwendet, die entsprechend der vorherrschenden Sedimentkonzentration wie folgt Anwendung findet:

- Trübungsmessungen im Konzentrationsbereich von $C < 2 \text{ g/L}$, siehe Abbildung E-1
- Dichtemessungen im Konzentrationsbereich von $C > 1 \text{ g/L}$, siehe Abbildung E-2

Die Methoden besitzen einen Überlappungsbereich, der zur Harmonisierung des abgeleiteten Verlaufs der Sedimentkonzentration verwendet wird. Die detaillierte Beschreibung zur Bestimmung der Sedimentkonzentration findet sich in Anhang E.

6.2.1.3. Erosionsrate und der Erosionstiefe

Im Rahmen der vorliegenden Untersuchungen wird die Erosionsrate aus der während der Erosionsversuche aufgezeichneten Sedimentkonzentration abgeleitet. Dazu wird zunächst die erodierte Sedimentmasse pro Zeitschritt aus dem Produkt des Gradienten der Sedimentkonzentration und des Flüssigkeitsvolumen des C-GEMS bestimmt. Dabei wird von einer homogenen Sedimentkonzentration im gesamten System ausgegangen. Wird anschließend die erodierte Gesamtmasse auf die Querschnittsfläche der Lutokline im C-GEMS bezogen, ergibt sich die Erosionsrate. Die Erosionstiefe kann aus der Erosionsrate und der Dichte nahe der Lutokline abgeleitet werden. Für die praktische Bestimmung hat sich im Rahmen der vorliegenden Untersuchung jedoch eine Bestimmung der Erosionstiefe auf Basis des mit einer Kamera aufgezeichneten Lutoklinenverlaufs bewährt (vgl. Abbildung 6.1-1). Eine detaillierte Beschreibung zur Bestimmung der Prozessgrößen findet sich in Anhang E.

6.2.1.4. kritische Erosionsschubspannung

Zur Ermittlung der kritischen Erosionsschubspannung wird die Strömungsbelastung des C-GEMS im Versuchsverlauf stufenweise erhöht. Jeder Belastungsstufe wird eine Sohlschubspannung im Bereich der Lutokline zugeordnet (vgl. Abbildung 6.2-5), die als homogen über die gesamte Fläche wirkend angenommen wird. Parallel dazu wird die Sedimentkonzentration in der Messkammer bestimmt. Das Überschreiten eines Grenzwertes der Sedimentkonzentration, der Erosionsrate oder der Erosionstiefe markiert den Beginn des Erosionsprozesses. Dem Erosionsbeginn kann dann eine Sohlschubspannung zugeordnet werden, die nach den nachfolgend beschriebenen Methoden ermittelt werden kann.

Um das Erosionsverhalten mit einer einheitlichen und vergleichbaren Methodik zur Bestimmung der kritischen Scherspannung beschreiben zu können, werden die Messergebnisse jedes Versuches mit den in Kapitel 3.2 allgemein beschriebenen Methoden nach Amos et al. (2003) ausgewertet. Für die Anwendung müssen die Methoden konkretisiert und erweitert werden, da Amos et al. (2003) beispielsweise keine Anpassungsfunktion definieren. Die Methoden basieren auf einer Auswertung der Erosionsrate, der Sedimentkonzentration oder der Erosionstiefe. Zusätzlich wurde eine neue Methode entwickelt, deren Grenzwertbestimmung auf der spezifischen Charakteristik der Messdaten basiert. Die Methoden zur Bestimmung der kritischen Sohlschubspannung für das Einsetzen der Erosion, nachfolgend kritische Erosionsschubspannung genannt, können wie folgt spezifiziert werden:

- (I) Die kritische Erosionsschubspannung leitet sich aus der Erosionsrate ab. Anders als bei Amos et al. (2003) wird die kritische Erosionsschubspannung jedoch am Schnittpunkt einer über alle Erosionsratenmesspunkte erstellten Anpassungsfunktion abgeleitet (vgl. Abbildung 6.2-3-A). Zur Anpassung wurden lineare Funktionen, Potenzfunktionen und logarithmische Funktionen getestet. Die kritische Flockenerosionsrate wird in Anlehnung an Schweim (2005) auf $E_{cr,EF} = 5 \times 10^{-5} \text{ kg/m}^2\text{s}$ festgelegt. Die aus den Messdaten abgeleitete

Flockenerosionsrate liegt im Mittel bei $E_{cr,E_F} = 4 \times 10^{-5} \text{ kg/m}^2\text{s}$ und damit sehr nah an diesem Wert.

- (II) Die kritische Erosionsschubspannung leitet sich aus dem Verlauf der Sedimentkonzentration ab. Anders als bei Amos et al. (2003) leitet sich die kritische Erosionsschubspannung jedoch aus dem Schnittpunkt einer über alle Konzentrationsmesspunkte erstellten Anpassungsfunktion ab (vgl. Abbildung 6.2-3-B). Zur Anpassung werden lineare Funktionen, Potenzfunktionen und logarithmische Funktionen getestet, deren Schnittpunkt mit der Umgebungskonzentration bzw. einer kritischen Konzentration $C_0 = 0,2 \text{ g/L}$ die kritische Erosionsschubspannung definiert. Die kritische Konzentration C_0 entspricht der mittleren Hintergrundkonzentration je Versuch.
- (III) Die kritische Erosionsschubspannung leitet sich aus dem Schnittpunkt der Versagenshüllkurve mit der Oberfläche (Lutokline) im $\tau_b - z$ - Plot ab (vgl. Abbildung 6.2-3-C). Zur Bildung der Hüllkurve werden die Messdaten segmentiert. Ein Segment wird durch eine Regressionsgerade mit einem Bestimmtheitsmaß von mindestens $r^2 = 0,975$ definiert.
- (IV) Die kritische Erosionsschubspannung leitet sich aus der Erosionsrate ab. Für jeden Versuch wird eine kritische Flockenerosionsrate $E_{cr,F}$ aus den maximalen Erosionsraten E_{max} der Belastungsstufen bestimmt. Die kritische Flockenerosionsrate $E_{cr,F}$ entspricht dem Mittelwert aller E_{max} , bei denen die maximale Erosionsschubspannung je Stufe E_{max} im Bereich von $7 \times 10^{-8} \text{ kg/m}^2\text{s} \leq E_{max} \leq 10^{-4} \text{ kg/m}^2\text{s}$ liegt. Die kritische Erosionsschubspannung entspricht dann der Sohlschubspannung aus der Stufe, in der E_{max} die kritische Flockenerosionsrate $E_{cr,F}$ letztmalig nicht überschreitet. Analog wird die kritische Erosionsschubspannung für Massenerosion dort definiert, wo eine kritische Erosionsrate von $E = 5 \times 10^{-4} \text{ kg/m}^2\text{s}$ letztmalig nicht überschritten wird.

Abbildung 6.2-3 verdeutlicht die Methodik der getesteten Verfahren anhand einer beispielhaften der Auswertung eines Einzelversuchs. Die Verfahren wurden entsprechend der vorliegenden Sedimente angepasst und angewandt.

Die Ergebnisse der Methodenuntersuchung zeigen, dass die Anpassung einer Potenzfunktion der Form $y = ax^b$ im Vergleich mit einer linearen Funktion der Form $y = mx + b$ und einer Exponentialfunktion der Form $y = ae^x$ sowohl für die Auswertung der Erosionsraten als auch für die Auswertung der Sedimentkonzentrationen bessere Ergebnisse liefert (r ist im Mittel kleiner). Aufgrund der geringeren Schwankungen in den Messdaten ist die Bestimmung der kritischen Erosionsschubspannung konsistenter über die akkumulierenden Sedimentkonzentration. Verglichen mit der neu entwickelten, statistisch begründeten Methode liegen die auf Basis der Sedimentkonzentration mit einer Potenzfunktion ermittelten kritischen Erosionsschubspannungen geringfügig höher. Die versuchsübergreifende Auswertung der Ergebnisse der Erosionsversuche hinsichtlich der kritischen Erosionsschubspannung wird daher auf Basis der neu entwickelten Methodik D vorgenommen.

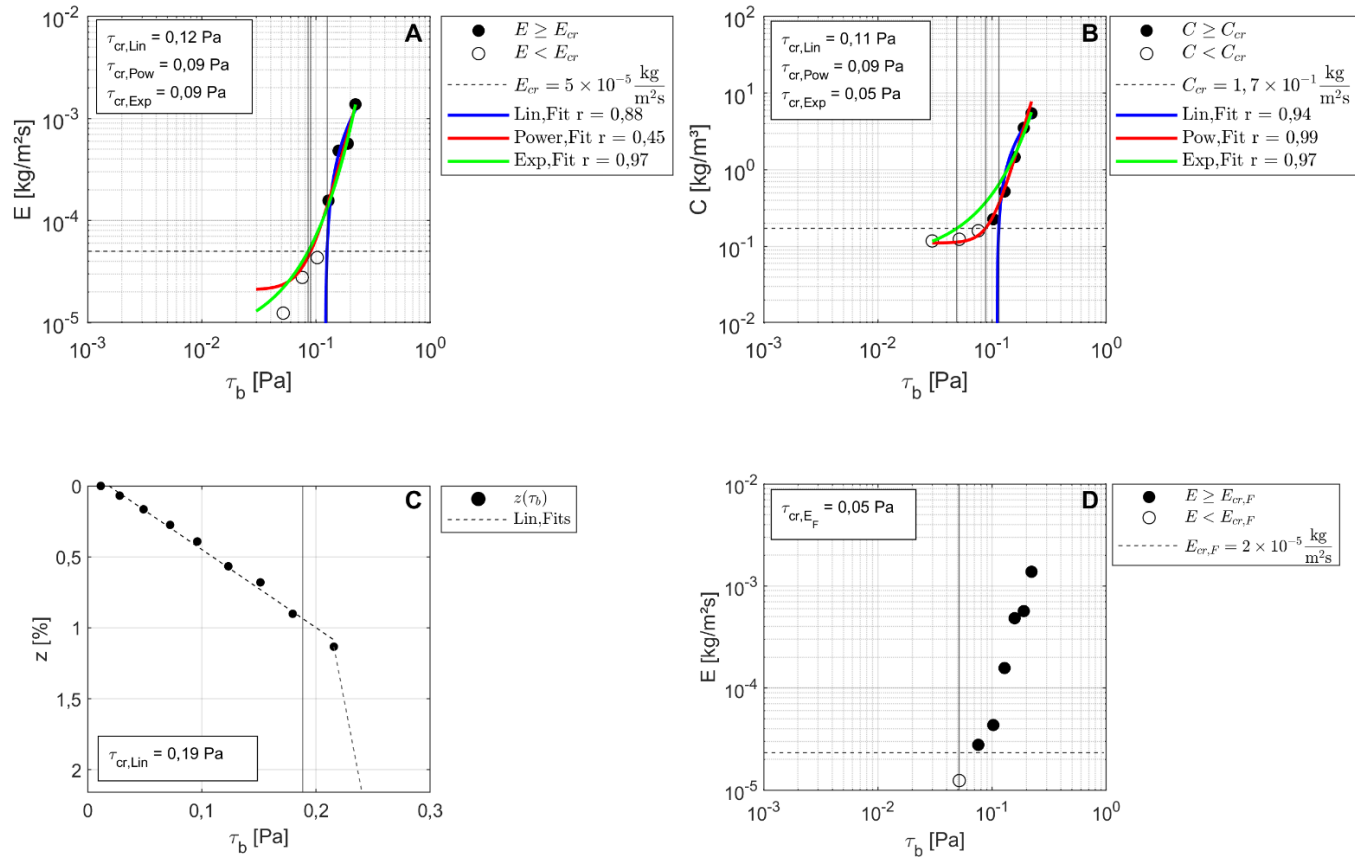


Abbildung 6.2-3: Darstellung der getesteten Verfahren zur Bestimmung der kritischen Erosionsschubspannung τ_{cr} für Erosionsversuche mit stufenweise gesteigerter Sohlschubspannungsbelastung τ_b ; in A nach Methode (I) und in B nach Methode (II) wird $\tau_{cr, Lin}$ abgeleitet aus linearer Anpassungsfunktion *Lin.Fit* bzw. $\tau_{cr, Pow}$ abgeleitet aus der Anpassung einer Potenzfunktion *Pow.Fit*, bzw. $\tau_{cr, Exp}$ abgeleitet aus einer Exponentialfunktion *Exp.Fit*, in C nach Methode (III) wird $\tau_{cr, Lin}$ abgeleitet aus dem Schnittpunkt der zweiten linearen Anpassungsgerade *Lin.Fits* zur Beschreibung der Erosionstiefe z und in D nach Methode (IV) wird τ_{cr, E_F} abgeleitet aus der kritischen Flockenerosionsrate $E_{cr, F}$; Die Datenpunkte entsprechen entweder der Sedimentkonzentration C über (schwarz) oder unter (weiß) der kritischen Konzentration C_{cr} oder der Erosionsrate E , die über oder unter der kritischen (Flocken-)Erosionsrate $E_{cr, F}$ liegt

6.2.1.5. Erosionsmodi

In der Literatur werden verschiedene Erosionszustände beschrieben, die als Erosionsmodi bezeichnet werden (vgl. Kap. 3.2.). Im Rahmen dieser Untersuchungen wurden drei Arten der Erosion beobachtet:

- Partikel- oder Flockenerosion: Flockenerosion tritt auf, wenn Bindungskräfte zwischen einzelnen Flocken durch kurzzeitige Sohlschubspannungsspitzen überschritten werden. In jedem Experiment zeigte sich bereits bei sehr geringen Sohlschubspannungen ein leichter Anstieg der Sedimentkonzentration. Visuell war dabei jedoch keine Änderung der Lage der Lutokline von mehr als 1 mm zu beobachten. Einzelne Partikel oder Flocken konnten bei ihrer Resuspension in die Wassersäule beobachtet werden, wie es bei der sogenannten Flockenerosion der Fall ist.
- Oberflächenerosion: Sie tritt an lokalen Schwächen des Partikelverbunds auf, beispielsweise durch Unebenheiten. Bei zahlreichen Versuchen wurde diese zweite Erosionsphase beobachtet, in der sich plattenförmige Bereiche aus zusammenhängenden Flocken oder mehrere Flockenschichten aus der Oberfläche lösen. Diese hinterließen lokale Vertiefungen von etwa ein bis zwei Millimetern mit Durchmessern von etwa einem Zentimeter.
- Massenerosion: Die Sedimentoberfläche bricht auf, weil die Sohlschubspannung größer ist als die undrained Festigkeit des Bodens (Van Rijn 2020a) und Sedimentbrocken mit einem Volumen von einem bis mehreren Kubikzentimetern werden in kurzer Zeit abgetragen. Dieses Phänomen wurde in allen Versuchen mit Flüssigschlick erreicht, wenn die höchsten möglichen Sohlschubspannungen aufgebracht wurden. Auffällig ist, dass, anders als Flocken- und Oberflächenerosion, die Massenerosion in der Regel zuerst an der Probenwand auftritt. Dies spricht für lokale Schwachstellen im Sediment und für turbulenzbedingte Sohlschubspannungsspitzen, die infolge des Übergangs von Probe zu Wand auftreten. Die Erosionstiefe nimmt nach dem Beginn der Massenerosion schnell zu und erreicht dabei einige Zentimeter Tiefe. Die Sedimentkonzentration in der Wassersäule erhöhte sich während einer Belastungsphase um mehrere Gramm pro Liter.

Da der Übergang zwischen Partikel- bzw. Flockenerosion und Oberflächenerosion fließend und eine Unterscheidung anhand der gemessenen Erosionsdaten nicht eindeutig möglich ist, werden diese beiden Modi unter dem Begriff Flockenerosion zusammengefasst und im Folgenden nicht weiter unterschieden. Die Bereichsgrenzen der Erosionsmodi werden auf Basis der während der Erosionsversuche beobachteten Erosionsraten sowie typischen Literaturwerten (Schweim 2005; Winterwerp et al. 2021) wie folgt definiert:

- Flocken- und Oberflächenerosion: $10^{-8} \text{ kg/m}^2\text{s} \leq E_F \leq 10^{-4} \text{ kg/m}^2\text{s}$
- Massenerosion: $E_M \geq 0,5 * 10^{-3} \text{ kg/m}^2\text{s}$

6.2.1.6. Zusammenfassung

Im vorliegenden Kapitel erfolgt eine Beschreibung der wesentlichen Methoden, welche im Rahmen der vorliegenden Untersuchung des Erosionsverhaltens kohäsiver Sedimente zum Einsatz gelangen. Mit dem C-GEMS wurde ein innovatives Verfahren entwickelt, welches experimentelle Untersuchungen des Erosionsverhaltens sowohl im Feld (in situ und quasi in situ) als auch im Labor ermöglicht und entscheidende Verbesserungen gegenüber der klassischen Apparatur beinhaltet. Die Beschreibung des Erosionsverhaltens erfolgt anhand der Sedimentkonzentration sowie der daraus abgeleiteten Erosionsrate. Die Dokumentation der Erosionstiefe erlaubt zudem eine Beurteilung der vertikalen Dimensionen des beobachteten Prozesses. In Kombination mit der Sedimentkonzentration

kann zudem die Gesamtdichte im Sediment in der Nähe der Lutokline bestimmt werden. Aus den in diesem Kapitel beschriebenen Methoden leitet sich schließlich das Vorgehen zur Beschreibung des Erosionsverhaltens auf Basis von Versuchen mit dem C-GEMS ab. Dieses wird in Anhang (E) erläutert und in Abbildung E-3 dargestellt sowie nachfolgend kurz zusammengefasst:

- (I) Im ersten Schritt werden während eines Erosionsversuchs der Verlauf der Trübung und der Dichte durch Messung bestimmt und jeweils in einen Verlauf der Sedimentkonzentration umgerechnet.
- (II) Im zweiten Schritt werden die aus den Trübungs- und Dichtemessungen abgeleiteten Verläufe zu einem konsistenten Verlauf der Sedimentkonzentration zusammengeführt und die Erosionsrate sowie die erodierte Gesamtmasse abgeleitet.
- (III) Im letzten Schritt werden auf Basis der Verläufe von Sedimentkonzentration und Erosionsrate in Abhängigkeit der Probeneigenschaften funktionale Zusammenhänge zur Beschreibung des Erosionsverhaltens abgeleitet.

In der Erosionstheorie wird verschiedenen Sedimenttypen ein unterschiedliches Erosionsverhalten zugeordnet. Die als Typ I (tiefenbegrenzt) und Typ II (tiefenunbegrenzt) beschriebenen Verhaltensweisen ergeben übertragen auf den vorliegenden Versuchsaufbau ein zeitliches Verhalten der Messgrößen Sedimentkonzentration und Erosionsrate, wie es in Abbildung 6.2-4 idealisiert dargestellt ist. Die Abbildung enthält außerdem die hier verwendete Terminologie der Erosionsmodi sowie eine qualitative Beschreibung der in Erosionsversuchen zu bestimmenden kritischen Erosionsschubspannungen.

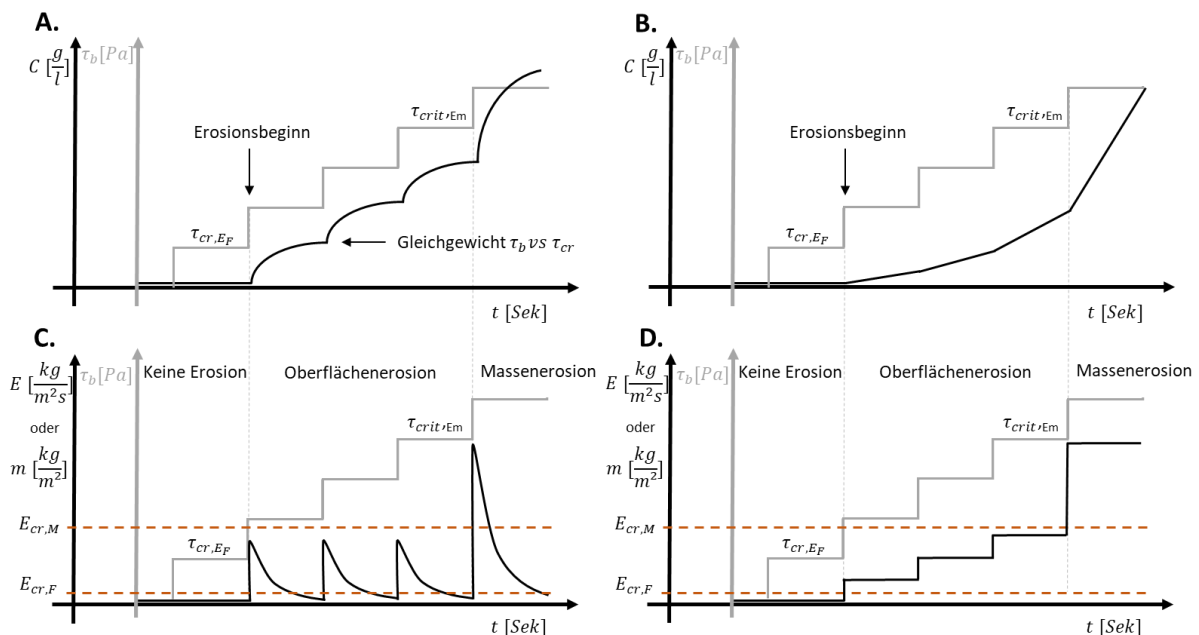


Abbildung 6.2-4: Schematischer Verlauf der Entwicklung der Sedimentkonzentration C (A. und B.) und der Erosionsrate E bzw. der erodierten Gesamtmasse m (C. und D.) während eines Erosionsversuchs nach Erosionstyp I (A + C) und Erosionstyp II (B + D)

Im Rahmen der Bestimmung der Erosionsrate stellt sich für das Verfahren mit dem C-GEMS die Frage, ob simultane Erosion und Deposition oder ausschließliche Erosion stattfindet und somit die Änderung der Sedimentkonzentration einem Nettoerosionsfluss und nicht der reinen Erosionsrate entspricht. Eine parallele Deposition in nennenswerter Größenordnung ist im C-GEMS jedoch unwahrscheinlich. Das Strömungsfeld ist durch relativ hohe Fließgeschwindigkeiten und damit einhergehende Turbulenzen gekennzeichnet, welche zu hohen Scherkräften führen und die

Wahrscheinlichkeit der Entstehung sehr großer Flocken verringern. Die Sinkgeschwindigkeit und Masse kleiner Flocken ist geringer und ihre Erodibilität höher, was die potenzielle Depositionsrate verringert. Des Weiteren basiert das Konzept der Schwellenwertdeposition auf der Annahme, dass die kritische Erosionsschubspannung größer ist als die kritische Schubspannung für den Beginn der Deposition. Dies impliziert, dass eine Deposition während des Erosionsprozesses (für ein und dieselbe Korngrößenklasse) per hier gewählter Definition ausgeschlossen ist. Daher weisen die ermittelten Erosionsraten eine Größenordnung auf, wie sie für Systeme mit ausschließlicher Erosion ermittelt werden (Mehta und McAnally 2008).

Wäre eine parallele Deposition gegeben und würde der ermittelte Wert einen Erosionsfluss beschreiben, so müsste die Erosionsrate entsprechend der konzentrationsabhängigen Depositionsrate angepasst werden und könnte somit ein Vielfaches der ermittelten Werte betragen. Letztlich kann eine simultan mit der Erosion stattfindende Deposition nicht ausgeschlossen werden, da im Rahmen der Untersuchungen keine Depositionsmessungen möglich waren. Der hier verwendete Erosionsbegriff impliziert daher einen potentiellen Depositionsprozess, der jedoch als vernachlässigbar angesehen und formal als Nettoerosion gemessen wird.

6.2.2. Apparaturen und Materialien

Wie bereits in Kapitel 6.2.1.1 beschrieben, werden die Untersuchungen mit einem weiterentwickelten, geschlossenen Mikrokosmos-System mit der Bezeichnung C-GEMS durchgeführt.

Der Zusammenhang zwischen Pumprate Q , der Sohlschubspannungsgeschwindigkeit u^* , der Sohlschubspannung τ_b und der Drehzahl der Rührscheibe des Mikrokosmos ist in Abbildung 6.2-5 aufgezeigt und wird in Anhang (E) ausführlich beschrieben. Außerdem wird eine detaillierte Beschreibung der Komponenten des Versuchsaufbaus vorgenommen.

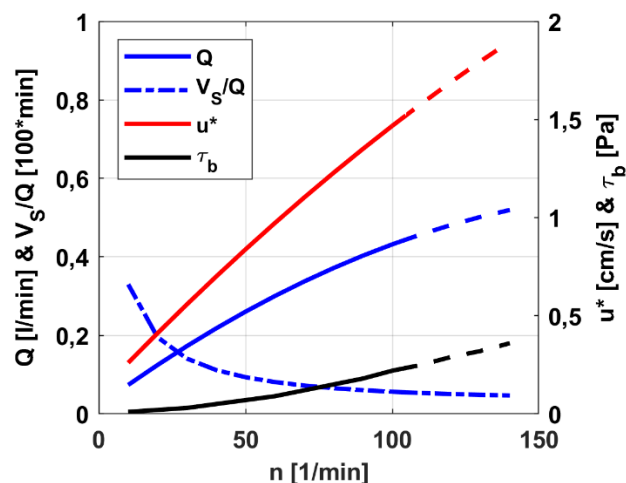


Abbildung 6.2-5: Zusammenhang der Belastungsgrößen des GEMS und C-GEMS Systems: Pumprate Q , Sohlschubspannungsgeschwindigkeit u^* Sohlschubspannung τ_b und Drehzahl n der Rührscheibe

Wie bereits in Abbildung 6.2-2 aufgezeigt, besteht das C-GEMS aus den Komponenten:

1. Probe und Probenhalterung
2. Antrieb mit geschürzter Rührscheibe nach Gust (Gust 1989; Thomsen und Gust 2000)
3. Messkammer (MK) mit Trübungs- und Dichtemessung
4. Pumpen & Steuerungseinheit.

Der von Gust und Meyer (2019) für den GEMS kalibrierte Zusammenhang ist auch für das C-GEMS Verfahren weiter gültig, da die Strömungseigenschaften des Aufbaus nicht verändert wurden.

6.2.3. Durchführung und Übersicht

Im Rahmen der vorliegenden Arbeit wurde ein Mikrokosmos nach Gust entsprechend der Vorgaben des Herstellers beschafft. Anschließend wurde die Weiterentwicklung des GEMS zum C-GEMS konzipiert, gebaut und getestet.

Die ersten Versuche galten der Entwicklung und Optimierung des Versuchsablaufs. Die Erosionsversuche, deren Daten für die Auswertung und Interpretation des Erosionsverhaltens verwendet werden, sind in Tabelle E.1 im Anhang (E) dokumentiert. Darin finden sich Angaben zu den verwendeten Proben, Absetzzeiten, Initialdichten, Initialkonzentrationen, zur Dichte des Versuchswassers, dem Salzgehalt, der Temperatur zu Beginn und Ende eines Versuchs, der Anzahl der Belastungsstufen und der angesetzten Belastungsstufendauer.

Insgesamt wurden 87 Erosionsversuche durchgeführt. 20 Versuche wurden an BB-Proben und 67 Versuche an NH-Proben vorgenommen. Der überwiegende Teil der Erosionsversuche wurde an NH-Proben durchgeführt, da Flüssigschlick während der Messkampagnen vor allem im Abschnitt Nordenham auftrat und somit die Sedimentzusammensetzung eher den durch die Fragestellung definierten Verhältnissen (frisch deponierte Sedimente) entspricht, als bei den konsolidierten Sedimenten des Bleker Bogens. 72 Versuche wurden mit einer Belastungsstufendauer (Dauer, in der eine definierte Belastung konstant gehalten wird) von $t_B = 30 \text{ Min}$ durchgeführt. Diese Zeitspanne wurde festgelegt, damit sich innerhalb jeder Belastungsstufe ein messbares Konzentrationsgleichgewicht einstellen kann. 15 Versuche wurden mit abweichender Belastungsstufendauer t_B durchgeführt ($t_B < 30 \text{ Min}$ oder alternierend). Insgesamt wurden 38 Versuche mit Absetzzeiten (Dauer zwischen Probenerzeugung und Erosionsbeginn) von maximal 2 h durchgeführt. Diese Versuche dienten der Untersuchung des Einflusses der Zusammensetzung der Proben (insbesondere NH vs. BB) und der Initialdichte der Suspension. 49 Versuche wurden nach längeren Absetzzeiten durchgeführt, um den Einfluss der Konsolidierung auf den Erosionsprozess zu untersuchen. Einige der Erosionsversuche wurde in Zusammenarbeit mit Studierenden durchgeführt, welche den Erfolg der vorliegenden Arbeit im Rahmen Ihrer Abschlussarbeit unterstützten (Ortmüller 2021; Spijker 2022).

Im Fokus der Auswertung stehen die Ergebnisse zur Wirkungsweise des neuen C-GEMS und zum Einfluss der Initialdichte und der Absetzdauer auf die charakteristischen Größen des Erosionsverhaltens. Während eines Versuchs werden die nachfolgend aufgelisteten Messgrößen erhoben:

- Trübung der Suspension in der Messkammer [1 / s]
- Dichte der Suspension in der Messkammer [1 / 5 min]
- Temperatur [°C] in der Messkammer [1 / 5 min]
- Lage der Lutokline [cm]

Die Temperatur wird zur Korrektur der Wasserdichte bei der Konzentrationsbestimmung auf Basis von Dichtemessungen herangezogen. Die gemessenen Daten werden zur Beschreibung des Konsolidierungs- und Erosionsprozesses der Proben verwendet (vgl. Abbildung 6.1-1). Aus den Messungen während eines Versuchs werden die zeitlichen Entwicklungen der Lage der Lutokline, der Sedimentkonzentration, der Erosionsrate, der erodierten Gesamtmasse sowie die kritische Schubspannung für den Erosionsbeginn und für Massenerosion sowie der Erosionsmodus abgeleitet.

6.2.4. Ergebnisse

In den folgenden Abschnitten wird das Erosionsverhalten natürlicher Sedimente aus der Trübungszone des Weserästuars anhand experimenteller Untersuchungen an Natur- und an Laborproben beschrieben.

Zunächst werden relevante Eigenschaften des neu entwickelten Mikrokosmos-Systems C-GEMS untersucht und beschrieben. In einem ersten Schritt wird in Kapitel 6.2.4.1 die Latenz untersucht, die zwischen einer Belastungsänderung und einer messbaren Konzentrationsänderung auftritt. In Kapitel 6.2.4.2 wird anschließend die Reproduzierbarkeit der Ergebnisse von Laborproben betrachtet, bevor in Kapitel 6.2.4.3 das Erosionsverhalten von Naturproben beschrieben und in Kapitel 6.2.4.4 mit dem von Laborproben verglichen wird. In 6.2.4.5 und 6.2.4.6 wird das Erosionsverhalten in Abhängigkeit des Feststoffanteils und der Absetzzeit beschrieben. Die Darstellung der Ergebnisse der Erosionsuntersuchungen werden in Kapitel 6.2.4.7. mit der Ableitung kritischer Erosionsschubspannungen für die zuvor dargelegten Erosionsversuche abgeschlossen.

6.2.4.1. Latenz des C-GEMS

Zwischen dem Auftreten der Erosion und der Messung einer Konzentrationsänderung liegt eine Latenzzeit, da das erodierte Sediment erst durch das Schlauchsystem zum Sensor gelangen muss. Die Latenzzeit nimmt mit zunehmender Belastung ab, da mit der Anzahl der Umdrehungen der Rührscheibe auch die Pumprate erhöht wird. Wie Abbildung 6.2-5 zeigt, führt dies zu einer Verringerung des Verhältnisses zwischen dem Suspensionsvolumen in der Erosionskammer V_s und der Pumprate Q . Dieses Verhältnis bestimmt somit die Zeit t_{Umw} , die zur Umwälzung des Gesamtvolumens in der Erosionskammer benötigt wird. Die Umwälzzeit verschiebt sich von ca. $t_{Umw} = 30 \text{ Min}$ in Stufe 1 auf ca. $t_{Umw} = 4,5 \text{ Min}$ in Stufe 14.

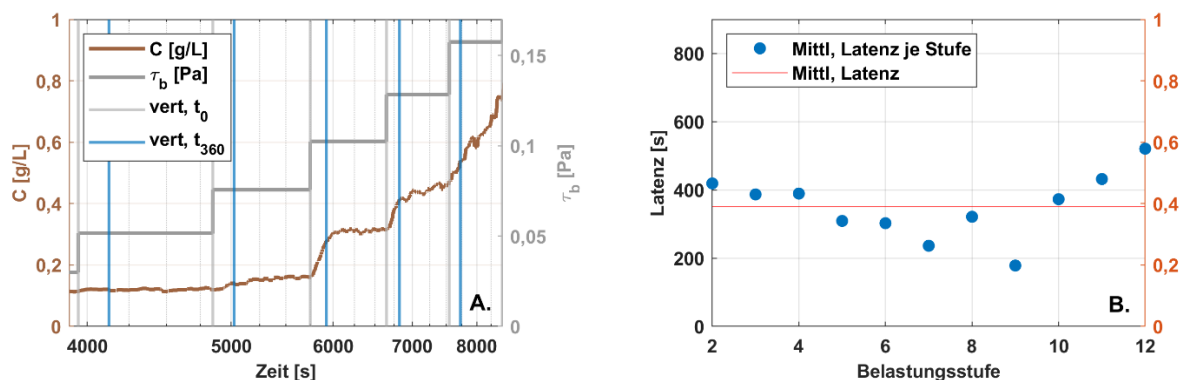


Abbildung 6.2-6: Abschnitt A (links): Zeitlicher Verlauf der Sedimentkonzentration C gegenüber der aufgetragenen Sohlschubspannung τ_b bei Erosionsversuchen und Darstellung der mittleren Latenz (braune Linien) zwischen Belastungsstufenänderung (graue Vertikallinien) und festgestelltem Konzentrationsanstieg; Abschnitt B (rechts): Mittlere Latenzzeit je Belastungsstufe über alle Erosionsversuche hinweg

Durch die zentrale Absaugung in der rotierenden Strömung kommt es zu konzentrischen Bewegungen der erodierten Partikel, damit diese bereits nach kurzer Zeit in die Messkammer transportiert werden können und Änderungen der Sedimentkonzentration deutlich vor einer vollständigen Volumenumwälzung zu erwarten sind. Zur Abschätzung dieser Zeitdauer wurden Versuche mit möglichst idealtypischem Verlauf hinsichtlich der Latenzzeit ausgewertet. Abbildung 6.2-6 in Abschnitt A zeigt exemplarisch den Verlauf der Sedimentkonzentration gegenüber ausgewählten Belastungsstufen eines Versuchs. Die Belastungsänderungen (graue Vertikallinien) und der damit verbundene Konzentrationsanstieg (blaue Vertikallinien) sind im Abstand von je 350

Sekunden dargestellt. Wie Abbildung 6.2-6 in Abschnitt B verdeutlicht, entspricht dieser Zeitabstand dem Mittelwert der Latenz über alle Belastungsstufen und über alle Versuche hinweg.

Die Abbildung veranschaulicht, dass ein Konzentrationsanstieg bereits bei geringen Pumpraten auch nach kurzer Zeit messbar ist und die Latenz im Verhältnis zur Belastungsstufendauer relativ gering ist. Der Mittelwert der Latenzzeit über alle Versuche hinweg liegt unterhalb einer Dauer von sechs Minuten. Insofern kann der Einfluss der Latenz als nicht wesentlich für die Beobachtung des Erosionsverhaltens im Sinne der Detektion einer kritischen Schubspannung eingestuft werden. Da sich über die Vielzahl der Erosionsversuche ebenfalls gezeigt hat, dass die Verläufe der Sedimentkonzentration im Wesentlichen dem idealtypischen Verlauf aus Abbildung 6.2-4 entsprechen, solange keine Massenerosion eintritt. Für die weitere Auswertung der Versuche hinsichtlich des Erosionsverhaltens wird die Latenz daher nicht einbezogen. Für zukünftige Versuche wird empfohlen, das Volumen der Messkammer zu reduzieren, um Konzentrationsänderungen früher messen zu können.

6.2.4.2. Reproduzierbarkeit

Nachdem sichergestellt ist, dass die gewählten Versuchsrahmenbedingungen den beobachteten Erosionsprozess hinsichtlich der abgeleiteten Parameter nicht negativ beeinflussen, muss für den Versuchsaufbau die Reproduzierbarkeit einzelner Versuche gewährleistet werden. Dies ist eine Grundvoraussetzung für Versuchsaapparaturen, mit denen systematische Laboruntersuchungen zur Sensitivität einzelner Einflussparameter durchgeführt werden sollen.

Für das C-GEMS wird die Reproduzierbarkeit der Ergebnisse durch die Wiederholung von Versuchen an Proben mit gleichen Anfangseigenschaften nachgewiesen. Die Eigenschaften der Proben sollen für die untersuchte Fragestellung repräsentativ sein. Als wesentliches Kriterium für den Vergleich von Labor- und Naturproben wurde die Dichte festgelegt. Es wurden daher Laborproben verwendet, deren Initialdichte mit den in situ an Naturproben bestimmten Dichten im Übergangsbereich zwischen Wassersäule und Gewässersohle vergleichbar ist. Das heißt, dass die Dichten etwa die Phasengrenzen von stationärem Flussschlick abdecken sollten (vgl. Kapitel 4.1).

Um nachzuweisen, dass sich das Erosionsverhalten auch über einen Zeitraum von bis zu einem Tag vergleichbar entwickelt, wurden die Laborproben mit gleichen Anfangseigenschaften wiederholt einer Sedimentationszeit ausgesetzt, die der Dauer von bis zu zwei Tiden entspricht, und erst danach untersucht. Abbildung 6.2-7 (A und B) und Abbildung 6.2-8 (C und D) zeigen die Ergebnisse der Versuchsreihen für NH-Laborproben mit zwei unterschiedlichen Initialdichten, $\rho_0 \sim 1060 \text{ kg/m}^3$ und $\rho_0 \sim 1125 \text{ kg/m}^3$, und zwei Absetzzeiten, $t_a = 3 \text{ h}$ bzw. $t_a = 18/24 \text{ h}$.

Anhand des Vergleichs der Ergebnisse lassen sich Aussagen zur Beantwortung der folgenden Fragen treffen:

- (A) Ist das in laborbasierten Erosionsversuchen mit kontrollierten Rahmenbedingungen beobachtete Verhalten reproduzierbar?
- (B) Entspricht das beobachtete Verhalten dem in Abbildung 6.2-4 skizzierten theoretisch zu erwartenden Erosionsverhalten?
- (C) Wie groß ist die Schwankungsbreite der beobachteten Sedimentkonzentrationen und Erosionsraten zwischen den Wiederholungsversuchen?

Alle Ergebnisse zeigen prinzipiell eine gute Übereinstimmung mit dem theoretischen Konzentrationsverlauf (vgl. Abbildung 6.2-4). Für die Sedimentkonzentration zeigt sich bereits bei geringen Belastungsstufen der erwartete asymptotische Verlauf mit stark ansteigenden Sedimentkonzentrationen zu Beginn einer Belastungsstufe und einem Abflachen der Kurve zum Ende einer Belastungsstufe.

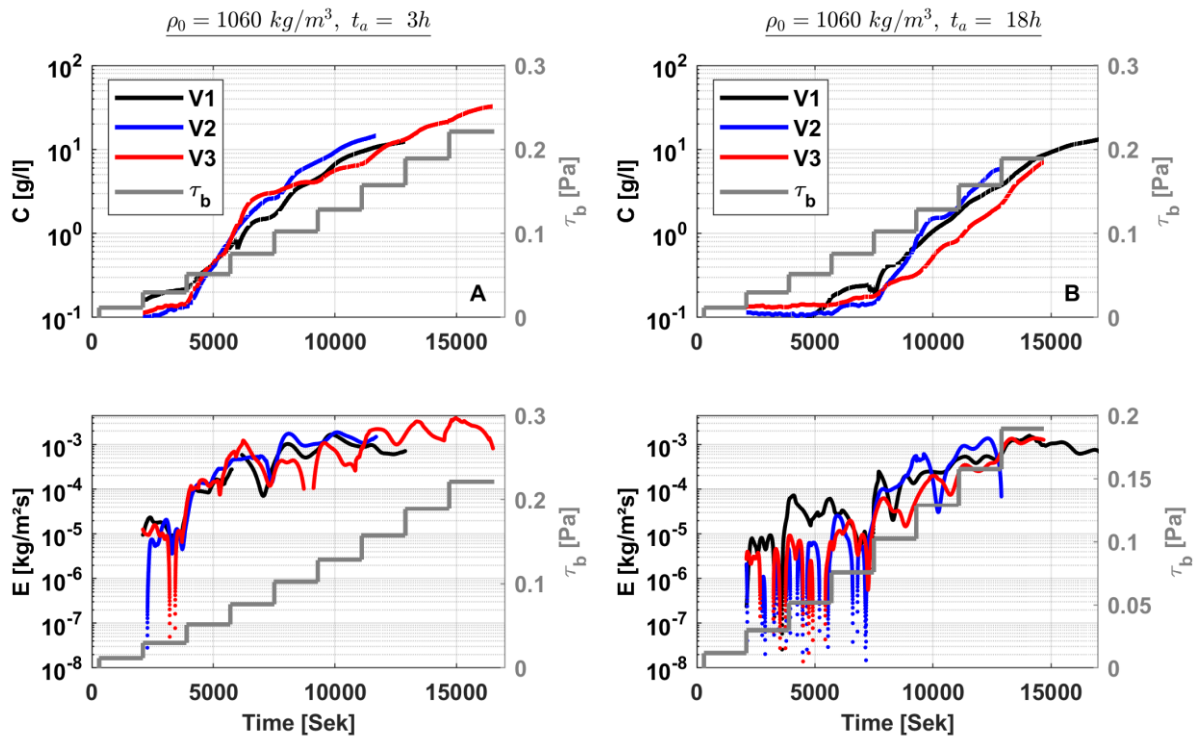


Abbildung 6.2-7: Verlauf der Sedimentkonzentration C , der aufgetragenen Sohlschubspannung τ_b und der Erosionsrate E bei Einzelversuchen mit Dichten von $\rho_0 = 1060 \text{ kg/m}^3$ und Absetzzeiten von $t_a = 3 \text{ h}$ (A – links) sowie mit Dichten von $\rho_0 = 1060 \text{ kg/m}^3$ und Absetzzeiten von $t_a = 18 \text{ h}$ (B - rechts), überarbeitet aus (Patzke et al. 2022a)

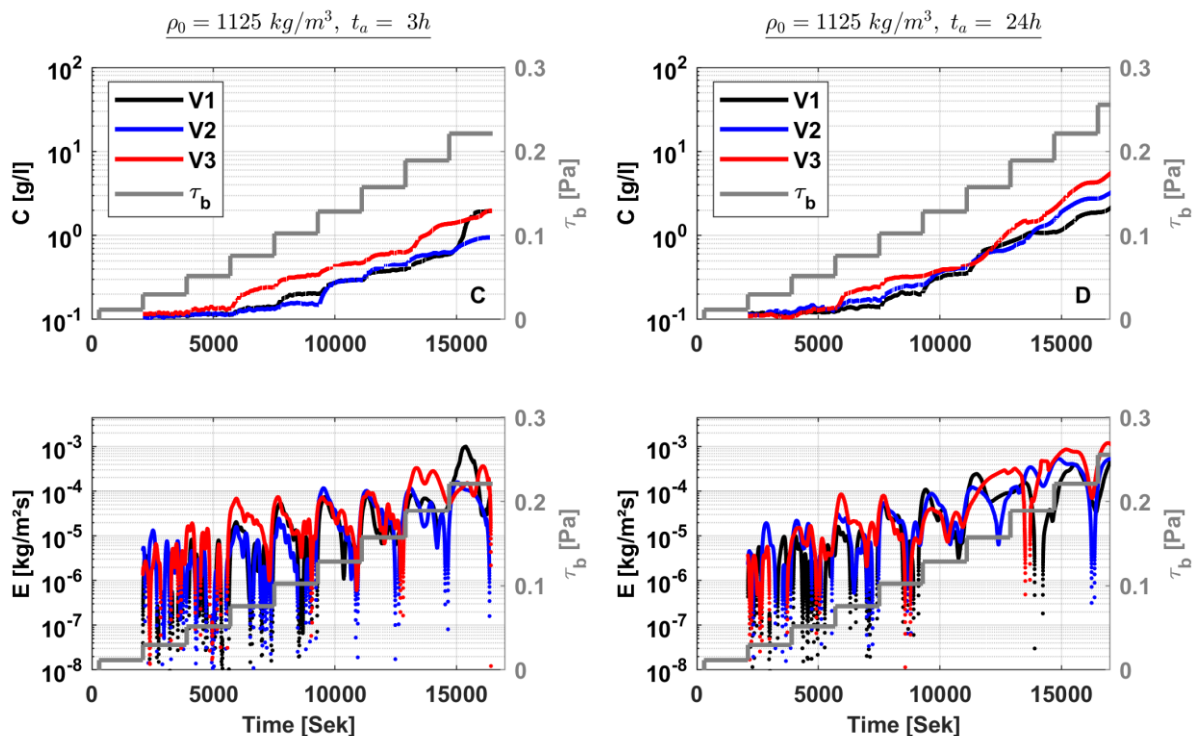


Abbildung 6.2-8: Verlauf der Sedimentkonzentration C , der aufgetragenen Sohlschubspannung τ_b und der Erosionsrate E bei Einzelversuchen mit Dichten von $\rho_0 = 1125 \text{ kg/m}^3$ und Absetzzeiten von $t_a = 3 \text{ h}$ (C - links) sowie mit Dichten von $\rho_0 = 1125 \text{ kg/m}^3$ und Absetzzeiten von $t_a = 24 \text{ h}$ (D - rechts), überarbeitet aus (Patzke et al. 2022a)

Übertragen auf die Erosionsrate bedeutet dies, dass die Erosionsrate bei einer Belastungsänderung zunächst stark ansteigt und gegen Ende einer Belastungsstufe auf nahezu null abfällt. Schwankungen und Abweichungen von diesem idealtypischen Verlauf werden auf die in der Praxis nicht vollständig homogenen Eigenschaften der Ablagerungen sowie turbulenzbedingte Schwankungen der aufgetragenen Sohlschubspannungen zurückgeführt.

Die Verläufe der Sedimentkonzentration C und der Erosionsrate E innerhalb der Wiederholungsversuchsreihen sind sehr ähnlich und weisen nur geringe Schwankungen auf. Die Schwankungen liegen wiederum in einem Bereich, der für natürliches Material zu erwarten ist. Die Charakteristik der Kurven spiegelt ein bestimmtes Erosionsverhalten in Abhängigkeit der gewählten Probenanfangsbedingungen wider. Durch die Darstellung der Erosionsrate als Gradient der Sedimentkonzentration erscheinen die Unterschiede im Verlauf der Erosionsraten größer. Bemerkenswert ist, dass die Größenordnung der Erosionsraten der Wiederholungsversuche insbesondere für die ersten ca. sechs Belastungsstufen unabhängig von der Probenvorbehandlung sehr gut übereinstimmt. Innerhalb dieser Stufen wird das Kriterium für den Erosionsbeginn in der Regel überschritten. Dies bedeutet, dass der Erosionsbeginn reproduzierbar ist. Erst mit zunehmender Intensität des Erosionsprozesses treten größere Schwankungen der Erosionsraten auf, die auf die allgemeine Variabilität der Eigenschaften des natürlichen Materials zurückgeführt werden.

Die detaillierte Analyse liefert zudem einige grundlegende Erkenntnisse. Bei den Versuchen mit Initialdichten nahe bzw. unterhalb des Gelpunkts (A und B) lässt sich unabhängig von der Absetzzeit ein Erosionsbeginn in den Laststufen drei bis vier feststellen. Dies entspricht einer kritischen Erosionsschubspannung von $\tau_{cr} = 0,05 - 0,07 \text{ Pa}$. Die ermittelten Erosionsraten liegen im Bereich von $E \sim 10^{-4} \text{ kg/m}^2\text{s}$. Bei Versuchen mit einer Suspension der Dichte von 1060 kg/m^3 und einer Absetzzeit von 3 h (A) manifestiert sich der Beginn der Massenerosion bereits in der vierten Belastungsstufe, entsprechend der kritischen Erosionsschubspannung von $\tau_{cr,E_M} \sim 0,07 \text{ Pa}$. Die ermittelten Massenerosionsraten erreichen Werte von bis zu $E_M = 4 \times 10^{-3} \text{ kg/m}^2\text{s}$. Nach einer Absetzzeit von 18 h (B) manifestiert sich die Massenerosion bei einer Probe derselben Initialdichte erst in der fünften bzw. sechsten Belastungsstufe. Dies entspricht einer kritischen Erosionsschubspannung von $\tau_{cr,E_M} = 0,1 - 0,12 \text{ Pa}$ und kann ebenfalls zu Erosionsraten von bis zu $E_M = 4,5 \times 10^{-3} \text{ kg/m}^2\text{s}$ führen. Auf Basis der Erkenntnisse aus den Depositions- und Konsolidierungsversuchen zum zeitlichen Verlauf der Lage der Lutokline sowie den zeitabhängigen Dichtetiefenprofilen lässt sich ableiten, dass die Suspension innerhalb der Absetzzeit von 18 h den Kontraktionspunkt überschritten hat, was mit einer Erhöhung des Erosionswiderstands einhergeht (vgl. Kap. 3.5).

Die Versuche an Laborproben mit Initialdichten am oberen Ende des Bereichs für stationären Flüssigschlick (Abbildung 6.2-8, Abschnitt C und D) zeigen ein vergleichbares Erosionsverhalten wie Proben mit längerer Absetzzeit aber geringerer Initialdichte (Abbildung 6.2-7, Abschnitt B). Auch hier setzt die Erosion analog zu $\tau_{cr,E_F} = 0,07 \text{ Pa}$ in der vierten Belastungsstufe ein, während Massenerosion frühestens in der siebten Laststufe mit Erosionsschubspannungen von $\tau_{cr,E_M} = 0,15 \text{ Pa}$ erreicht wird. Der für die Massenerosion festgelegte Grenzwert wird bei Laststufe sieben zwar noch knapp unterschritten, es ist aber bereits ein sprunghafter Anstieg der Erosionsraten zu beobachten. Wird der Grenzwert für die Massenerosion schließlich in Stufe 8 (Abschnitt C) überschritten, erreicht die Massenerosion Raten von bis zu $E_M = 5 \times 10^{-3} \text{ kg/m}^2\text{s}$.

Auf Basis der dargestellten Ergebnisse aus diesem sowie Kapitel 6.1 kann festgehalten werden, dass das Erosionsverhalten im Labor erzeugter Proben reproduzierbar ein naturähnliches Verhalten aufweist. Diese Erkenntnis bildet die Grundlage für die nachfolgend erläuterten systematischen Parameterstudien, welche mit den im Labor erzeugten Proben durchgeführt wurden.

6.2.4.3. Quasi-in-situ-Erosionsverhalten von Naturproben

Im Rahmen der vorliegenden Arbeit wurde eine Methodik entwickelt, die es ermöglicht, Sedimentproben mit weitgehend ungestörter Lagerung aus der Fahrrinne der Trübungszone von Ästuaren unmittelbar nach der Entnahme hinsichtlich ihres Erosionsverhaltens zu untersuchen. Die Darstellung der Methodik und die Ergebnisse der Anwendung im Weserästuar wurden erstmals in Patzke et al. (2022a) veröffentlicht und werden im Folgenden zusammengefasst.

Bei Messkampagne MW-III (vgl. Tabelle B.1) konnte die Methodik erstmals an jeweils zwei Proben der Entnahmestandorte ES-I (Nordenham, NH) und ES-II (Blexer Bogen, BB) angewandt werden. Dies stellt insofern einen bemerkenswerten Fortschritt dar, da bisher keine Studien bekannt sind, die ungestörte Kerne kohäsiver Sedimente aus der Fahrrinne mit beträchtlichen Wassertiefen hinsichtlich ihres Erosionsverhaltens unmittelbar nach Probennahme quasi in situ analysiert haben. Aufgrund der Tatsache, dass in dem entwickelten Versuchsstand jeweils nur eine Probe untersucht werden kann, erfolgten die Quasi-in-situ-Versuche sequenziell. Die Analyse der Proben BB-35 und NH-33 erfolgte jeweils am Tag der Sedimententnahme. Die Versuchsdauer war jedoch durch die Rahmenbedingungen am Standort limitiert, was die Anzahl der realisierbaren Belastungsstufen einschränkte. Die Proben BB-37 und NH-31 wurden mit einem Zeitversatz von ca. 24 h zur Entnahme untersucht. Im Rahmen dieser Versuche konnten weitere Belastungsstufen gefahren und somit höhere Sohlschubspannungen aufgebracht werden. Versuchsübergreifend wurde bei sämtlichen Proben jeweils mindestens die sechste Belastungsstufe erreicht, was einer Sohlschubspannung von $\tau_b = 0,12 \text{ Pa}$ entspricht. Die Resultate der Analysen sind in Abbildung 6.2-9 dargestellt.

Die Sedimente der Entnahmestelle ES-II im Blexer Bogen (BB-Proben) weisen knapp unterhalb der Lutokline eine Dichte von ca. 1200 kg/m^3 auf, während die Sedimente der Entnahmestelle ES-I in Nordenham (NH-Proben) mit ca. 1100 kg/m^3 eine geringere Dichte aufweisen (vgl. Abbildung 6.4-2). Dementsprechend unterscheidet sich auch das Erosionsverhalten.

Die Konzentrationsverläufe für die Naturproben der Entnahmestelle im Blexer Bogen (schwarze und blaue Linie in Abbildung 6.2-9) sind trotz des zeitlichen Versatzes von 24 h sehr ähnlich. Für die BB-Proben ist ab einer Sohlschubspannung τ_b von $0,05 \text{ Pa}$ ein zeitlich relativ konstanter Anstieg der Sedimentkonzentration zu beobachten, wobei die kritische Grenze für den Erosionsbeginn (vgl. Kapitel 6.2.1.5) als Folge der Sohlschubspannungsbelastung von $\tau_b = 0,07 \text{ Pa}$ in Stufe 4 überschritten wird. In den folgenden Stufen steigt die Konzentration weitgehend nach dem in Abbildung 6.2-4 gezeigten idealisierten Verhalten an. In der achten Belastungsstufe ($\tau_b = 0,18 \text{ Pa}$) werden bei beiden Versuchen mit Proben der Entnahmestelle Blexer Bogen Konzentrationen von ca. $C \sim 1,5 \text{ g/L}$ ermittelt. Die Erosionsrate E beträgt dabei ca. $10^{-4} \text{ kg/m}^2\text{s}$ und ändert sich über die gesamte Versuchsdauer nur geringfügig. Die maximalen Erosionsraten liegen deutlich unterhalb der kritischen Grenze für Massenerosion von $E_M < 5 \cdot 10^{-4} \text{ kg/m}^2\text{s}$, d.h. der Beginn der Massenerosion wurde in diesen Versuchen nicht erreicht.

Die Analyse der Proben der Entnahmestelle ES-I bei Nordenham zeigt, dass sich bei einer Sohlschubspannung τ_b von $0,05 \text{ Pa}$ ein Anstieg der Sedimentkonzentration feststellen lässt. Dieser Anstieg ist jedoch nicht konstant, sondern nimmt bei einer Sohlschubspannung τ_b von circa $0,1 \text{ Pa}$ bis $0,12 \text{ Pa}$ sprunghaft zu und verbleibt dann auf hohem Niveau. Die diesem Niveau zugrunde liegende Erosionsrate E beträgt circa $5 \cdot 10^{-4} \text{ kg/m}^2\text{s}$ und ist somit nahezu fünfmal so hoch wie die Erosionsrate der Probe von der Entnahmestelle ES-I im Blexer Bogen bei gleicher Sohlschubspannungsbelastung. Die ermittelten Erosionsraten überschreiten die kritische Grenze für Massenerosion, was darauf hinweist, dass Massenerosion stattfindet. Die kritische Sohlschubspannung für Massenerosion liegt bei etwa $0,1 \text{ Pa}$ wobei Erosionsraten von $10^{-3} \text{ kg/m}^2\text{s}$ nicht überschritten werden. Als Ursache für den Unterschied in der Sohlschubspannung zwischen den

NH-Proben wird die etwa 22-stündige längere Absetzzeit der Probe NH-31 im Vergleich zur Probe NH-33 angenommen.

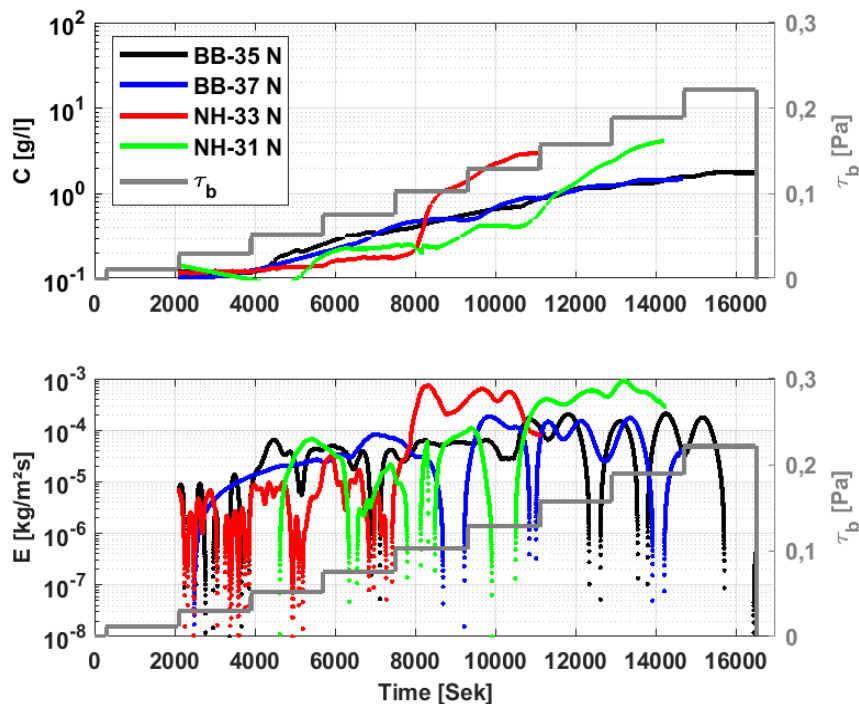


Abbildung 6.2-9: Verlauf der Sedimentkonzentration C , der Sohlschubspannung τ_b und der Erosionsrate E bei Quasi-in-situ-Erosionsversuchen an den Naturproben BB-35, BB-37, NH-31 und NH-33; aufgrund einer Gerätefehlfunktion sind für einige Belastungsstufen keine Konzentrationsverläufe dargestellt: Dies betrifft bei den Proben BB-35, BB-37 und NH-33 jeweils die erste Stufe, bei Probe NH-31 die ersten drei Stufen, überarbeitet aus (Patzke et al. 2022a)

Der Vergleich der Ergebnisse zeigt, dass für beide Standorte eine kritische Erosionsschubspannung von $\tau_{cr, E_F} \sim 0,05 - 0,07 \text{ Pa}$ festgestellt wurde, obschon die Dichtetiefenprofile und insbesondere die nahe der Lutokline gemessene Dichte signifikante Abweichungen untereinander aufweisen. Die nach Einsetzen der Erosion auftretenden Erosionsraten E_F betragen etwa $5 \cdot 10^{-5} \text{ kg/m}^2\text{s}$. Im weiteren Verlauf des Versuchs zeigen die Proben standortspezifische Unterschiede im Verhalten. In beiden Versuchen mit BB-Proben ist die Sedimentkonzentration ab Stufe 3 signifikant höher als in den beiden Versuchen mit NH-Proben. Dies lässt den Schluss zu, dass bis zu dieser Stufe bereits mehr Material erodiert wurde. In den nachfolgenden Belastungsstufen (ab Stufe 4) weisen die BB-Proben in jeder Stufe Erosionsraten in ähnlicher Größenordnung auf. Demgegenüber zeigen die NH-Proben ab Stufe 5 (Probe NH-33) bzw. 7 (Probe NH-31) ein geändertes Erosionsverhalten. Die Konzentrationen steigen sprunghaft an und die Erosionsraten übersteigen in dieser und den folgenden Belastungsstufen die definierten Werte für Massenerosion.

Als wesentlicher Faktor für die beobachteten standortspezifischen Unterschiede im Erosionsverhalten, insbesondere hinsichtlich der Unterschiede in Bezug auf die Massenerosion, wird die Gesamtdichte der Proben nahe der Lutokline identifiziert.

6.2.4.4. Vergleich von Natur- und Laborproben

In einem nächsten Schritt wird nun das Erosionsverhalten von Natur- und Laborproben verglichen. Abbildung 6.2-10 zeigt dazu eine Auswertung, in der die Konzentrationsverläufe der Naturproben mit denen ausgewählter Laborproben verglichen werden. Erosionsversuche an Naturproben werden in der Abbildung durch ein „N“ am Ende der Probenkennung markiert.

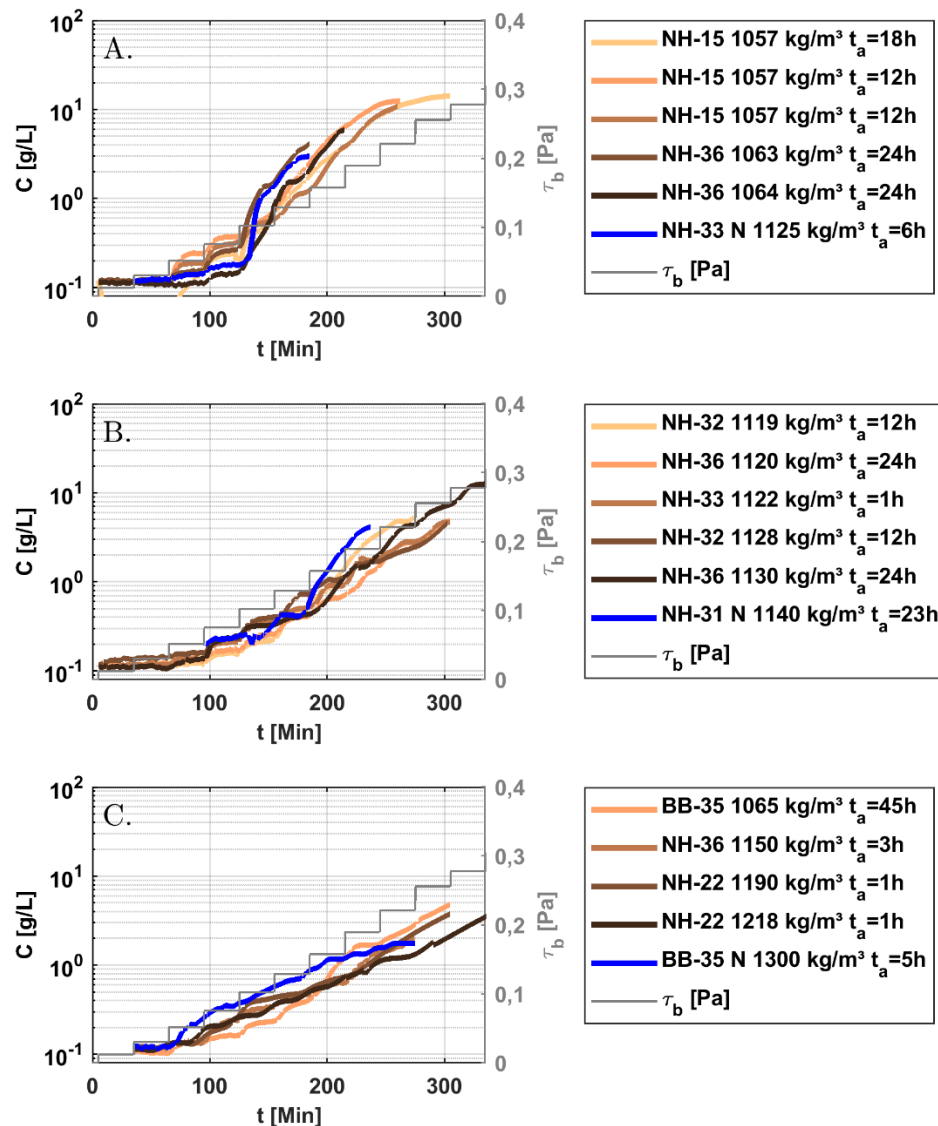


Abbildung 6.2-10: Vergleich der Erosionsversuche anhand der Verläufe der Sedimentkonzentration C über die Versuchsdauer an Natur- (blau) und an Laborproben (Brauntöne); Die Zeitangabe t_a gibt bei Naturproben (N) die Zeitspanne zwischen Kernentnahme und Beginn der Erosionsuntersuchung und bei Laborproben die Zeitspanne zwischen Herstellung der Probe und Beginn der Erosionsuntersuchung an (Absetzzeit)

Zum Vergleich werden die Ergebnisse von Naturproben aus zwei unterschiedlichen Dichtebereichen herangezogen. In Abschnitt A wird die Naturprobe NH-33 mit einer mittleren Gesamtdichte von 1125 kg/m^3 , in Abschnitt B die Naturprobe NH-31 mit einer mittleren Gesamtdichte von 1140 kg/m^3 und in Abschnitt C die Naturprobe BB-35 mit einer Gesamtdichte von 1300 kg/m^3 verglichen.

Während bei Probe BB-35 nach Einsetzen der Erosion in Stufe 3 der Anstieg der Sedimentkonzentration relativ linear auf logarithmischer Skala verläuft, weisen die Proben NH-33 und NH-31 sprunghafte Anstiege der Sedimentkonzentration in den Stufen 5 bzw. 7 und insgesamt einen größeren Gradienten der Sedimentkonzentration auf. Das an Naturprobe BB-35 beobachtete Verhalten kann mit Laborproben reproduziert werden, die Anfangsdichten im Bereich von Schlickablagerungen im konsolidierenden Zustand aufweisen. Weiterhin kann das Verhalten

reproduziert werden, wenn Laborproben mit geringen Initialdichten mit Eigenschaften mobilen bzw. stationären Flüssigschlicks erzeugt und vor der Erosionsuntersuchung einer Absetzzeit von etwa zwei Tagen ausgesetzt werden. Wie die Konsolidierungsuntersuchungen aus Kapitel 6.4.4 zeigen, gelangen sonst unbeeinflusste Flüssigschlicke innerhalb dieses Zeitraums in den Zustand einer konsolidierenden Schlickablagerung. Das an den Proben NH-33 und NH-31 beobachtete Verhalten kann mit Laborproben reproduziert werden, die Anfangsdichten in einem ähnlichen Bereich aufweisen oder mit Laborproben, deren Anfangsdichte im Grenzbereich zwischen mobilem und stationärem Flüssigschlick liegt und eine Absetzzeit von mindestens 12 h eingehalten wird.

Insgesamt zeigen die Ergebnisse, dass das Erosionsverhalten von Naturproben durch Laborproben reproduziert werden kann, wenn deren Herstellung und Vorbehandlung auf die Eigenschaften der Naturprobe abgestimmt sind. Die systematische Untersuchung des Erosionsverhaltens natürlicher Sedimente an Laborproben unterschiedlicher Dichte kann daher als weitgehend übertragbar angesehen werden.

6.2.4.5. Abhängigkeit vom Feststoffanteil

In den vorigen Abschnitten wurde gezeigt, dass die Ergebnisse von Erosionsversuchen im Labor wiederholbar und gleichzeitig vergleichbar zu Ergebnissen von Quasi-in-situ-Versuchen im Feld an Naturproben sind. In diesem Abschnitt wird nun die Abhängigkeit des Erosionsverhaltens von der Dichte bzw. dem Feststoffanteil anhand von Versuchen an Laborproben untersucht.

Im Rahmen dieser Untersuchung wurde eine Versuchsreihe mit sechs Laborproben durchgeführt, die aus der Naturprobe NH-22 generiert wurden und deren Feststoffanteil durch Verdünnung systematisch variiert wurde. Die Naturprobe NH-22 besteht aus Sedimenten mit einer Mischdichte von ca. $\rho_b = 1350 \text{ kg/m}^3$ mit einem Schlickanteil von 86 % und einem Sandanteil von 14 %, vgl. Tabelle C.2 im Anhang. Die Anteile der Kornfraktionen wurden bei der Erzeugung der Teilproben nicht verändert. Die Auswahl von Probe NH-22 ermöglichte die Generierung einer ausreichenden Menge an Sedimenten für die Erstellung der Teilproben sowie die Aufrechterhaltung der homogenen Kornverteilung innerhalb der Proben.

Die Absetzzeit der erzeugten Laborproben beträgt eine Stunde. Dieser zeitliche Abstand zur Probenherstellung ist notwendig, um nach dem Einbau der Probe in den Versuchsstand die Vorbereitungen für den Versuchsbeginn treffen zu können. Die für diese Versuchsreihe festgelegten Feststoffgehalte basieren auf der Bandbreite, die bei Untersuchungen an natürlichen Proben im oberen Bereich der Sedimentkerne am Übergang zur Wassersäule beobachtet wurde. Die Ergebnisse dieser Untersuchungen sind in Abbildung 6.2-11 zusammengefasst, in der die Datenpunkte entsprechend dem Feststoffanteil eingefärbt sind und mit zunehmendem Feststoffanteil dunkler werden. Die Abbildung zeigt auf der linken Seite (A) den Anstieg der Sedimentkonzentration und auf der rechten Seite (B) die Erosionsrate in Abhängigkeit von der Sohlschubspannungsbelastung.

Der Anstieg der Sedimentkonzentration verläuft für alle Versuche weitgehend linear im loglog-Raum, unabhängig vom Feststoffanteil der Probe. Der Anstieg der Erosionsraten zeigt bei grundsätzlich ähnlichem Verhalten eine größere Streuung. Auffällig ist dabei, dass die Steigung der gedachten Regressionsgeraden insbesondere bei den Sedimentkonzentrationen über alle Versuche hinweg nahezu identisch ist. Es ist daher zu erwarten, dass dieser feststoffunabhängige charakteristische Verlauf des Erosionsprozesses gut durch eine Potenz- oder eine Exponentialfunktion abgebildet werden kann.

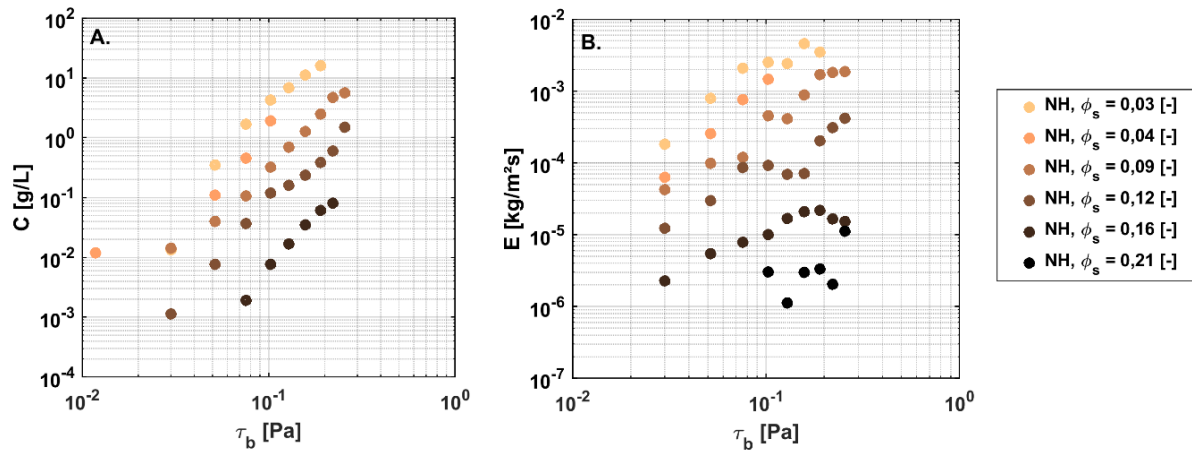


Abbildung 6.2-11: Verlauf der Sedimentkonzentration C (links) und der Erosionsrate E (rechts) über die aufgebrauchte Sohlschubspannung τ_b zur Darstellung des Erosionsverhaltens in Abhängigkeit des initialen Feststoffanteils ϕ_s des Sedimentgemischs aus NH-Laborproben

Neben dem charakteristischen Verlauf wird auch der Zusammenhang zwischen Feststoffanteil und Erosionsverhalten deutlich. Je höher der Feststoffanteil bzw. die Initialdichte der Probe ist, desto geringer ist das Niveau, auf dem der Konzentrationsanstieg über die Versuchsdauer verläuft. So werden bei den größten Feststoffanteilen von $\phi_s = 0,16 - 0,21$ Maximalkonzentrationen von nur etwa $0,1 \text{ g/L}$ erreicht, während bei Feststoffanteilen $\phi_s = 0,03$ zu Versuchsende mit $C_{\text{end}} > 10 \text{ g/L}$ mehr als das 100-Fache der Konzentration erreicht wurde. Bei einer größeren Schwankung innerhalb der Versuche verhalten sich die Erosionsraten analog und liegen in deinem Bereich von etwa $E = 10^{-6}$ bis $5 \cdot 10^{-3} \text{ kg/m}^2\text{s}$.

Analog zu den Auswertungen der Natur- und Laborproben in Kapitel 6.2.4.3 bestätigt sich auch in dieser Versuchsreihe, dass die kritische Erosionsschubspannung zunächst, also bei Flüssigschlickern unabhängig von der Dichte ist und für die meisten Proben ($\rho_b \leq 1175 \text{ kg/m}^3$ bzw. $\phi_s \leq 0,11$) im Bereich von $\tau_{\text{cr},E_F} = 0,07 \text{ Pa}$ liegt. Die kritische Erosionsschubspannung für Massenerosion dagegen steigt auch bei Proben mit geringem initialen Feststoffanteil mit der Dichte. Für Dichten ab 1200 kg/m^3 liegt die Grenze der Massenerosion jedoch bereits oberhalb der mit dem C-GEMS maximal erreichbaren Sohlschubspannungen von $\tau_{b,\text{max}} = 0,35 \text{ Pa}$.

6.2.4.6. Abhängigkeit von der Absetzzeit

In diesem Abschnitt wird das Erosionsverhalten von Laborproben der Suspensionstypen *Flüssigschlick mobil* und *Flüssigschlick stationär* in Abhängigkeit von der Absetzzeit untersucht und versuchsübergreifend bewertet. Die beiden Suspensionstypen wurden ausgewählt, da sie, wie in-situ-Messungen und die Ansprache von Naturproben gezeigt haben, typische Gemische darstellen, die sich bei Stauwasser auf der Gewässersohle ablagern. Die Charakterisierung der Eigenschaften dieser Suspensionen ist damit zentraler Gegenstand der Fragestellung dieser Arbeit, da das Erosionsverhalten und dessen zeitliche Veränderung von entscheidender Bedeutung für die Sohlbildung und die Verteilung der Sedimente in der Wassersäule ist.

Für diese Auswertung werden nur Proben vom Standort ES-I in Nordenham berücksichtigt. Die Betrachtung erfolgt nacheinander in den Flüssigschlickkategorien *mobil* und *stationär*. Für die Kategorie *Flüssigschlick mobil* (FSm) werden Feststoffanteile im Bereich von $\phi_s = 0,030$ bis $\phi_s = 0,042$ berücksichtigt. Die obere Grenze wird gegenüber den Angaben in Kapitel 4.1 geringfügig überschritten, da die Grenzen standortspezifisch sind und daher nicht allgemeingültig definiert werden können. Für die Kategorie *Flüssigschlick stationär* (FSs) werden Feststoffanteile im Bereich von

$\phi_s = 0,074$ bis $\phi_s = 0,097$ in die Betrachtung einbezogen. Die Bewertung des Erosionsverhaltens erfolgt anhand der ermittelten Erosionsraten.

Hierzu zeigt die Abbildung 6.2-12 die Bandbreite der mittleren (A) und maximalen (B) Erosionsrate E pro Belastungsstufe in Abhängigkeit von der aufgetragenen Sohlschubspannung τ_b für Laborproben des Suspensionstyps „mobiler Flüssigschlick“.

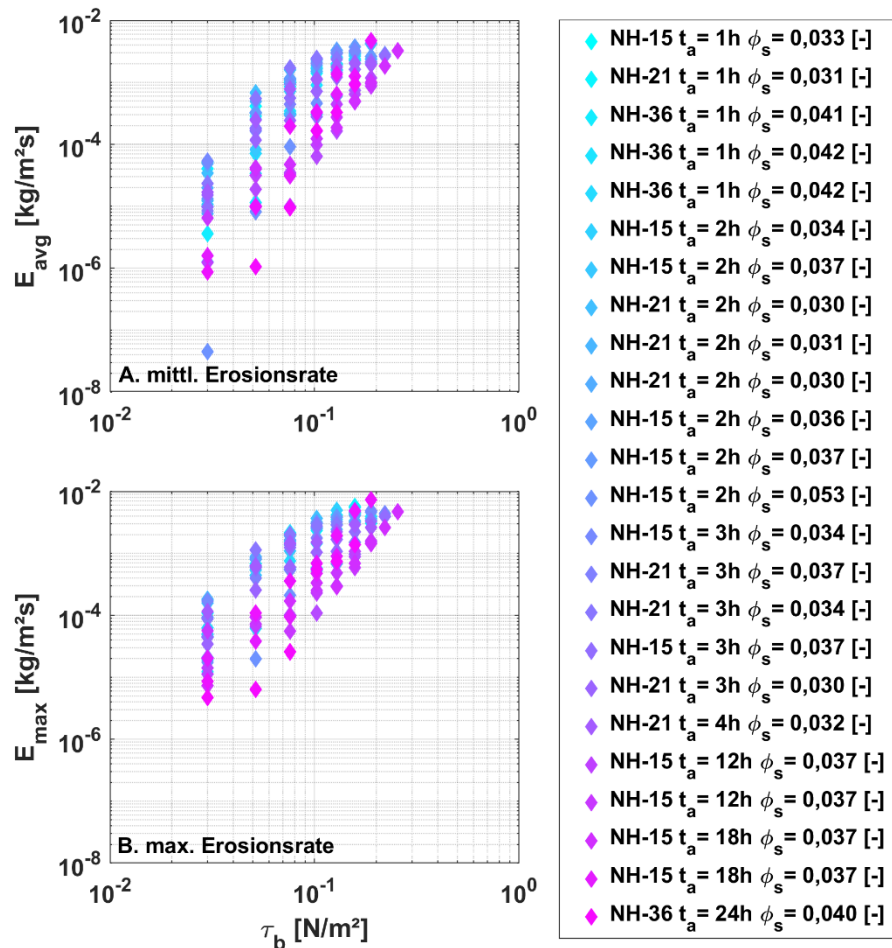


Abbildung 6.2-12: Verlauf der mittleren Erosionsrate E_{avg} (oben) und der maximalen Erosionsrate E_{max} je Laststufe bei NH-Laborproben der Kategorie Flüssigschlick mobil über die aufgetragene Sohlschubspannung τ_b zur Darstellung des Erosionsverhaltens in Abhängigkeit der Absetzzeit t_a von 1 – 24 h (von hellblau bis pink)

Die mittlere Erosionsrate stellt eine valide Größe zur Einordnung des Erosionsverhaltens innerhalb einer Belastungsstufe dar, wenn die Belastungsstufendauer sinnvoll gewählt ist, denn die mittlere Erosionsrate ist von der Stufendauer abhängig. Für eine weiterführende Einordnung der Ergebnisse wird daher auch die stufendauerunabhängige maximale Erosionsrate dargestellt. Gemäß des in Abbildung 6.2-4-C gezeigten theoretischen Verlaufs werden die maximalen Erosionsraten jeweils am Anfang einer Belastungsstufe, also kurz nach Erhöhung der Sohlschubspannungsbelastung erwartet. Zur Unterscheidung der Absetzzeiten der verschiedenen Proben werden die Marker auf einer Farbskala von hellblau über violett bis rosa eingefärbt. Dabei steht die Farbe rosa für die längste Absetzzeit.

Die Ergebnisse bestätigen außerdem die Beobachtungen aus Kapitel 6.2.4.5, dass die Erosionsrate bei linearer Zunahme der Sohlschubspannung unabhängig von der Absetzzeit exponentiell ansteigt. Dieses Verhalten lässt sich durch einen annähernd linearen Verlauf im doppeltlogarithmischen

Diagramm darstellen. Bei den kleinsten angesetzten Sohlschubspannungen von $\tau_b = 0,03 \text{ Pa}$ liegt die mittlere Erosionsrate E_{avg} im Bereich von 8×10^{-7} bis $6 \times 10^{-5} \text{ kg/m}^2\text{s}$. Die maximalen Erosionsraten E_{max} liegen im Bereich von $5 \times 10^{-6} \text{ kg/m}^2\text{s}$ bis $2 \times 10^{-4} \text{ kg/m}^2\text{s}$. Die Ergebnisse legen nahe, dass es im Grunde keine kritische Schwelle für den Erosionsbeginn gibt. Vielmehr kann die kritische Erosionsschubspannung als Startpunkt signifikanter Mengen resuspendierender Sedimente aufgefasst werden.

Die folgenden Abschätzungen entsprechen einer hypothetischen Übertragung der Ergebnisse auf das reale System. Beispielsweise werden bereits ca. 15 kg reiner Feststoffe pro Stunde auf einer Fläche von 100 m^2 resuspendiert, sobald eine Erosion von $E = 4 \times 10^{-5} \text{ kg/m}^2\text{s}$ erreicht wird. Bei Verteilung der resuspendierten Masse auf die eine Wassersäule von 10 m entspricht dies einem mittleren Konzentrationsanstieg von $0,015 \text{ g/L}$. Diese Konzentrationsänderungen erscheinen zunächst gering, beschreiben jedoch nur den Massenfluss bei Einsetzen der Erosion. Werden die Erosionsraten bei einer höheren Sohlschubspannung von $\tau_b = 0,2 \text{ Pa}$ betrachtet, so ergibt sich eine mittlere Erosionsrate E_{avg} von $5 \times 10^{-4} \text{ kg/m}^2\text{s}$ bis $5 \times 10^{-3} \text{ kg/m}^2\text{s}$. Die maximalen Erosionsraten E_{max} liegen dann im Bereich von etwa $10^{-3} \text{ kg/m}^2\text{s}$ bis $10^{-2} \text{ kg/m}^2\text{s}$. Unter Berücksichtigung des Mittelwerts der mittleren Erosionsraten von $E_{avg} = 3 \times 10^{-3} \text{ kg/m}^2\text{s}$ werden in diesem Beispiel bereits ca. 1000 kg Feststoff pro Stunde resuspendiert, was im Mittel über die gesamte Wassersäule zu einer Konzentrationsänderung von ca. 1 g/L führt. Vor dem Hintergrund der im Feld beobachteten Feststoffgehalte der sohnnahen Sedimentschichtung verdeutlicht dieses Beispiel eindrucksvoll, welche enormen Sedimentmengen im Verlauf der Tidestromphasen umgelagert werden. Eine weitergehende Betrachtung der Massenflüsse wird in Kapitel 7.1 basierend auf den auf Basis der Laboruntersuchungen abgeleiteten funktionalen Zusammenhängen für einen beispielhaften Tideverlauf vorgenommen.

Die Ergebnisse zeigen somit, dass die Erosionsrate des mobilen Flüssigschlicks mit zunehmender Absetzzeit der Probe abnimmt. Dies wird durch die Farben verdeutlicht, da die hellblauen und violetten Datenpunkte ($t < 12 \text{ h}$) im Bereich höherer Erosionsraten und die rosafarbenen Datenpunkte ($t > 12 \text{ h}$) im Bereich niedriger Erosionsraten liegen. Die Abbildung gibt jedoch aufgrund der logarithmischen Darstellung nicht korrekt wieder, dass die Standardabweichung der Erosionsraten mit steigender Sohlschubspannung zunimmt. Bei den kleinsten angesetzten Sohlschubspannungen weist die maximale Erosionsrate eine Standardabweichung von $s_E = 1 \times 10^{-5} \text{ kg/m}^2\text{s}$ auf, bei den größten Sohlschubspannungen liegt die Standardabweichung bei $s_E = 6 \times 10^{-4} \text{ kg/m}^2\text{s}$.

Analog zu Abbildung 6.2-12 zeigt Abbildung 6.2-13 die Bandbreite der mittleren (A) und maximalen (B) Erosionsraten E pro Belastungsstufe in Abhängigkeit von der aufgetragenen Sohlschubspannung τ_b für Laborproben der Ausprägung *Flüssigschlick stationär*. Zur Unterscheidung der Absetzzeiten der verschiedenen Proben werden die Datenpunkte auf einer Farbskala von gelb über orange bis braun eingefärbt. Die Farbe Braun steht dabei für die längste Absetzzeit. Zur Verdeutlichung der Unterschiede sind die zuvor in Abbildung 6.2-12 dargestellten Erosionsraten des Suspensionstyps „mobiler Flüssigschlick“ zusätzlich grau dargestellt.

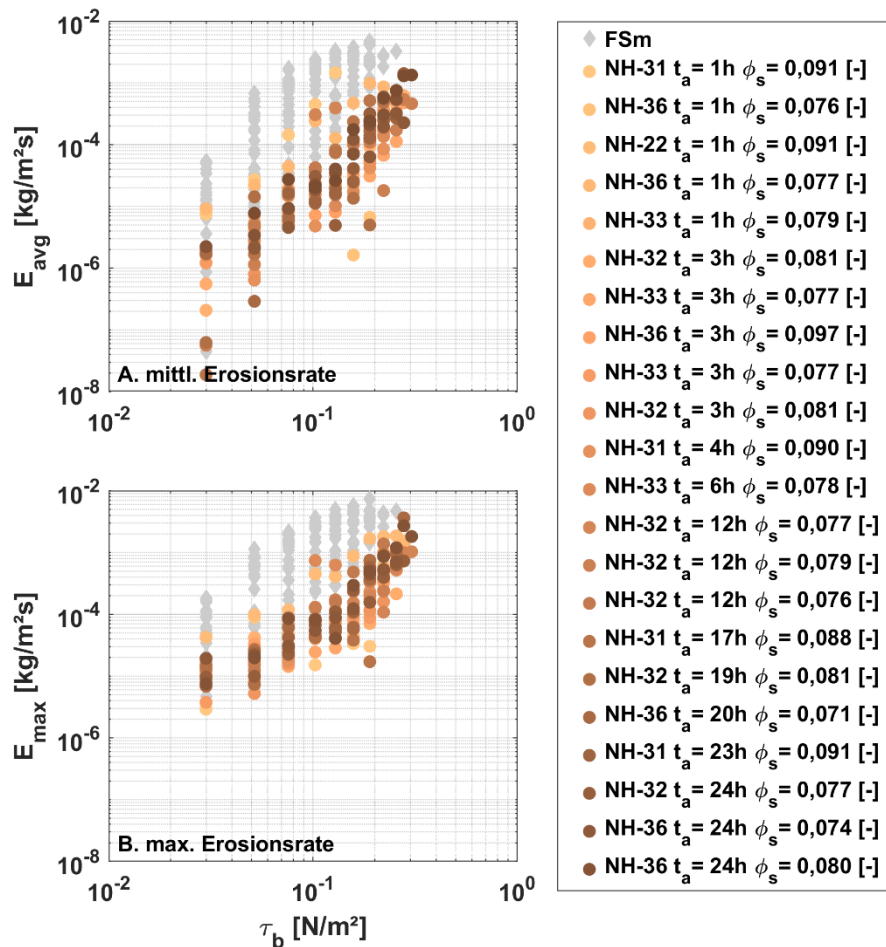


Abbildung 6.2-13: Verlauf der mittleren Erosionsrate E_{avg} (oben) und der maximalen Erosionsrate E_{max} je Laststufe bei Proben der Kategorie Flüssigschlick stationär über die aufgebrachte Sohlschubspannung τ_b zur Darstellung des Erosionsverhaltens in Abhängigkeit der Absetzzeit t_a von 1 – 24 h (von gelb bis braun, in grau das Verhalten bei Suspensionen vom Typ FSM)

Im Gegensatz zur vorangegangenen Untersuchung sind die Erosionsraten geringer bzw. liegen im Bereich der Versuche mit Suspensionen vom Typ „mobiler Flüssigschlick“ bei langen Absetzzeiten ($\sim 24 h$). Die Schwankungsbreite ist insgesamt geringer und es lässt sich keine eindeutige Abhängigkeit von der Absetzzeit feststellen. Vielmehr ist die beobachtete Bandbreite der beobachteten Erosionsraten auf die geringen Unterschiede zwischen den Proben zurückzuführen (u.a. Sedimentzusammensetzung und Initialdichte). Für die kleinsten angewandten Sohlschubspannungen liegt die mittlere Erosionsrate E_{avg} zwischen $2 \times 10^{-8} kg/m^2s$ und $9 \times 10^{-6} kg/m^2s$ mit einem Mittelwert von ca. $7 \times 10^{-7} kg/m^2s$. Die maximalen Erosionsraten E_{max} liegen zwischen $3 \times 10^{-6} kg/m^2s$ und $4 \times 10^{-5} kg/m^2s$ mit einem Mittelwert von ca. $10^{-5} kg/m^2s$. Bei den größten angesetzten Sohlschubspannungen liegt die mittlere Erosionsrate E_{avg} zwischen $1 \times 10^{-4} kg/m^2s$ und $2 \times 10^{-3} kg/m^2s$ mit einem Mittelwert von ca. $4 \times 10^{-4} kg/m^2s$. Die maximalen Erosionsraten E_{max} liegen zwischen $5 \times 10^{-4} kg/m^2s$ und $5 \times 10^{-3} kg/m^2s$ mit einem Mittelwert von $2 \times 10^{-3} kg/m^2s$. Analog zu den zuvor für den Suspensionstyp *Flüssigschlick mobil* angestellten Übersichtsrechnungen ergibt sich bei Anwendung des Suspensionstyps *stationärer Flüssigschlick* eine Konzentrationsänderung von 0,03 g/L bzw. 0,7 g/L in der Wassersäule.

Erreicht oder überschreitet eine Suspension während des Stauwassers durch hohe Depositionsraten also die Grenze zum stationären Flüssigschlick, so weist das Material einen höheren

Erosionswiderstand als der mobile Flüssigschlick auf und verliert auf kurzen Zeitskalen (~ 24 h) seine Zeitabhängigkeit. Ein mobiler Flüssigschlick erhöht seinen Erosionswiderstand über die Zeit, bis nach einigen Stunden der Kontraktionspunkt (vgl. Abbildung 3.5-1) erreicht ist und die Suspension in den stationären Zustand übergeht (vgl. Kapitel 4.1).

6.2.4.7. Kritische Erosionsschubspannungen

Im vorliegenden Abschnitt erfolgt eine Auswertung der Ergebnisse der Erosionsversuche. Diese basiert auf dem in Kapitel 6.2.1.4 skizzierten und in Anhang E näher beschriebenen Verfahren zur Bestimmung der kritischen Erosionsschubspannungen für den Erosionsbeginn. Grundlage hierfür ist die in Kapitel 6.2.1.4 definierte kritische Flockenerosionsrate.

In Tabelle 6.2.1 werden die aus Erosionsversuchen mit dem C-GEMS an Natur- und Laborproben abgeleiteten Erodibilitätsparameter präsentiert. Die Tabelle gibt Aufschluss über die Rahmenbedingungen der Natur- und Laborproben, d. h. über den Entnahmestandort, die Dichte sowie die Absetzzeit. Darüber hinaus werden die abgeleiteten Parameter zur Beschreibung des Erosionsverhaltens präsentiert. In diesem Zusammenhang sind insbesondere die kritische Erosionsschubspannung für den Erosionsbeginn, die ermittelte Flockenerosionsrate sowie die kritische Erosionsschubspannung für Massenerosion von Relevanz. Obgleich die ermittelten Erosionsraten für den Erosionsbeginn im Vergleich zu den insgesamt beobachteten Erosionsraten eine geringe Spannbreite aufweisen, lässt sich eine Abnahme der Flockenerosionsrate mit der Dichte bzw. im Entstehungsprozess einer Gewässersohle erkennen. Dies wird erneut in Abbildung 6.2-15 in Kapitel 6.2.5.2 verdeutlicht.

Tabelle 6.2.1: Versuchsrahmenbedingungen und abgeleitete kritische Erosionsschubspannungen für den Erosionsbeginn τ_{cr,E_F} , die Erosionsrate $E_{cr,F}$ und die kritische Erosionsschubspannung für Massenerosion τ_{cr,E_M} aus Versuchen mit Naturproben und Laborproben, aus (Patzke et al. 2022a)

Nr.	Ort	Proben- typ	Probe / Typ	Absetz- zeit	Dichte	Krit. Schubsp.	Erosions rate	Krit. Schubsp.
[-]	[-]	[-]	[-]	t_a [h]	ρ_0 [kg/m ³]	τ_{cr,E_F} [Pa]	$E_{cr,F}$ [kg/m ² s]	τ_{cr,E_M} [Pa]
1	NH	Natur	NH-31	6	1140	0,07	$5,62 \cdot 10^{-5}$	0,10
2	NH	Natur	NH-33	22	1120	0,05	$1,86 \cdot 10^{-5}$	0,15
3	BB	Natur	BB-35	5	~ 1300	0,03	$4,85 \cdot 10^{-5}$	[-]*
4	BB	Natur	BB-37	24	~ 1300	0,05	$4,80 \cdot 10^{-5}$	[-]*
5	NH/BB	Labor	FSm	1-3	~ 1065	0,04	$4,83 \cdot 10^{-5}$	0,06
6	NH/BB	Labor	FSm	6	~ 1065	0,05	$4,67 \cdot 10^{-5}$	0,13
7	NH/BB	Labor	FSm	12	~ 1065	0,03	$5,36 \cdot 10^{-5}$	0,14
8	NH/BB	Labor	FSm	18	~ 1065	0,05	$4,52 \cdot 10^{-5}$	0,17
9	NH/BB	Labor	FSm	24	~ 1065	0,05	$3,20 \cdot 10^{-5}$	0,13
10	NH/BB	Labor	FSs	1-3	~ 1125	0,08	$4,02 \cdot 10^{-5}$	0,21
11	NH/BB	Labor	FSs	12	~ 1125	0,05	$2,97 \cdot 10^{-5}$	0,23
12	NH/BB	Labor	FSs	18	~ 1125	0,11	$3,85 \cdot 10^{-5}$	0,21
13	NH/BB	Labor	FSs	24	~ 1125	0,09	$4,03 \cdot 10^{-5}$	0,23
14	NH	Labor	KS	1	1200	0,15	$1,50 \cdot 10^{-5}$	0,30
15	NH	Labor	S	1	1300	0,30	$1,00 \cdot 10^{-5}$	[-]*
16	NH	Labor	S	1	1350	0,35	$0,50 \cdot 10^{-5}$	[-]*

*BB-35 & BB-37, NH(ρ_{b,NH_S}): Die kritische Erosionsschubspannungen für Massenerosion wurde während des Versuchs nicht überschritten.

Für Naturproben sowie für Laborproben des Suspensionstyps *Flüssigschlick mobil* werden insbesondere niedrige kritische Erosionsschubspannungen für den Erosionsbeginn im Bereich von

$\tau_{cr,E_F} = 0,04 \pm 0,01 \text{ Pa}$ ermittelt. Eine eindeutige Abnahme der Erodibilität innerhalb von 24 h kann anhand der ermittelten kritischen Erosionsschubspannungen nicht festgestellt werden. Im Gegensatz dazu weisen Suspensionen des Typs *Flüssigschlick stationär* leicht erhöhte kritische Erosionsschubspannungen im Bereich von $\tau_{cr,E_F} = 0,08 \pm 0,02 \text{ Pa}$ auf. Die Naturproben weisen unabhängig von ihrer mittleren Dichte ebenfalls eine sehr niedrige Erosionsschwelle von $\tau_{cr,E_F} = 0,05 \pm 0,01 \text{ Pa}$ auf. Die kritische Erosionsschubspannung von $\tau_{cr,E_F} = 0,15 \text{ Pa}$ für den Suspensionstyp *konsolidierender Schlick* demonstriert, dass im Bereich der Konsolidierung auch die kritische Erosionsschubspannung signifikant ansteigen kann. Eine stationäre Schlicksohle mit Gesamtdichten um $\rho_{b,S} = 1300 \text{ kg/m}^3$ weist mit kritischen Erosionsschubspannungen von $\tau_{cr,E_F} = 0,3 \text{ Pa}$ im Vergleich einen um den Faktor 6 erhöhten Schwellenwert auf.

Suspensionen des Typs *Flüssigschlick mobil* weisen kritische Erosionsschubspannungen für die Massenerosion zwischen $\tau_{cr,E_M} = 0,06 \text{ Pa}$ und $\tau_{cr,E_M} = 0,17 \text{ Pa}$ auf. Insbesondere in den ersten Stunden nach der Probenherstellung bis zum Erreichen des Kontraktionspunktes ist eine deutliche Zunahme dieses Schwellenwertes zu verzeichnen (vgl. Abbildung 3.5-1). Für Suspensionen des Typs *Flüssigschlick stationär* wird eine kritische Erosionsschubspannung für die Massenerosion von über $\tau_{cr,E_M} = 0,2 \text{ Pa}$ beobachtet. Konsolidierender Schlick weist noch höhere kritische Sohlschubspannungen für die Massenerosion mit Werten größer als $\tau_{cr,E_M} = 0,3 \text{ Pa}$ auf. Für eine Gewässersohle des Typs *stationäre Schlicksohle* konnten keine kritischen Erosionsschubspannungen für die Massenerosion ermittelt werden, da die vorliegende Konfiguration die benötigten Sohlschubspannungen nicht abbilden kann. Die untersuchten Naturproben aus Nordenham weisen kritische Erosionsschubspannungen für Massenerosion von $\tau_{cr,E_M} = 0,1 \text{ Pa}$ bzw. $\tau_{cr,E_M} = 0,15 \text{ Pa}$ auf. Diesbezüglich weisen die untersuchten Naturproben eine hohe Ähnlichkeit zu den Laborproben des Typs *Mobiler Flüssigschlick* auf, welche den Kontraktionspunkt bereits erreicht haben. Auch für die Naturproben vom Blexer Bogen konnten keine kritischen Erosionsschubspannungen für die Massenerosion ermittelt werden, da diese bei Erreichen der maximal aufbringbaren Sohlschubspannungen von $\tau_b = 0,35 \text{ Pa}$ noch nicht erreicht wurden. Folglich lässt sich anhand dieser Naturproben ableiten, dass hinsichtlich des Erosionsbeginns das Verhalten einer frischen Sedimentablagerung zu beobachten ist, während hinsichtlich der Massenerosion das Verhalten einer stationären Schlicksohle zu erwarten wäre.

Die nach den in Kapitel 6.2.1 definierten Kriterien ermittelten Parameter bestätigen somit die aus Abbildung 6.2-12 und Abbildung 6.2-13 abgeleitete Erkenntnis, dass die Erodibilität des mobilen Flüssigschlicks innerhalb weniger Stunden signifikant abnimmt und sich der Erodibilität des stationären Flüssigschlicks annähert. Des Weiteren konnte die Abnahme der Erodibilität im Rahmen des Konsolidierungsprozesses quantifiziert werden. Im Folgenden werden einige Besonderheiten der Ergebnisse diskutiert. Die Resultate demonstrieren, dass die an natürlichen NH-Proben erzielten Resultate adäquat durch Untersuchungen an einzelnen Laborproben reproduziert werden können. Dies trifft insbesondere zu, wenn der Zustand einer Suspension durch Sedimentation und Verfestigung erreicht wird. Allerdings erlauben die verfügbaren Methoden keine eingriffsfreie und direkte Bestimmung der Dichte an der Lutokline. Die Resultate, welche mit natürlichen BB-Proben erzielt wurden, reflektieren nach Auffassung des Autors das Verhalten von zwei Arten von im Labor erzeugten Suspensionen. Dabei handelt es sich um: i) eine feste Schlicksohle mit hoher Dichte, auf der sich ii) eine dünne Schicht frisch sedimentierten Materials (im Labor repräsentiert durch den Suspensionstyp *Flüssigschlick mobil*) mit geringem Erosionswiderstand befindet. Die Eigenschaft dieser Schicht wird durch die niedrigen kritischen Erosionsschubspannungen für das Einsetzen der Erosion abgebildet. Im Falle einer Erosion dieser dünnen Sedimentauflage wird der Widerstand des durch die hohe Gesamtdichte gebildeten Korngerüsts wirksam, was zu deutlich höheren kritischen

Erosionsschubspannungen für Massenerosion führt. Dieses Verhalten lässt sich durch den im Labor erzeugten Suspensions- bzw. Sohltyp *Schlicksohle* abbilden.

Die Ergebnisse der Versuche lassen sich somit zusammenfassend wie folgt darstellen: Neben den quantifizierten kritischen Erosionsschubspannungen für die unterschiedlichen Suspensionstypen kann aus den Versuchen versuchsübergreifend die Erkenntnis abgeleitet werden, dass sich das Verhalten von Naturproben bzw. Abschnitten von Naturproben unterschiedlicher Dichte gut durch ausgewählte Durchgänge der systematischen Laboruntersuchungen wiedergeben lässt. Dadurch können die natürlichen Austauschprozesse adäquat untersucht werden. Weiterhin wurde in den Versuchen beobachtet, dass die mit dem C-GEMS aufgebrachte Strömungsbelastung bereits bei den geringsten untersuchten Suspensionsdichten in den ersten Millimetern der Suspension eine nahezu vollständige Dämpfung erfährt und somit im untersuchten Belastungsbereich keine nennenswerten Sohlschubspannungen auf die unteren Sedimentbereiche wirken.

6.2.5. Modellbildung

6.2.5.1. Kritische Erosionsschubspannung

Im vorliegenden Abschnitt werden die aus den Erosionsversuchen nach der in Kapitel 6.2.1.4 beschriebenen Methodik und den in Kapitel 6.2.4.7 abgeleiteten Erosionsparametern verwendet, um einen Modellansatz zur Abbildung der kritischen Erosionsschubspannungen in Abhängigkeit vom Feststoffanteil abzuleiten.

Im Folgenden werden die Modellansätze i) lineare Funktion, ii) Exponentialfunktion, iii) Gleichung (3.2.3) nach Mitchener und Torfs (1996) und iv) Gleichung (3.2.7) für $p_m > p_{m,cr}$ nach Chen et al. (2021) parametrisiert und miteinander verglichen. Im Rahmen der Modellierung werden folgende Annahmen getroffen:

- Die Wasserdichte entspricht $\rho_w = 1000 \text{ kg/m}^3$.
- Der Sandanteil ist $p_s = 0,1$ und der Schlickanteil $p_m = 0,9$.
- Die Dichte der Sandpartikel wird mit $\rho_{p_s} = 2650 \text{ kg/m}^3$ angenommen.
- Die Gesamtkorndichte wird mit $\rho_s = 2575 \text{ kg/m}^3$ angenommen.
- Die mittlere Dichte der Partikel der Schlickfraktion ergibt sich bei Anwendung von $\rho_{p_m} = (2575 - (\rho_{p_s} * p_s))/p_m$ zu $\rho_{p_m} = 2566 \text{ kg/m}^3$.
- Der mittlere Durchmesser der Schlickpartikel ergibt sich zu $d_m = 2,45 * 10^{-5} \text{ m}$.

Die grafische Darstellung der aus den Erosionsversuchen abgeleiteten kritischen Erosionsschubspannungen in Abhängigkeit von der Dichte ist in Abbildung 6.2-14 zu finden. Die Ergebnisse der Modellparametrisierungen zur Prognose der kritischen Erosionsschubspannung für Flocken- und Massenerosion sind in Tabelle 6.2.2 zusammengefasst.

In Abschnitt A der Abbildung 6.2-14 sind die kritischen Erosionsschubspannungen für die Flockenerosion über die Anfangsfeststoffanteile der Proben aufgetragen. Im nachfolgenden Abschnitt B sind die kritischen Erosionsschubspannungen für die Massenerosion über die Anfangsfeststoffgehalte der Proben aufgetragen. Um eine möglichst hohe Übereinstimmung mit den tatsächlichen Dichten an der Lutokline zu gewährleisten, werden im Folgenden lediglich die Ergebnisse von Versuchen mit einer maximalen Absetzzeit von drei Stunden präsentiert. Es lässt sich ein positiver Zusammenhang zwischen der kritischen Erosionsschubspannung und der Dichte beobachten. Die kritische Erosionsschubspannung für mobilen Flüssigschlick variiert im Bereich um $\tau_{cr} = 0,05 \text{ Pa}$, während die kritischen Erosionsschubspannungen für Flocken- und Oberflächenerosion bei Proben vom Typ *Schlicksohle* bei ca. $\tau_{cr} = 0,3 \text{ Pa}$ liegen. Die vier parametrisierten Modelle zeigen eine hohe Übereinstimmung mit den Messdaten, wobei das Bestimmtheitsmaß bei ca. $r^2 = 0,7$ liegt. Das Modell

nach Chen et al. (2021) basiert auf einer physikalisch fundierten Grundlage und ist daher zur Beschreibung des Erosionsbeginns den anderen Modellen vorzuziehen, auch wenn es die kritischen Erosionsschubspannungen der Suspensionstypen FSm und FSs im Vergleich zu den anderen Modellen leicht unterschätzt. Für Sedimente des Typs *stationäre Schlicksohle* ist eine Überschätzung der kritischen Erosionsschubspannungen durch das Modell gegenüber den anderen Modellansätzen denkbar.

Der in Abbildung 6.2-14 dargestellte Abschnitt B zeigt die ermittelten kritischen Erosionsschubspannungen für Massenerosion in Abhängigkeit von der Dichte.

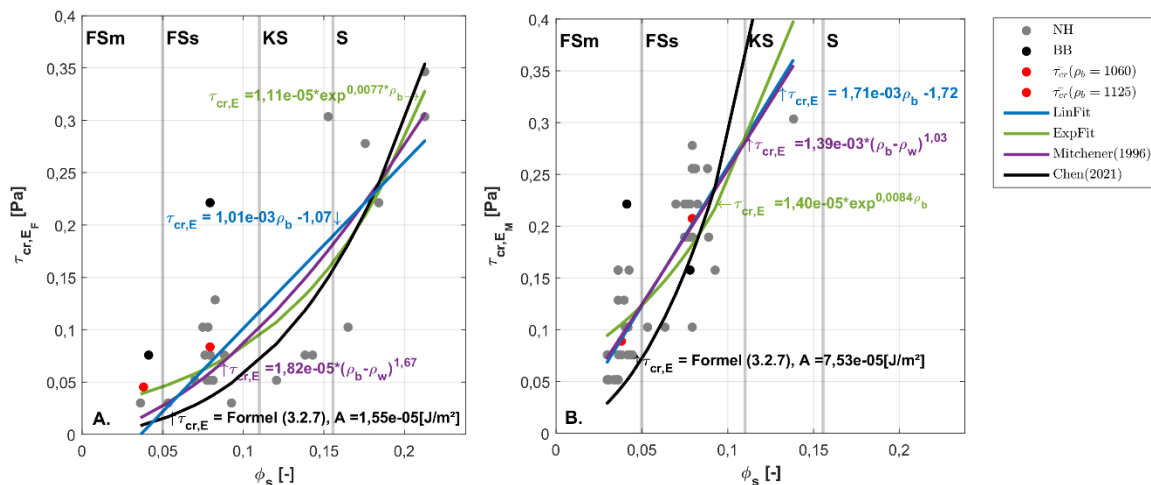


Abbildung 6.2-14: Erosionsparameter und Modellanpassungen als Funktion des Feststoffanteils ϕ_s ; Abschnitt A (links): kritische Erosionsschubspannung für Flockenerosion τ_{cr,E_F} , Abschnitt B (rechts): kritische Erosionsschubspannung für Massenerosion τ_{cr,E_M} ; graue Punkte repräsentieren die Ergebnisse von NH-Proben, schwarze Punkte die von BB-Proben, rote Punkte repräsentieren den Mittelwert der kritischen Erosionsschubspannung für Proben mit $\rho_0 = 1060 \text{ kg/m}^3$ bzw. $\rho_0 = 1125 \text{ kg/m}^3$

Tabelle 6.2.2: Modellparameter der Parametrisierungen für Flocken- und Massenerosion

Flockenerosion			
Modelltyp	A	B	r^2
Linear: $\tau_{cr,E} = A\rho_b - B$	$1,01 \cdot 10^{-3}$	-1,07	0,67
Exponential: $\tau_{cr,E} = A \exp^{B\rho_b}$	$1,11 \cdot 10^{-5}$	0,0077	0,75
Mitchener (1996) $\tau_{cr,E} = A(\rho_b - \rho_w)^B$		3,12	0,72
Chen (2021), Gleichung (3.2.7)	$1,55 \cdot 10^{-5}$		0,67
Massenerosion			
Modelltyp	a	b	r^2
Linear: $\tau_{cr,E} = A\rho_b - B$	$1,71 \cdot 10^{-3}$	-1,72	0,71
Exponential: $\tau_{cr,E} = A \exp^{B\rho_b}$	$1,40 \cdot 10^{-5}$	0,0084	0,60
Mitchener (1996) $\tau_{cr,E} = A(\rho_b - \rho_w)^B$	$1,39 \cdot 10^{-3}$	1,03	0,71
Chen (2021), Gleichung (3.2.7), a = A	$7,52 \cdot 10^{-5}$		0,20

Es lässt sich ein deutlicher Anstieg der kritischen Erosionsschubspannung mit zunehmender Dichte beobachten. Allerdings sind die Daten für die Sohltypen *konsolidierender Schlick* und *stationäre Schlicksohle* begrenzt. Dies ist darauf zurückzuführen, dass die kritischen Erosionsschubspannungen für die Massenerosion dieser Sohltypen oberhalb der maximal möglichen Sohlschubspannungen des

Mikrokosmos liegen. Die kritische Erosionsschubspannung für die Massenerosion liegt für mobilen Flüssigschlick bei ca. $\tau_{cr,E_M} = 0,10 \text{ Pa}$ und für stationären Flüssigschlick bei ca. $\tau_{cr,E_M} = 0,22 \text{ Pa}$. Die Güte der Modellparametrisierungen variiert erheblich. Eine lineare Regression sowie das Modell nach Mitchener und Torfs (1996) mit einem Bestimmtheitsmaß von $r^2 = 0,71$ erlauben eine adäquate Abbildung des Verhaltens bei Massenerosion und bilden das Verhalten somit ähnlich gut wie bei Flocken- und Oberflächenerosion ab. Das Modell nach Chen et al. (2021) zeigt mit einem Bestimmtheitsmaß von $r^2 = 0,2$ keine gute Anpassungsgüte zur Beschreibung der Massenerosion.

6.2.5.2. Erosionsrate

Um das Erosionsverhalten kohäsiver Sedimente adäquat zu beschreiben, ist neben der kritischen Erosionsschubspannung für den Erosionsbeginn auch die Erosionsrate erforderlich. Auf Basis der experimentellen Untersuchungen wurden daher diverse Analysen durchgeführt, welche eine modellhafte Beschreibung des Verhaltens ermöglichen. Im Folgenden werden in einem ersten Schritt suspensionstypische Flockenerosionsraten abgeleitet. Die Flockenerosionsrate entspricht derjenigen Erosionsrate, die bereits bei sehr geringen Sohlschubspannungen zu beobachten ist und zur Erosion von Flocken und Flockenverbänden führt. Das Korn- oder Flockengerüst der Gewässersohle bleibt dabei erhalten. Zudem wird in Kapitel 4.3 vorgestellte Erosionsformulierung einer Überprüfung unterzogen und anhand der Messdaten evaluiert. Dazu wurden repräsentative Ergebnisse von NH-Laborproben ausgewählt, die den gesamten untersuchten Dichtebereich abdecken.

In Abbildung 6.2-15 sind die ermittelten Flockenerosionsraten in Abhängigkeit des Feststoffanteils dargestellt. Die Ergebnisse der Versuche mit Suspensionen des Typs *Flüssigschlick mobil* sind in Abhängigkeit der Absetzzeit farblich gekennzeichnet, da sich in vorangegangenen Versuchen eine Abhängigkeit des generellen Erosionsverhaltens vom Grad der Konsolidierung bzw. der Absetzzeit gezeigt hat.

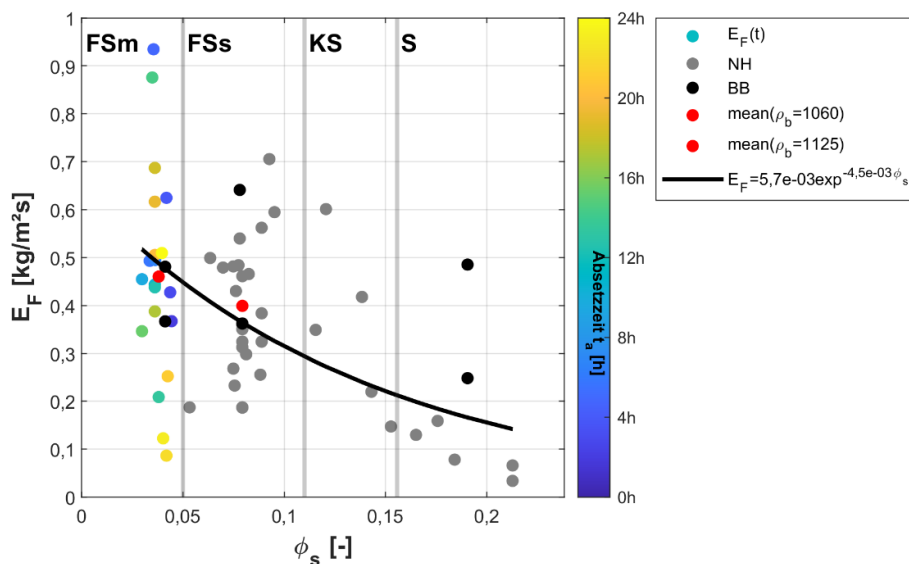


Abbildung 6.2-15: Aus Erosionsversuchen abgeleitete Flockenerosionsrate E_F in Abhängigkeit des Feststoffanteils ϕ_s für Proben aus Nordenham (NH) und Blexer Bogen (BB) mit Absetzzeiten t_a . Eine mögliche Zeitabhängigkeit bei Suspensionstyp Flüssigschlick mobil (FSm) als Farbschema hervorgehoben

Die unregelmäßige Streuung der Flockenerosionsraten um den Mittelwert (rot) lässt jedoch den Schluss zu, dass die Absetzzeit nur einen geringen Einfluss auf die Größe der Flockenerosionsrate hat. Die Mittelwerte der Erosionsraten liegen bei ca. $E_{F,FSM} = 4,6 \times 10^{-5} \text{ kg/m}^2\text{s}$ bzw. $E_{F,FSs} = 4 \times 10^{-5} \text{ kg/m}^2\text{s}$. Es zeigt sich jedoch, dass die Schwankungsbreite der Flockenerosionsrate vom

Feststoffanteil bzw. der Dichte abhängt. Ein für den gesamten untersuchten Dichtebereich von $\rho_b = 1050 \text{ kg/m}^3$ bis $\rho_b = 1350 \text{ kg/m}^3$ gültiger Zusammenhang ist für die Flockenerosionsraten durch die Exponentialfunktion der Form $E_F = 0,0057 \exp^{-0,0045} \text{ kg/m}^2 \text{ s}$ in die Abbildung integriert. Die dargestellte Funktion beschreibt die Abnahme der Flockenerosionsrate mit der Zunahme des Feststoffanteils.

In Abbildung 6.2-16 sind die Ergebnisse der Parametrisierung für die Modelle von Partheniades (1965) (Panel A), Parchure und Mehta (1985) (Panel B) sowie Sanford und Maa (2001) (C) im Vergleich mit den Ergebnissen der Erosionsuntersuchungen dargestellt.

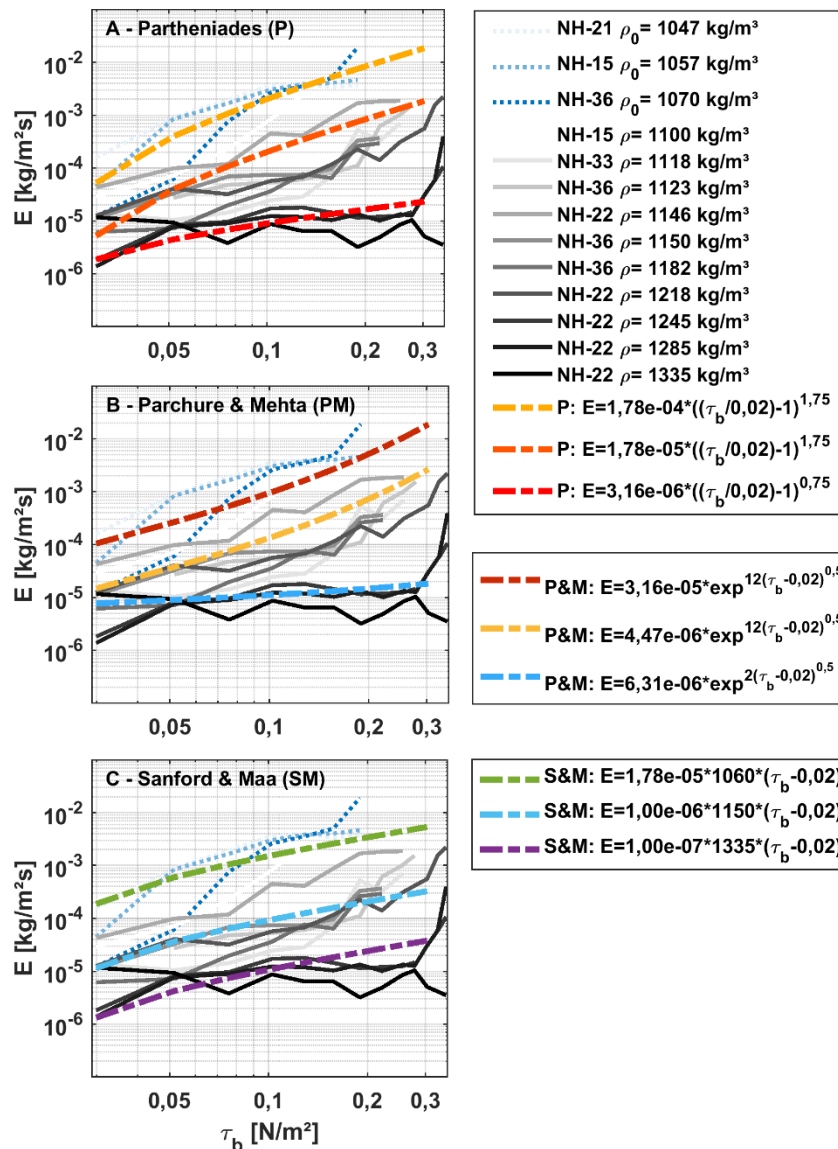


Abbildung 6.2-16: Vergleich der Erosionsrate E in Abhängigkeit der aufgetragenen Sohlschubspannung τ_b in Laborversuchen (durchgezogene Linien) und Modellansätzen (gestrichelte Linien) nach Partheniades (1965), Parchure und Mehta (1985) sowie Sanford und Maa (2001). Das Kollektiv der Ergebnisse von Laborversuchen wurde zur besseren Lesbarkeit reduziert, die Bandbreite bleibt erhalten

Alle Modellansätze wurden mit einer kritischen Erosionsschubspannung von $\tau_{cr} = 0,02 \text{ Pa}$ angepasst, da für einen Großteil der Versuche bereits bei diesen Erosionsschubspannungen (wenn auch niedrige) Erosionsraten ergeben haben. Bedingt durch den Messdatenbereich besitzen die

Modellanpassungen Gültigkeit im Sohlschub-spannungsbereich $\tau_b \leq 0,3 \text{ Pa}$. Wie die Abbildung verdeutlicht, zeigt die Anpassung des Modells nach Partheniades (2009a) sehr gute Ergebnisse. Im Wesentlichen kann die in Versuchen ermittelte Erodibilität von Suspensionen im Dichtebereich von $1050 - 1150 \text{ kg/m}^3$, also im Bereich um den Gelpunkt, durch eine Variation des Erosionsparameters E_0 im Bereich von $10^{-3,75} \text{ kg/m}^2\text{s}$ bis $10^{-4,75} \text{ kg/m}^2\text{s}$ mit der Potenz von $E_6 = 1,75$ erreicht werden. Wenn die Suspensionsdichten einen Wert von etwa $\rho_b = 1050 \text{ kg/m}^3$ unterschreiten oder einen Wert von ca. $\rho_b = 1200 \text{ kg/m}^3$ überschreiten, ändert sich der Gradient und auch die Potenz sollte angepasst werden. Zur Abbildung der Erodibilität der Dichten größer $\rho_b = 1200 \text{ kg/m}^3$ wurden schließlich Parametergrößen von $E_0 = 10^{-5} \text{ kg/m}^2\text{s}$ und $E_6 = 0,75$ ermittelt. Auch mit der Anpassung des Modells nach Parchure und Mehta (1985) konnte die beobachtete Erodibilität wiedergegeben werden. Der Wert für die Flockenerosionsrate schwankt im Bereich $10^{-3,5} \leq E_F \leq 10^{-6} \text{ kg/m}^2\text{s}$ und liegt damit sehr nahe an den Erosionsraten der vorgestellten Erosionsversuche. Die Erodibilität von Suspensionen mit einer Dichte von ca. $\rho_b = 1200 \text{ kg/m}^3$ kann durch eine Erhöhung des Vorfaktors auf $\alpha = 12$ abgebildet werden. Unter Berücksichtigung gewisser Einschränkungen lässt sich das Modell von Sanford & Maa (2001) mit den angegebenen Parametern an die Daten anpassen. Allerdings konnte kein β -Wert identifiziert werden, der die Erodibilität repräsentativ widerspiegelt, wenn lediglich die Dichte variiert wird. Demnach ist für jede Dichte ein separater β -Wert erforderlich. Die gewählten Modellparameter der Modelle nach Parchure und Mehta (1985) sowie Sanford und Maa (2001) sind in Tabelle 6.2.3 zusammengestellt.

Tabelle 6.2.3: Parameter zur Modellierung der Erosion kohäsiver Wesersedimente nach Parchure und Mehta (1985) sowie Sanford und Maa (2001)

Parameter	Einheit	(Parchure und Mehta 1985)	(Sanford und Maa 2001)
τ_{cr, E_F}	[Pa]	0,05	0,05
E_F	[Kg/m ² s]	$10^{-3,5} - 10^{-6}$	[-]
A	[-]	6 - 12	[-]
ρ_b	[kg/m ³]	[-]	1060, 1335
β	[m ² s/kg]	[-]	$10^{-7,5}, 10^{-3,5}$

Im weiteren Verlauf des Kapitels erfolgt eine Weiterentwicklung des Modells nach Partheniades anhand der vorhandenen Daten und Erkenntnisse. Dadurch kann die gesamte Bandbreite der beobachteten Erosionsraten in Abhängigkeit von der kritischen Erosionsschubspannung und dem Feststoffanteil mit einem spezifischen Parametersatz abgebildet werden. Im Folgenden wird die Entwicklung eines neuen Erosionsmodells vorgestellt, nachfolgend als Ansatz nach Patzke bezeichnet. Im Anschluss erfolgt eine vergleichende Gegenüberstellung mit dem Partheniades-Ansatz.

Zunächst wird die angewandte Methodik vorgestellt. Das neue Modell basiert auf der Annahme, dass die Erosionsrate exponentiell mit der aufgetragenen Sohlschubspannung ansteigt und durch eine Funktion der Form $E = ae^{b\tau_b}$ dargestellt werden kann. Bei einer individuellen Anpassung der Funktion für jeden Erosionsversuch und einer Minimierung des mittleren quadratischen Fehlers zur Parameterbestimmung ergeben sich die in Abbildung 6.2-17 dargestellten Variabilitäten der Anpassungsparameter a und b in Abhängigkeit vom Feststoffanteil.

Der Faktor a zeigt eine signifikante Abhängigkeit vom Feststoffanteil und nimmt mit steigendem Feststoffanteil deutlich ab. Die Schwankungsbreite des Vorfaktors b im Exponenten schwankt mit einer Standardabweichung von $s = 3,0$ nur geringfügig um den Mittelwert von $b_{avg} = 11,95$ und zeigt darüber hinaus keinen eindeutigen Zusammenhang mit dem Feststoffanteil. Bei einer Festsetzung des Parameters b auf den Wert von $b = 11,95$ zeigt sich für den Parameter a die in Abbildung 6.2-18 dargestellte Variabilität. Der Zusammenhang zwischen dem Feststoffanteil ϕ_s und dem

Erosionsparameter a kann durch Approximation einer Potenzfunktion mit $a = 9,78 \cdot 10^{-9} \phi_s^{-3,38}$, und einem Bestimmtheitsmaß von $r^2 = 0,65$ hinreichend genau beschrieben werden (vgl. Abbildung 6.2-18). Aus diesen Erkenntnissen ergibt sich das Modell zur Beschreibung der Erosionsrate in Abhängigkeit von Sohlschubspannung und Feststoffanteil:

$$E = 9,78 \cdot 10^{-9} \phi_s^{-3,38} * e^{11,95 \tau_b} \quad (6.2.1.)$$

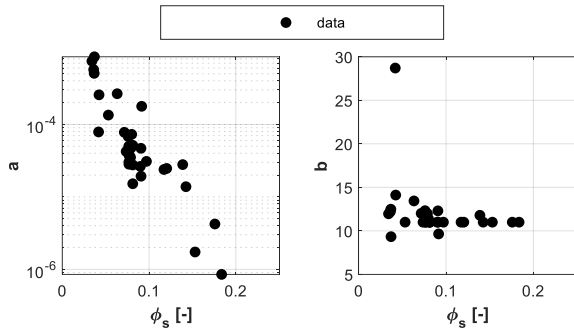


Abbildung 6.2-17: Anpassungsparameter (a und b) der Erosionsfunktion $E = ae^{bx}$ mit unbeschränktem Wertebereich

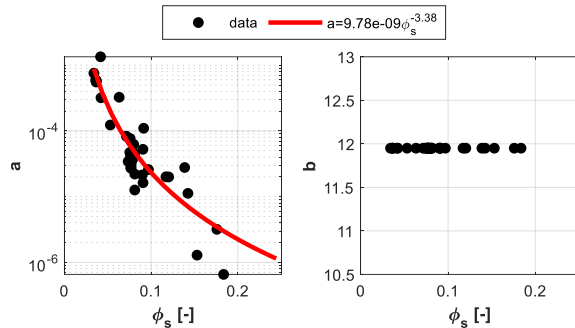


Abbildung 6.2-18: Abhängigkeit der Anpassungsparameter a und b der Erosionsfunktion $E = ae^{bx}$ vom Feststoffanteil ϕ_s , mit $b = 11,95$ und $a = 9,78 \cdot 10^{-9} \phi_s^{-3,38}$

Die Güte des entwickelten Modells kann abschließend durch einen Vergleich der Ergebnisse der experimentellen Untersuchungen mit der Modellfunktion beurteilt werden, vgl. Abbildung 6.2-19.

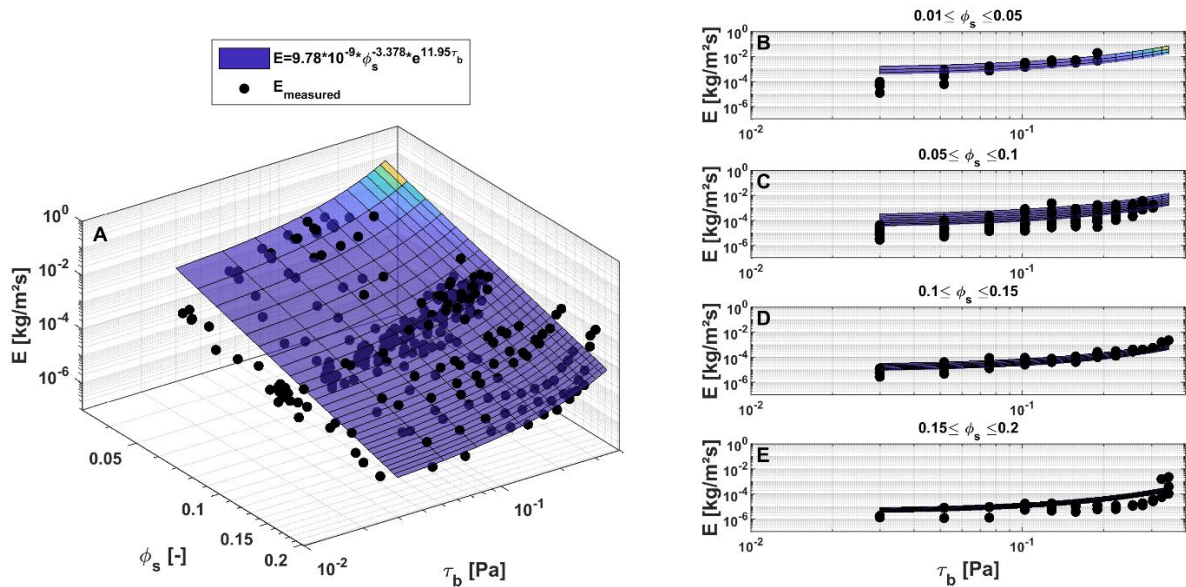


Abbildung 6.2-19: Zusammenhang zwischen Erosionsrate E , Feststoffanteil ϕ_s und aufgebrachtener Sohlschubspannung τ_b mit dem Erosionsmodell nach Patzke; A: als 3D-Oberflächendarstellung, B: als x-z-Ansicht im Bereich $0,01 \leq \phi_s \leq 0,05$, C: als x-z-Ansicht im Bereich $0,05 \leq \phi_s \leq 0,1$, D: als x-z-Ansicht im Bereich $0,1 \leq \phi_s \leq 0,15$, E: als x-z-Ansicht im Bereich $0,15 \leq \phi_s \leq 0,2$

Der in Abbildung 6.2-19 dargestellte Vergleich zeigt die resultierende Fläche, die sich aus der Anwendung und Variation der Einflussgrößen der Sohlschubspannung τ_b für den Bereich zwischen $0 \text{ Pa} \leq \tau_b \leq 0,35 \text{ Pa}$ sowie des Feststoffanteils ϕ_s für einen Bereich zwischen $0,03 \leq \phi_s \leq 0,2$ ergibt. Bei einer Wasserdichte von $\rho_w = 1000 \text{ kg/m}^3$ entspricht dies einem Dichtebereich von $1050 \text{ kg/m}^3 \leq \rho_b \leq 1325 \text{ kg/m}^3$. Die entwickelte Funktion eignet sich zur Beschreibung des Erosionsverhaltens im Allgemeinen. Allerdings zeigt das Modell eine leichte Überschätzung der

Erosionsraten für sehr kleine Sohlschubspannungen sowie für Suspensionen vom Typ *Flüssigschlick mobil*.

Des Weiteren wurde, wie in Kapitel 4.3 eingeführt, eine Kombination aus den Modellansätzen nach Chen et al. (2021) zur Beschreibung der kritischen Erosionsschubspannungen sowie nach Partheniades (1965) zur Beschreibung der Erosionsrate gekoppelt. Das Modell nach Chen et al. (2021) wurde anhand der in Kapitel 6.2.5.1 entwickelten Parametrisierung mit dem Anpassungsparameter $A = 1,55 \cdot 10^{-5} \text{ J/m}^2$ angewandt. Eine Sensitivitätsanalyse zur Optimierung der modellierten Erosionsraten ergab, dass eine dreistufige Parametrisierung die beste Annäherung an die Daten liefert, was die Anwendung des Modells nach Partheniades (1965) rechtfertigt. Für den Suspensionstyp *Flüssigschlick mobil* (FSm) zeigt sich auf kurzen Zeitskalen bis zu 24 Stunden eine Abhängigkeit der Erosionsrate von der Absetzzeit. Die genannte Abhängigkeit wird durch den Erosionskoeffizienten M ausgedrückt, dessen Werte im Bereich zwischen $10^{-5} \text{ kg/m}^2\text{s}$ und $10^{-6} \text{ kg/m}^2\text{s}$ über den Zeitraum von 0 h bis 24 h linear interpoliert werden. Für die Ausprägungsformen *Flüssigschlick stationär* und *konsolidierender Schlick* ist eine nur geringfügige Änderung des Erosionswiderstands innerhalb eines Tages zu verzeichnen, sodass der Erosionsparameter M in diesem Kontext im Bereich von $2,5 \cdot 10^{-5} \text{ kg/m}^2\text{s}$ bis $5 \cdot 10^{-5} \text{ kg/m}^2\text{s}$ linear interpoliert wird. Die vom Modell vorhergesagten kritischen Erosionsschubspannungen für eine Schlicksohle sind jedoch so groß, dass sie die in den Erosionsversuchen aufgebrachten Sohlschubspannungen übersteigen. Die kritische Erosionsschubspannung für den Erosionsbeginn wird daher vereinfachend auf $\tau_{cr,EF} = 0,1 \text{ Pa}$ und der Erosionsparameter E_0 (bzw. M) auf $5 \cdot 10^{-6} \text{ kg/m}^2\text{s}$ gesetzt. In Abbildung 6.2-20 werden abschließend die aus den beiden neuen Erosionsmodellen abgeleiteten Erosionsraten im Vergleich zueinander und im Vergleich zu den in den Laborversuchen beobachteten Erosionsraten dargestellt.

Dabei werden Messergebnisse betrachtet, die bei Versuchen an kohäsiven Sedimenten mit initialen Gesamtdichten ρ_0 im Bereich von 1050 – 1275 kg/m^3 liegen. Dies entspricht etwa den im Feld am Übergang zwischen Wassersäule und Gewässersohle beobachteten Gesamtdichten. In Anhang E in Abbildung E-4 sind die von den Erosionsmodellen prognostizierten Erosionsraten für Ergebnisse von weiteren Erosionsversuchen im selben Dichtebereich aufgeführt. Die Analyse der Ergebnisse aus Abbildung 6.2-20 zeigt, dass beide Modellansätze im Bereich der bei Laboruntersuchungen beaufschlagten Sohlschubspannungen insgesamt eine gute Übereinstimmung mit den Messdaten aufweisen. Die wesentlichen Unterschiede in den von den Modellen vorhergesagten Erosionsraten lassen sich wie folgt zusammenfassen: Der gekoppelte Chen-Partheniades-Ansatz zeigt insbesondere im Bereich des Suspensionstyps *Flüssigschlick mobil* eine höhere Modellgüte. Bei höheren Gesamtdichten des kohäsiven Gemischs werden die Erosionsraten hingegen tendenziell unterschätzt. Die Ergebnisse des neu entwickelten Ansatzes nach Patzke reflektieren den Verlauf der Erosionsrate in Abhängigkeit von den Sohlschubspannungen in adäquater Weise, wobei jedoch eine Überschätzung der Erosionsraten insbesondere bei sehr geringen Sohlschubspannungen zu beobachten ist.

In der Schlussbetrachtung wird herausgestellt, dass neben der effektiven Sohlschubspannung als Belastungsgröße lediglich der Feststoffanteil als Widerstandsgröße des Sediments zur Abbildung des Erosionsverhaltens erforderlich ist. Hierfür ist das neu entwickelte Modell nach Patzke besser geeignet, da es ohne die Angabe einer kritischen Sohlschubspannung auskommt.

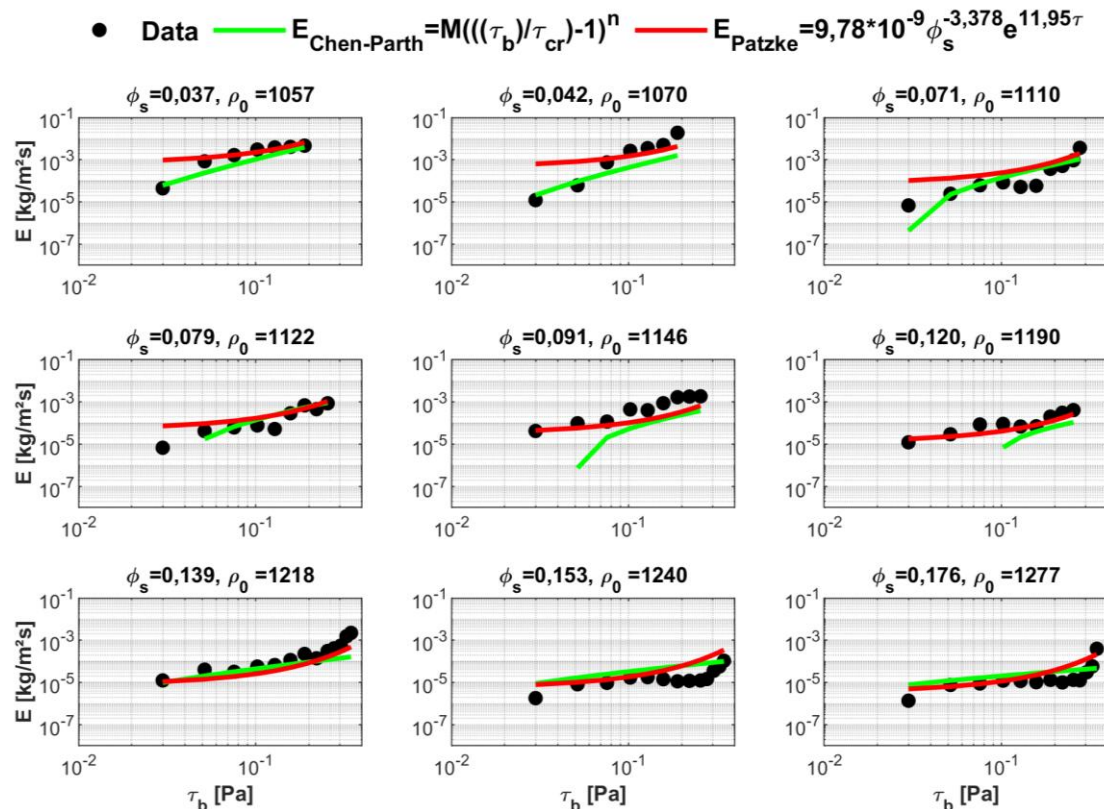


Abbildung 6.2-20: Vergleich der Erosionsrate E gegenüber der aufgetragenen Sohlschubspannung τ_b aus dem gekoppelten Chen-Partheniades-Modell und nach dem Modell nach Patzke in Abhängigkeit des initialen Feststoffanteils ϕ_s bzw. der initialen Gesamtdichte $\rho_0 [\frac{kg}{m^3}]$

6.3. Depositionsverhalten

6.3.1. Methodik

Im Rahmen der Untersuchung des Sedimentations- und Depositionsverhaltens natürlicher Wesersedimente erfolgt die Anwendung der in Kapitel 6.4.1 beschriebenen Versuchsstände zum Absink- und Absetzverhalten eingesetzt. Aus Gründen der Praktikabilität erfolgt im Folgenden die Bezeichnung als "Absinksäulen". Die nachfolgend dargelegten Untersuchungen verfolgen dabei die folgenden Zwecke:

- (I) Bestimmung von individuellen Flockensinkgeschwindigkeiten
- (II) Bestimmung von konzentrationsabhängigen effektiven Sinkgeschwindigkeiten
- (III) Identifikation charakteristischer Größen und Abgrenzung vorherrschender Sinkregime
- (IV) Modellierung konzentrationsabhängiger Sinkgeschwindigkeiten

Die individuellen Flockensinkgeschwindigkeiten werden durch die Erzeugung von Suspensionen mit homogener Initialkonzentration unterhalb bzw. nahe der Grenze für behindertes Absinken und deren anschließender Exposition gegenüber strömungsfreiem Absinken bestimmt. Die Sinkgeschwindigkeiten einzelner Flocken werden dabei durch visuelle Beobachtungen ermittelt.

Zur Bestimmung von konzentrationsabhängigen effektiven Sinkgeschwindigkeiten sowie zur Identifikation charakteristischer Größen zur Abgrenzung vorherrschender Sinkregime wurde eine neue Methodik entwickelt, die sich durch eine einfache, zeitsparende und zugleich effiziente

Vorgehensweise auszeichnet (Patzke et al. 2023). Die Methodik erlaubt die Ermittlung der räumlichen Verteilung und zeitlichen Entwicklung der Sinkgeschwindigkeiten sowie die Bestimmung der effektiven Sinkgeschwindigkeiten von Flocken in Suspension. Der Anwendungsbereich der Methode umfasst Laboruntersuchungen an homogenisierten Proben, schiffsgestützte Kampagnen mit frischen Naturproben sowie in-situ-Messungen in trockenfallenden Flachwasserbereichen. Im Rahmen der vorliegenden Arbeit wurde die Methode ausschließlich auf Laborproben angewendet, bei denen die initiale Sedimentkonzentration C_0 vorgegeben wurde. Die Abbildung 6.3-1 zeigt eine Skizze des Versuchsaufbaus zur messtechnischen Bestimmung der effektiven Sinkgeschwindigkeiten in Abhängigkeit von der initialen Sedimentsuspension.

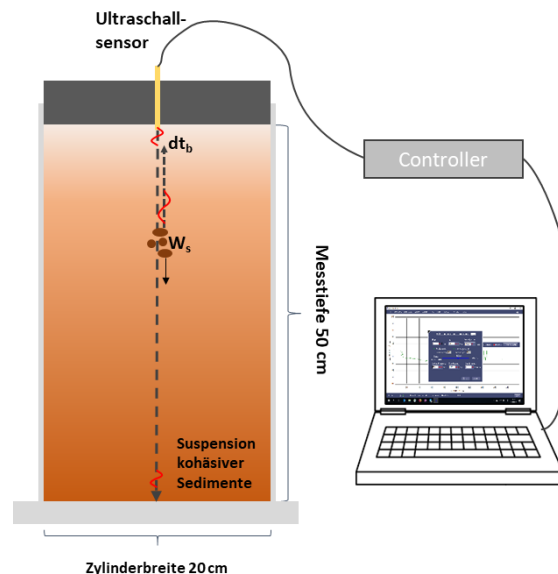


Abbildung 6.3-1: Schema der ultraschallbasierten Bestimmung von Sinkgeschwindigkeiten w_s bei Suspensionen mit kohäsiven Sedimenten

Die Sinkgeschwindigkeiten der zum Zeitpunkt t_0 homogenisierten Suspension werden mit einem 4-MHz-Ultraschallsensor der Firma Signal-Processing® nach dem Dopplerprinzip bestimmt. Die Laufzeit und die Phasenverschiebung des Signals dienen der Berechnung der Partikelgeschwindigkeit, an dem das Ultraschallsignal reflektiert wird. Die Vertikalkomponente der Partikelbewegungsgeschwindigkeiten wird entlang einer Messachse in Intervallen von weniger als einer Sekunde aufgezeichnet. Positive Messwerte werden durch Partikel generiert, welche sich vom Sensor weg in Richtung Sohle bewegen. Daher repräsentieren sie die Sinkgeschwindigkeiten. Die Aufzeichnung erfolgt durch Einbringen des Sensors in die Absinksäule, sodass der Sensorkopf vollständig mit Wasser bedeckt ist und vertikal in die Absinksäule zeigt (vgl. Abbildung 6.3-1).

Zu diesem Zweck wird ein Stopfen auf den Zylinder gesetzt, in welchen der Sensor zentral bis wenige Millimeter nach dem Erstkontakt mit Wasser eingeführt wird. Es ist unbedingt darauf zu achten, dass sich keine Luftblasen vor dem Sensor befinden. Die Einstellung der Messtiefe erfolgt in einer Weise, dass sie die gesamte Höhe der Suspension abdeckt. Auf diese Weise ist es möglich, absinkende Partikel über die gesamte Suspensionshöhe zu messen und mögliche Geschwindigkeitsänderungen festzustellen, sofern sich die betreffenden Partikel auf der Messachse befinden. Die Messachse wird in Abschnitte von etwa einem Millimeter unterteilt, sodass sich aus jeder Aufzeichnung mit mehr als einem Messprofil eine Raum-Zeit-Matrix ergibt, in der die Entwicklung der über die Messachse aufgezeichneten Geschwindigkeiten gespeichert ist. Die Auswertung dieser Matrix erlaubt die Ableitung von Sinkgeschwindigkeitsmustern, die Beurteilung ihrer zeitlichen und räumlichen Entwicklung sowie die Ermittlung effektiver Sinkgeschwindigkeiten.

Die für einen Versuch vorgegebene Sedimentkonzentration wird nach folgendem Schema eingestellt:

- Zunächst wird die Suspension hergestellt. Zu diesem Zweck wird eine wässrige Lösung mit einem Salzgehalt angesetzt, der dem in der Natur bei der Sedimententnahme festgestellten oder einem vorgegebenen Wert entspricht.
- Im Anschluss erfolgt die Homogenisierung der für die Versuchsreihe vorgesehenen Sedimente sowie die Bestimmung der Gesamtdichte der Originalprobe ρ_b .
- Aus den in Tabelle 4.1.1 dargestellten Zusammenhängen der Materialkennwerte wird der Anteil berechnet, den die Originalprobe bei Erreichen der Zielkonzentration einnimmt. Aus der Gesamthöhe der erzeugten Suspension von $h_0 = 0,5 \text{ m}$ und dem bekannten Zylinderradius von $r_z = 0,095 \text{ m}$ lässt sich das Gesamtvolumen $V_{Ges} = 14,176 \text{ L}$ berechnen. Unter Berücksichtigung des bekannten Anteils der Originalprobe $\varphi_{s,i}$ lässt sich das beizumischende Volumen V_{Ur} gemäß der Gleichung $V_{Ur} = V_{Ges} * \varphi_{s,i}$ berechnen.
- Die Initialkonzentration wird bei Konzentrationen von $C_0 \leq 2 \text{ g/L}$ über das Verhältnis von Feststoff zu Fluidvolumen definiert. Bei höheren Konzentrationen erfolgt die Dichtemessung mit dem Dichtesensor DMA 35 Standard. Der ermittelte Dichtewert wird gemäß Gleichung (4.1.4) unter Berücksichtigung der verwendeten Dichte des Wassers (variabel in Abhängigkeit vom Salzgehalt) in eine Sedimentkonzentration umgerechnet. Das Volumen der Feststoffe kann dabei vernachlässigt werden, da die Abweichungen gegenüber dem Wasservolumen vernachlässigbar klein sind. Bei einer Konzentration von 2 g/L und einem Wasservolumen von $14,17 \text{ L}$ resultiert eine Volumenänderung von lediglich etwa $0,01 \text{ L}$ bzw. $0,07 \%$. Die dabei zu erwartende Höhenänderung beträgt lediglich $0,35 \text{ mm}$.
- Um eine homogene Verteilung der Sedimentkonzentrationen über die Zylindertiefe zu gewährleisten, wird vor Versuchsbeginn eine fünfminütige Homogenisierung mittels eines bohrmaschinenbetriebenen Wendelrührers durchgeführt. Dadurch wird eine gleichmäßige Sedimentverteilung erzielt, sodass eine Anreicherung am Zylinderboden vermieden wird. Die erfolgreiche Homogenisierung wird durch Dichtemessungen in drei verschiedenen Höhen überprüft.

Im Rahmen der Festlegung von Kriterien hinsichtlich der Datenauswertung zur Ableitung effektiver Sinkgeschwindigkeiten wurde eine Sensitivitätsstudie durchgeführt, deren Ziel die Optimierung der Anwendung der neuen Methodik war. Die zeitliche und räumliche Entwicklung der gemessenen Geschwindigkeiten wurde innerhalb eines Zeitraums von zehn Minuten nach der Probenaufbereitung aufgezeichnet und einer Analyse unterzogen. Die Resultate der Messungen sind in den Abbildung 6.3-2 und Abbildung 6.3-3 exemplarisch für neun verschiedene Initialkonzentrationen C_0 aufbereitet. Die Abbildung 6.3-2 zeigt die zeitliche Entwicklung der Geschwindigkeiten in der Absinksäule und veranschaulicht die Dynamik der turbulenten Partikelbewegungen. Die Abbildung 6.3-3 Es wird demonstriert, dass sich bereits nach wenigen Minuten ein charakteristisches Sinkgeschwindigkeitsprofil einstellt, das in den folgenden Minuten ähnlich verbleibt. Die diskutierten Ergebnisse demonstrieren die getroffenen und nachfolgend zusammengefassten Maßnahmen zur Optimierung der Methodik zur Bestimmung charakteristischer effektiver Sinkgeschwindigkeiten einer kohäsiven Suspension.

Die Resultate verdeutlichen die getroffenen und nachfolgend zusammengefassten Maßnahmen zur Verbesserung der Methodik zur Bestimmung charakteristischer effektiver Sinkgeschwindigkeiten einer kohäsiven Suspension:

- Beruhigungszeit: Erst nach vier Minuten (~ 240 Sekunden) hat sich die Turbulenz in der Absinksäule soweit beruhigt, dass effektives Absinken dominiert.
- Unplausible Geschwindigkeitsmessungen: Absolute Werte mit $w_s \geq 3 \text{ mm/s}$ werden als unrealistisch hoch eingestuft und auf den Durchmischungsprozess zurückgeführt. Diese Werte werden von der Auswertung ausgenommen.
- Messzeitraum: Die Bestimmung der effektiven Sinkgeschwindigkeit erfolgt aus der räumlichen und zeitlichen Mittelung der Geschwindigkeitsmessdaten eines Messzeitraums von 45 Sekunden, da dies auf Basis der dargelegten Auswertungen ausreichend lang ist um die Geschwindigkeitsschwankungen auszugleichen.

Die Probenaufbereitung erfolgt in Übereinstimmung mit der in Kapitel 6.4.1 dargelegten Methodik. Die grafische Darstellung der initialen Sedimentkonzentrationen C_0 sowie der abgeleiteten effektiven Sinkgeschwindigkeiten erlaubt die Ableitung der Sinkgeschwindigkeits-Konzentrations-Beziehung ($w_s - C$ –Beziehung) sowie die Klassifizierung verschiedener Sinkregime (vgl. Kap. 3.3). Neben den zuvor beschriebenen Maßnahmen zur Datenprozessierung lassen sich aus den in den Abbildung 6.3-2 und Abbildung 6.3-3 dargestellten Ergebnissen weitere wesentliche Erkenntnisse gewinnen.

Die hier beschriebene Methode erweist sich als geeignet, um interne Sinkgeschwindigkeitsgradienten und damit Phasenübergänge zu identifizieren. So lässt sich beispielsweise bei höheren initialen Sedimentkonzentrationen bereits nach kurzer Zeit eine Schicht am Grund der Gewässersohle ausmachen, deren Sinkgeschwindigkeiten so gering sind, dass sie von dem verwendeten Messgerät nicht erfasst werden können.

Die prozessbezogene Modellierung des Transportverhaltens erfolgt hinsichtlich der Sinkgeschwindigkeiten bzw. der Deposition erreicht, indem der generierte Datensatz aus gemessenen Sinkgeschwindigkeiten und zugehörigen Konzentrationen zur Parametrisierung von Sinkgeschwindigkeitsformulierungen verwendet wird. Im ersten Schritt wird die Potenzfunktion nach Raudkivi (1998) aus Gleichung (3.4.5) an die Messdaten im Bereich des flockulierten Absinkens angepasst. Die Parameter e und k werden iterativ so lange verändert, bis die mittlere quadratische Abweichung zwischen Messdaten und Modellfunktion minimal wird (Methode der kleinsten Quadrate). Die Parametrisierung des Sinkgeschwindigkeitsmodells nach Winterwerp (2021) aus Gleichung (3.4.7) erlaubt zusätzlich die Abbildung des Bereichs des behinderten Absinkens sowie die Ableitung einer charakteristischen Flockensinkgeschwindigkeit $w_{s,0}$ und der Gelkonzentration C_{gel} als Anpassungsparameter.

Der Übergangsbereich zwischen dem flockulierten Absinken und dem behinderten Absinken wird durch einen Optimierungsansatz approximiert. Dabei wird die Grenzkonzentration C_{Trans} am Phasenübergang zur Einbeziehung von Messdaten in die jeweilige Modellanpassung solange verschoben, bis die Summe der Abweichungen beider Modellanpassungen minimal ist. In Kapitel 7.1 erfolgt ein Vergleich der ermittelten Anpassungsparameter mit den Ergebnissen der Modellanpassung aus Kapitel 6.3. Zusätzlich zu den oben genannten Modellansätzen wird der Ansatz von Wolanski et al. (1989) verwendet, da dieser eine konsistente Funktion für beide betrachteten Absinkregime darstellt und somit numerische Instabilitäten vermieden werden können. Die Grenzkonzentration C_{Trans} wird dort definiert, wo das Maximum der Sinkgeschwindigkeitsfunktion erreicht wird. Durch Ableitung der Funktion erhält man schließlich die konzentrationsabhängigen Depositionsraten.

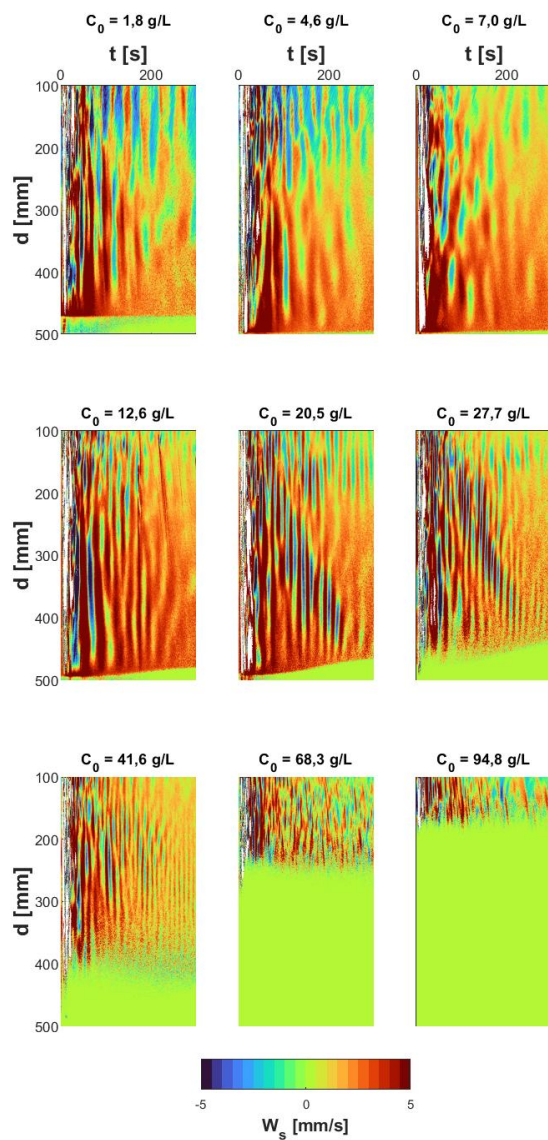


Abbildung 6.3-2: Räumlich-zeitliche Entwicklung der Sinkgeschwindigkeiten w_s in einer Absinksäule mit dem Abstand d vom Sensor über die Zeit t

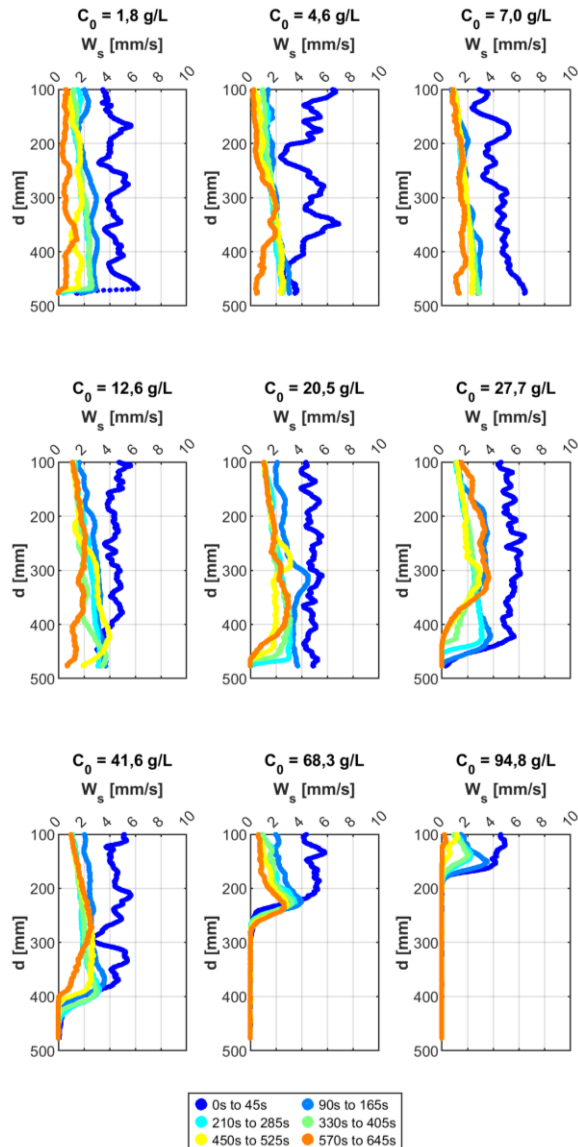


Abbildung 6.3-3: Zeitliche Entwicklung der zeitgemittelten Sinkgeschwindigkeiten w_s im Tiefenprofil mit dem Abstand d vom Sensor in Abhängigkeit der initialen Sedimentkonzentration C_0

6.3.2. Apparaturen und Materialien

Die Ermittlung individueller Flockensinkgeschwindigkeiten erfolgt unter Zuhilfenahme einer 2,5 Meter hohen Absinksäule aus transparentem Acrylglas. Die Säule ist in zwei voneinander abtrennbare Abschnitte unterteilt. Im oberen Abschnitt erfolgt die Erzeugung einer homogenen Suspension mittels eines Zirkulationsmechanismus, während im unteren Abschnitt eine sedimentfreie wässrige Lösung zum Einsatz kommt. Durch Öffnen der Verbindung der beiden Abschnitte sowie Abschalten des Zirkulationsmechanismus erfolgt die Durchmischung der beiden Phasen. Insbesondere größere Partikel, darunter auch Flocken, dringen mit hoher Geschwindigkeit in die wässrige Phase ein, was eine gute Beobachtbarkeit gewährleistet. Der im unteren Abschnitt zurückgelegte Weg der Partikel pro Zeiteinheit wird mittels einer Videokamera aufgezeichnet, sodass schließlich die Sinkgeschwindigkeit der Einzelpartikel ermittelt werden kann. Die Resultate des Verfahrens dienen der Evaluierung der aus Modellparametrisierungen abgeleiteten Größen.

Im Rahmen der konzentrationsabhängigen Absinkuntersuchungen finden Acrylglaszylinder mit einem Innendurchmesser von $d = 19 \text{ cm}$ und einer Höhe von $h_0 = 50 \text{ cm}$ Verwendung. Im Anschluss an die Vorbereitung und das Einfüllen der Suspension erfolgt die Verschließung des Zylinders mit einem eigens konstruierten Stopfen aus PE-Schaum. Im Zentrum des Stopfens ist eine 6-mm-Vertikalbohrung zur Aufnahme des Ultraschallsensors der Firma Signal Processing® (Durchmesser: 8 mm) integriert. Der 4-MHz-Sensor wird an das Velocimeter DOP 3010 angeschlossen, um die durch die Partikelbewegung phasenverschobenen Ultraschallsignale in Geschwindigkeiten umzurechnen. Die Aufzeichnung und Ablage der gemessenen Geschwindigkeiten erfolgt mithilfe der sensoreigenen Software UDOP v6.0.1. Die Daten werden anschließend mit der Programmiersoftware Matlab auf Basis eigens entwickelter Auswerteroutinen entsprechend der in Kapitel 6.3.1 beschriebenen Methodik verarbeitet. Der Salzgehalt der untersuchten Suspensionen wird durch Zugabe von handelsüblichem Meersalz an den bei der Entnahme der eingesetzten Probe festgestellten Salzgehalt angepasst.

6.3.3. Durchführung und Übersicht

Die Versuche in der $2,5 \text{ m}$ hohen Absinksäule zur Bestimmung individueller Flockensinkgeschwindigkeiten werden mit Initialkonzentrationen von $C_0 = 1, 5, 10$ und 20 g/L durchgeführt, um die Entstehung und das Sinken von Flocken zu messen und zu beurteilen sowie die weiteren Analysen auf den gewonnenen Erkenntnissen aufzubauen. Während der Versuche zeichnet eine Kamera die unteren $0,3 \text{ m}$ der Säule auf, um die Depositionsprozess zu dokumentieren. Für die Auswertung hinsichtlich der individuellen Sinkgeschwindigkeiten werden im Rahmen dieser Arbeit ausschließlich die Versuche mit $C_0 = 1 \text{ g/L}$ herangezogen.

Die Versuche zur Bestimmung konzentrationsabhängiger Sinkgeschwindigkeiten wurden in fünf Reihen mit insgesamt 178 Einzelversuchen an homogenisierten und auf die Zielkonzentration verdünnten Teilproben der Originalprobe NH-21 in $0,5 \text{ m}$ hohen Absinksäulen durchgeführt. Die Versuchsrahmenbedingungen sind in Tabelle 6.3.1 dokumentiert.

In Anlehnung an die bei Feldeinsätzen beobachtete Salinität (vgl. Abbildung 5.2-4) werden für die Reihen Salzgehalte von etwa 2 psu , $6,5 \text{ psu}$, $15,5 \text{ psu}$ und $28,7 \text{ psu}$ definiert. Die Wasserdichte ρ_w steigt entsprechend der Salinität. Die Initialkonzentration wird je Versuch variiert und eine effektive Sinkgeschwindigkeit abgeleitet. Die Konzentrationen liegen dabei in einem Bereich von $0,13 \text{ g/L} \leq C_0 \leq 91 \text{ g/L}$. Der Bereich umfasst große Teile des flockulierten und des behinderten Absinkens und ist für die Modellierung im Flockensinkbereich nach Gleichung (3.4.6) bzw. für behindertes Absinken anhand von Gleichung (3.4.7) und bereichsübergreifend anhand von Gleichung (3.4.10) sehr geeignet.

Tabelle 6.3.1: Zur Untersuchung des konzentrationsabhängigen Absinkverhaltens kohäsiver Suspensionen durchgeführte Versuchsreihen

Reihe	Originalprobe	Wasserdichte	Salinität	Konzentration	Temperatur	Versuche
[–]	[–]	$\rho_w [\text{kg/m}^3]$	$S [\text{psu}]$	$C [\text{g/L}]$	$T [^\circ\text{C}]$	[–]
1	NH-21	0996	02,0	0,13 - 91	20	42
2	NH-21	0996	02,0	0,13 - 88	20	36
3	NH-21	1003	06,5	0,13 - 75	20	32
4	NH-21	1010	15,5	0,13 - 82	20	29
5	NH-21	1020	28,5	0,13 - 76	20	39

6.3.4. Ergebnisse

Im vorliegenden Kapitel erfolgt eine Beschreibung des Sedimentations- und Depositionsverhaltens natürlicher Sedimente unter Zuhilfenahme physikalischer Laborversuche. In Kapitel 6.3.4.1 erfolgt

zunächst eine visuelle Aufbereitung der Suspensionsbildung, um das Prozessverständnis bei Absinkversuchen zu schärfen. Im Anschluss erfolgt in Kapitel 6.3.4.2 eine kurze Darlegung der Einzelflockensinkgeschwindigkeiten, welche wiederum zur Einordnung der Resultate aus der Sinkgeschwindigkeitsmodellierung herangezogen werden. In Kapitel 6.3.4.3 werden die Ergebnisse der systematischen Untersuchung der effektiven Sinkgeschwindigkeiten präsentiert. Abschließend werden die aus den Sinkgeschwindigkeiten abgeleiteten Depositionsraten in Kapitel 6.3.4.4 erörtert.

6.3.4.1. Prozessverständnis

Im Rahmen der vorliegenden Untersuchung soll zunächst das Prozessverständnis bei der Entstehung von Flüssigschlick aus sohnahen, hochkonzentrierten Suspensionen geschärft werden. Zur Veranschaulichung der bei Sedimentationsvorgängen auftretenden Effekte werden in Abbildung 6.3-4 acht Aufnahmen im 5-Minuten-Raster nach Herstellung einer 2 m hohen Suspension mit $C_0 = 10 \text{ g/L}$ bzw. $\phi_0 = 0,004$ bzw. $\rho_0 = 1006 \text{ kg/m}^3$ dargestellt.

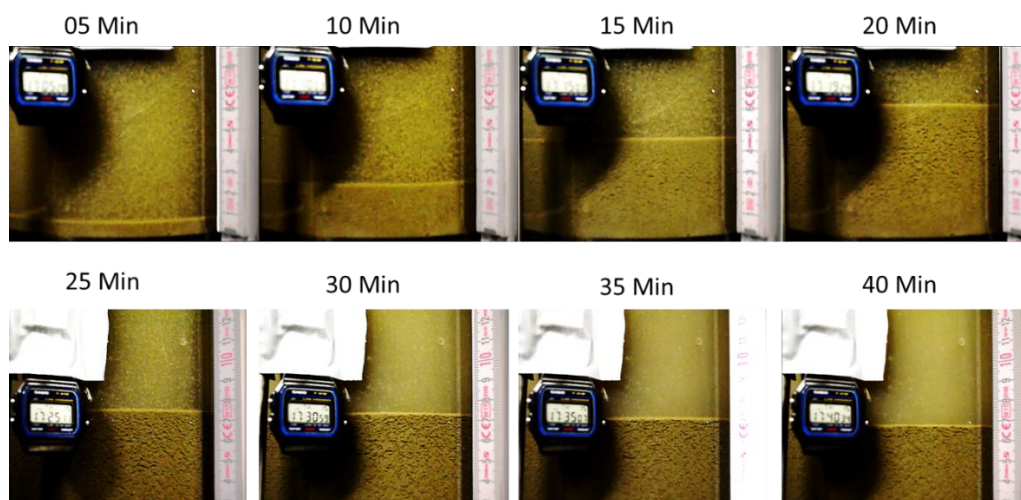


Abbildung 6.3-4: Deposition in einem exemplarischen Absinkversuch mit Ausbildung einer Lutokline

Die folgenden Mechanismen werden beobachtet: Nach dem Ansetzen der Suspension und der Aufrechterhaltung der homogenen Durchmischung beginnt der Absetzversuch zum Zeitpunkt $t_0 = 0 \text{ Min}$ der Absinkversuch. Im Verlauf des Absinkversuchs bilden sich aus den Einzelpartikeln in der Suspension sichtbare Flocken. Aufgrund der höheren Sinkgeschwindigkeiten der Flocken im Vergleich zu den Einzelpartikeln kann angenommen werden, dass das Absinkverhalten primär durch die Kohäsion der Partikel bestimmt wird. Bereits nach wenigen Minuten grenzt sich mit Ausbildung einer Lutokline am Grund der Säule eine Schicht erhöhter Konzentration ab (Abbildung 6.3-4, Minute 5). Innerhalb von 25 Minuten wächst diese Schicht auf etwa $0,075 \text{ m}$ an (vgl. Abbildung 6.3-4, Minute 25). Im weiteren Verlauf des Versuchs nimmt die Menge an Sedimenten stark ab, die auf der Lutokline deponieren. Die Absetzprozesse innerhalb der Schicht unterhalb der Lutokline überwiegen in dieser Phase gegenüber den Depositionsprozessen und führen zu einer Abnahme der vertikalen Ausdehnung der Schicht. Aus diesem exemplarischen Versuch lassen sich die nachfolgend zusammengefassten Rückschlüsse ableiten.

Der Versuch belegt, dass sich Sedimente aus hochkonzentrierten Suspensionen mit Mächtigkeiten von mehreren Metern innerhalb kürzester Zeit ablagern und Flüssigschlickschichten mit klarer Lutokline bilden können. Messungen haben ergeben, dass die Dichte in der neu ausgebildeten Schicht bei etwa 1060 kg/m^3 liegt, was Sedimentkonzentrationen von etwa 100 g/L entspricht. Aus den Beobachtungen lässt sich eine mittlere Anwachsrate der Schicht von $0,05 \text{ mm/s}$ sowie eine Depositionsrate von $D = 5 \cdot 10^{-3} \text{ kg/m}^2\text{s}$ ableiten. Diese Beobachtungen stehen im Einklang mit den

im Feld gewonnenen Erkenntnissen, bei denen die Flüssigschlickschichten in der Nähe der primären Lutokline ebenfalls Dichten in diesem Bereich aufwiesen. Zudem weisen die daraus abgeleiteten Depositionsraten eine hohe Übereinstimmung mit den Ergebnissen der weiteren Messungen auf.

Unter Berücksichtigung der vorangehend dargelegten Überlegungen lässt sich eine Vergleichbarkeit der bei Stauwasser ablaufenden Prozesse zum obigen Beispiel annehmen. Hieraus lässt sich ableiten, dass sich eine bei Stauwasser ausbildende Schicht zum Ende der Stauwasserzeit bereits im Prozess der Verfestigung befindet. Wie in den vorangehenden Kapiteln dargelegt, weisen diese Schichten zudem eine signifikant erhöhte Viskosität und einen Widerstand bei Strömungsbelastung auf. Dies behindert die Resuspension bei Wiedereinsetzen der Strömung und dämpft die auf der ursprünglichen Gewässersohle wirkende Sohlschubspannung.

6.3.4.2. Individuelle Flockensinkgeschwindigkeiten

Die Sinkgeschwindigkeiten einzelner Flocken wurden aus den Fotoaufzeichnungen während der Durchführung des Absinkversuchs mit einer Sedimentkonzentration von $C_0 = 1 \text{ g/L}$ abgeleitet (Burholt 2019). Die Geschwindigkeiten wurden anhand der Zeit bestimmt, die die Flocken benötigen, um eine definierte Strecke von 5 cm zurückzulegen. Die Anwendung der Methode auf 15 Partikel resultiert in einer mittleren Sinkgeschwindigkeit von $w_s = 1,74 \text{ mm/s}$ bei einer Standardabweichung von $s = 0,9 \text{ mm/s}$. Die Ergebnisse sind in Tabelle 6.3.2 dargestellt.

Tabelle 6.3.2: Mittlere Flockensinkgeschwindigkeiten im Bereich von 0,15 – 0,20 m über der Gewässersohle während eines Absinkversuchs mit einer Ausgangssedimentkonzentration von $C_0 = 1 \text{ g/L}$

Flockennr.	[-]	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
$w_{s,f}$	[mm/s]	2,7	2,1	2,2	0,5	0,9	3,3	0,7	1,2	1,1	0,7	1,5	0,9	2,4	2,7	3,2

Die Ergebnisse zeigen somit, dass die aus den Fraktionen Ton, Schluff und ggf. Sand gebildeten Flocken deutlich höhere Sinkgeschwindigkeiten aufweisen als die Einzelpartikel. Die Größenordnung der Geschwindigkeiten entspricht zudem den mit anderen Verfahren ermittelten und in der Literatur angegebenen Flockensinkgeschwindigkeiten.

6.3.4.3. Effektive Sinkgeschwindigkeit

Basierend auf der in Kapitel 6.3.1 beschriebenen Methodik wird für jede der insgesamt 178 Geschwindigkeitsmessungen eine effektive Sinkgeschwindigkeit ermittelt. Die Zuordnung der ermittelten effektiven Sinkgeschwindigkeit zur Initialkonzentration erfolgt entsprechend. Zur Ermittlung der effektiven Sinkgeschwindigkeiten erfolgt eine zeitliche sowie eine räumliche Mittelung.

Die sich für das Auswertintervall nach zeitlicher Mittelung ergebenden vertikalen Geschwindigkeitsprofile sind für die Reihe 1 in Abbildung 6.3-5 dargestellt. Die Ergebnisse verdeutlichen einige wesentliche Aspekte des Sinkprozesses. Es lässt sich zunächst feststellen, dass die Geschwindigkeiten mit der Tiefe von ca. 1 mm/s auf bis zu ca. $2,5 \text{ mm/s}$ ansteigen. Diese Beobachtung lässt sich auf die schnellere Verlagerung größerer Partikel in den unteren Teil der Säule zurückführen. Andererseits ist für jedes Profil eine Grenze festzustellen, bei der die Geschwindigkeiten in einem Bereich von ca. 25 mm abrupt abnehmen und nahezu den Wert Null erreichen. Dieser Bereich wird als Depositionszone betrachtet. In der Depositionszone treffen die Partikel oder Flocken aus dem Sinkprozess auf die Lutokline zu einer Schicht mit relativ hoher Dichte. Die Lutokline bewegt sich mit zunehmender Anfangskonzentration vom Boden der Absinksäule bei $d = 0,5 \text{ m}$ in Richtung Probenoberfläche, solange sich darüber befindliche Partikel maßgeblich absinken. Unterhalb der Lutokline wird mit dem gewählten 4 MHz -Sensor keine Geschwindigkeit aufgezeichnet.

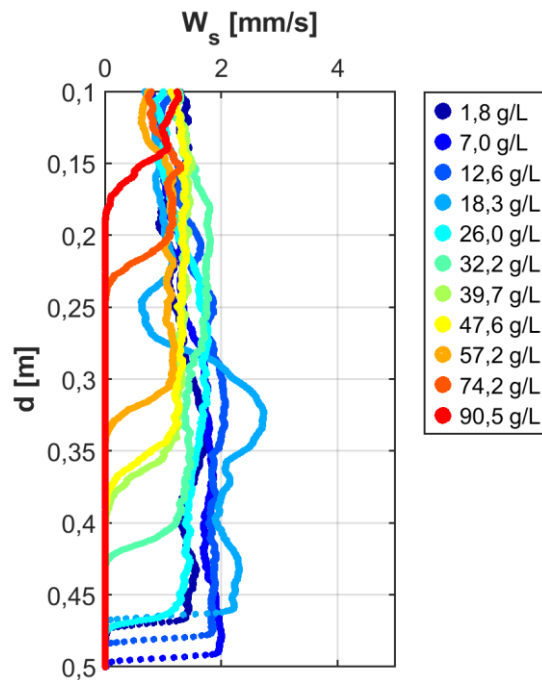


Abbildung 6.3-5: Zeitgemittelte Sinkgeschwindigkeiten w_s im Abstand d vom Sensor (= Tiefe in der Absinksäule) für einen Messzeitraum von 45 Sekunden, der 4 Minuten nach Herstellen der Suspension beginnt

In Abbildung 6.3-6 sind die ermittelten effektiven Sinkgeschwindigkeiten (die dem Tiefenmittel der zeitgemittelten Sinkgeschwindigkeiten entsprechen) den Anfangskonzentrationen gegenübergestellt. Die Sinkgeschwindigkeiten nehmen bis zu Anfangskonzentrationen C_0 von 5 bis 10 g/L zu, bevor bei weiter steigenden Anfangskonzentrationen eine Abnahme zu beobachten ist. Insgesamt liegen die ermittelten Sinkgeschwindigkeiten im Bereich von $0,1 \leq w_{s,eff} \leq 2 \text{ mm/s}$. Die Veränderung der Salinität resultierte im Bereich hoher Konzentrationen in keiner signifikanten Veränderung der Geschwindigkeit. Im Bereich niedriger Konzentrationen lässt sich eine Zunahme der beobachteten Sinkgeschwindigkeiten mit steigendem Salzgehalt feststellen. Als Ursache für die beobachteten Effekte wird die Bewegungsfreiheit der Flocken im Bereich der Flockensinkzone sowie der bei höheren Salzgehalten geringere Einfluss der Abstoßungskräfte zwischen den Partikeln angenommen. In der Konsequenz resultieren daraus schnellere und voluminösere Flocken, welche eine höhere Absinkgeschwindigkeit aufweisen.

Das Signal ist jedoch aufgrund der Streuung der Messdaten sowie der möglicherweise geringen Unterschiede in den Sinkgeschwindigkeiten von geringer Intensität. Im Bereich des behinderten Absinkens hingegen sind nicht mehr allein die individuellen Flockensinkgeschwindigkeiten für die effektive Sinkgeschwindigkeit verantwortlich, sondern auch der Rückfluss von Porenwasser. Da sich das Masseverhältnis von Feststoff zu Flüssigkeit jedoch nicht mit den Salzgehalten verschiebt, bleiben die Sinkgeschwindigkeiten in diesem Bereich vom Salzgehalt weitgehend unbeeinflusst.

Ogleich die implementierte Methodik eine Beruhigungszeit zur Minimierung turbulenter Bewegungen beinhaltet, was eine Verschiebung zwischen der initialen und der tatsächlichen Sedimentkonzentration zum Messzeitpunkt zur Folge hat, reflektieren die Resultate das theoretische Verhalten im Bereich des Flocken- und des behinderten Absinkens in adäquater Weise. Folglich können sie als Annäherung an die unter Laborbedingungen in stillem Wasser auftretenden Sinkgeschwindigkeiten von Partikeln und Flocken aus Wesersedimenten der Ästuarinen Trübungszone betrachtet werden.

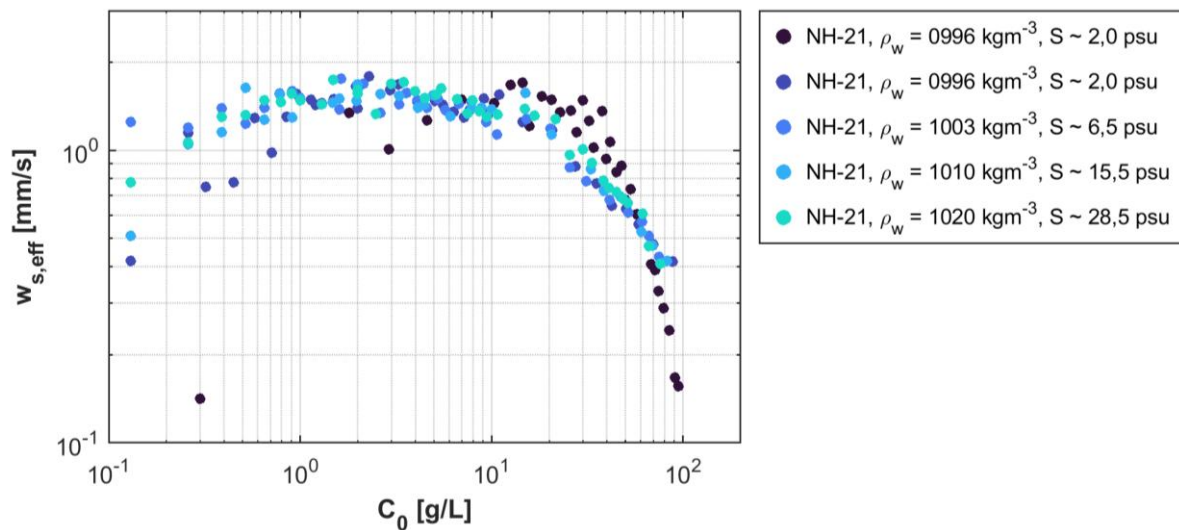


Abbildung 6.3-6: Aus Ultraschallmessungen ermittelte effektive Sinkgeschwindigkeiten $w_{s,eff}$ von Sedimenten der Probe NH-21 in Abhängigkeit des Salzgehalts S (bzw. der Wasserdichte ρ_w) und der initialen Sedimentkonzentration C_0

Ein Vergleich der mittels Ultraschallmessung ermittelten individuellen Sinkgeschwindigkeiten von Flocken mit den in Kapitel 6.3.4.2 dargestellten Ergebnissen zeigt, dass beide Methoden zu ähnlichen Resultaten führen. Die neu entwickelte Methode zur Bestimmung der mittleren Sinkgeschwindigkeiten mittels Ultraschallmessung wird daher als relativ zuverlässig eingestuft und findet Anwendung bei der Abschätzung von Depositionsraten sowie der Modellbildung.

6.3.4.4. Depositionsraten

Werden die ermittelten Sinkgeschwindigkeiten nach Gleichung (3.4.11) mit der zugehörigen initialen Sedimentkonzentration multipliziert, ergibt sich die Depositionsrate D . Aus den ermittelten und in Kapitel 6.3.4.3 dokumentierten Sinkgeschwindigkeiten ergibt sich die in Abbildung 6.3-7 aufgezeigte Depositionsrate.

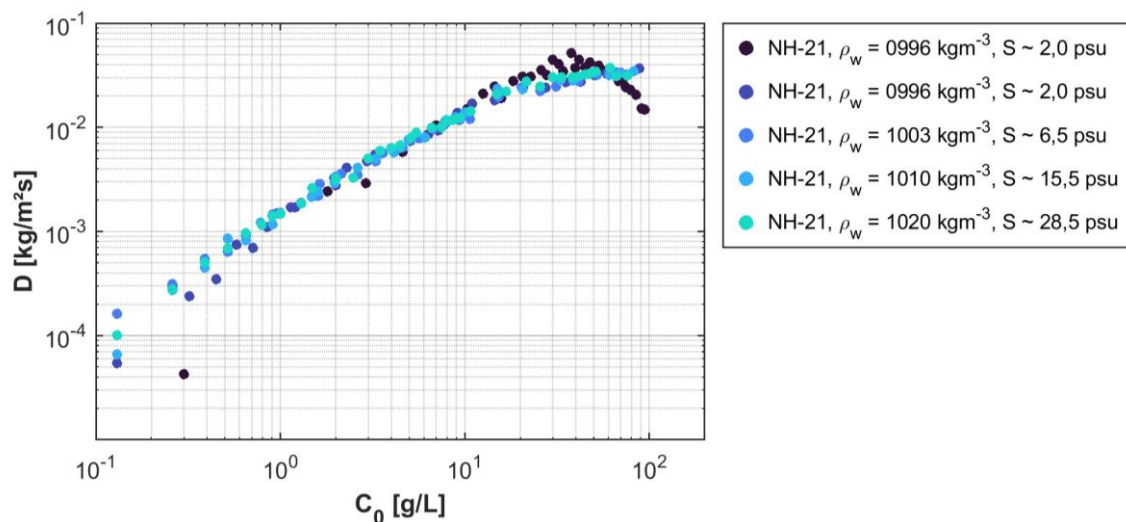


Abbildung 6.3-7: Aus der effektiven Sinkgeschwindigkeit $w_{s,eff}$ und der initialen Sedimentkonzentration C_0 abgeleitete Depositionsraten D in Abhängigkeit des Salzgehalts S (bzw. der Wasserdichte ρ_w)

Im untersuchten Bereich bis zum Erreichen der maximalen Depositionsrates zeigt sich im log-log-Raum eine lineare Zunahme der Depositionsrates. Für niedrige Konzentrationen von circa $C_0 = 0,1 \text{ g/L}$ liegt die Depositionsrates bei etwa $D = 10^{-4} \text{ kg/m}^2\text{s}$, während sie für Konzentrationen C_0 von circa 30 bis 60 g/L bei $D = 0,04 \text{ kg/m}^2\text{s}$ liegt. In der Konsequenz nimmt die Depositionsrates in diesem Bereich weitgehend exponentiell mit der Sedimentkonzentration zu. Der Salzgehalt spielt für die Depositionsrates eine untergeordnete Rolle, da die unterschiedlichen Salzgehalte sich insbesondere auf die Sinkgeschwindigkeiten bei freiem Absinken der Flocken auswirken, die Depositionsrates in diesem Bereich jedoch sehr gering sind. Für die Ausbildung hoher Depositionsrates sind demnach insbesondere Suspensionen des Typs *HCMS* sowie des Typs *Flüssigschlick mobil* von entscheidender Bedeutung. Das Zusammenspiel einer hohen Verfügbarkeit von Feststoffen und weiterhin relativ hohen Sinkgeschwindigkeiten ist dabei von besonderer Relevanz.

6.3.5. Modellbildung

Im vorliegenden Abschnitt erfolgt die Ableitung eines geeigneten Modellansatzes zur Darstellung der effektiven Sinkgeschwindigkeiten in Abhängigkeit vom Feststoffanteil auf Basis der aus den experimentellen Untersuchungen ermittelten Sinkgeschwindigkeiten. Die in den experimentellen Untersuchungen verwendeten Initialkonzentrationen decken hauptsächlich die Bereiche des flockulierten und des behinderten Absinkens ab. Randbereiche, wie beispielsweise das freie Absinken sowie die Konsolidierung, werden in dieser Untersuchung nicht betrachtet.

Die Sinkgeschwindigkeiten im Bereich des flockulierten Absinkens werden durch die in Gleichung (3.4.6) dargestellte Potenzfunktion nach Raudkivi (1998) abgebildet. Für das behinderte Absinken hingegen wird Gleichung (3.4.7) nach Winterwerp zur physikalisch basierten Modellierung herangezogen. Eine bereichsübergreifende Modellierung der Sinkgeschwindigkeiten erfolgt zudem durch eine Parametrisierung von Gleichung (3.4.10) nach Wolanski (1989). Die Parametrisierung erlaubt die Ableitung der Grenzkonzentration für den Übergang zwischen flockuliertem und behindertem Absinken am Maximum der Sinkgeschwindigkeiten der Anpassungsfunktion.

Die Messergebnisse werden in Abbildung 6.3-8 exemplarisch für Reihe 1 im Vergleich mit den Ergebnissen der Modellanpassungen der genannten Gleichungen dargestellt (vgl. Tabelle 6.3.1). Für die weiteren Messreihen wird analog verfahren. Die Ergebnisse sind in Anhang F in Abbildung F-1 bis Abbildung F-4 dargestellt. In den Abbildungen werden die Sinkgeschwindigkeiten w_s auf der y-Achse, die Sedimentkonzentrationen C_0 auf der x-Achse und die sich ergebende Depositionsrates D auf der sekundären y-Achse jeweils logarithmisch aufgetragen. In der Abbildung 6.3-8 werden die Messdaten als schwarze Punkte dargestellt. In grau bzw. hellrot sind verschiedene Realisierungen der Gleichungen (3.4.6) und (3.4.7) aufgezeigt, die in Abhängigkeit der gewählten Grenze für behindertes Absinken erzeugt wurden. Die jeweiligen Grenzen der Realisierungen sind durch vertikale, gestrichelte Linien gekennzeichnet. Die schwarze Linie sowie die hellblaue Linie veranschaulichen die Modellparametrisierungen für die effektiven Sinkgeschwindigkeiten respektive den resultierenden Depositionsfluss, wie sie aus dem Modell nach Wolanski et al. (1989) hervorgehen. Die roten Punkte markieren jeweils die Maximalwerte der Funktionen und kennzeichnen jeweils die Phasengrenze für behindertes Absinken bzw. behindertes Deponieren. Die in den Abbildungen für das Modell nach Raudkivi (1998) und das Modell nach Winterwerp (2021) angegebenen Parametergrößen resultieren aus derjenigen Modell-parametrisierung, bei der die Abweichung zwischen der ermittelten Grenzkonzentration $C_{trans,RkWw}$ im Vergleich mit der über das Modell nach Wolanski et al. (1989) ermittelten Grenzkonzentration C_{wsm} minimal ist. Dies gewährleistet die Vergleichbarkeit der Modellparametrisierungen. Die Transition von der Phase des flockulierten Absinkens zur Phase des behinderten Absinkens findet nach dieser Auswertung bei $C_{wsm} = 13,5 \text{ g/L}$ beziehungsweise $C_{trans,RkWw} = 7 \text{ g/L}$ statt.

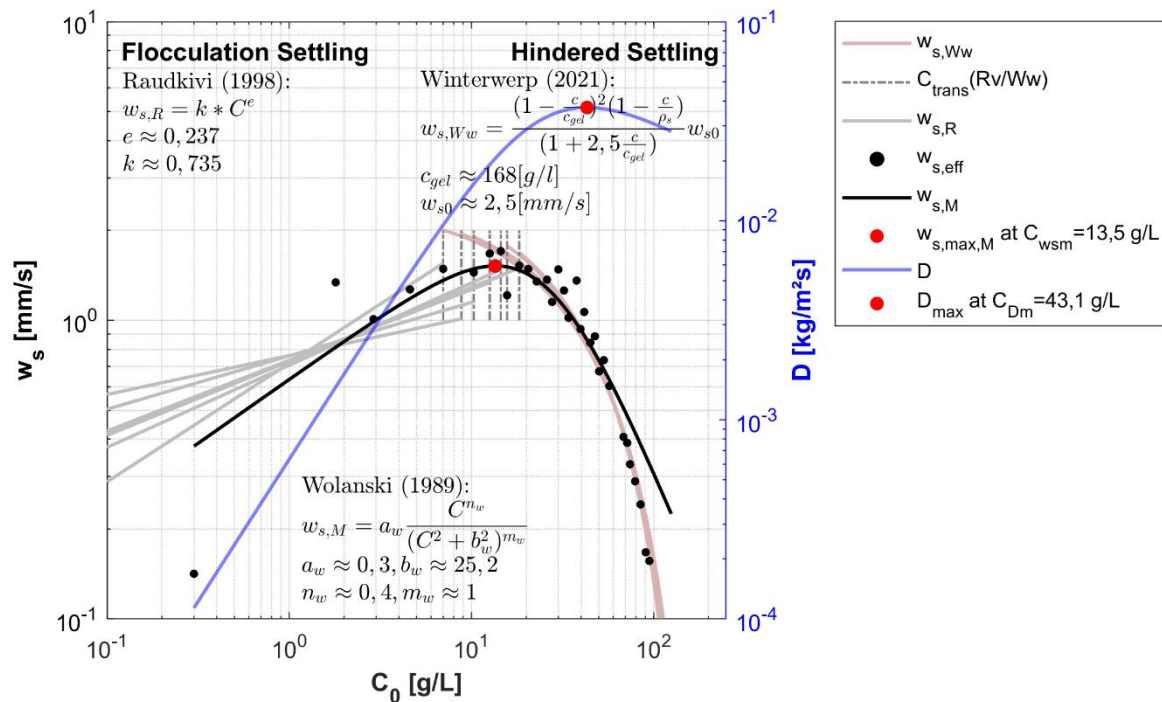


Abbildung 6.3-8: Konzentrationsabhängige Sinkgeschwindigkeiten $w_{s,eff}$ und aus parametrisierten Modellfunktionen abgeleitete Sinkgeschwindigkeiten $w_{s,R}$ nach Raudkivi (1998), $w_{s,Ww}$ Winterwerp (2021) und $w_{s,M}$ nach Wolanski (1989) bei einem Salzgehalt S von 2 psu; die Transition von $w_{s,R}$ zu $w_{s,Ww}$ erfolgt bei C_{trans} , das Modell nach Wolanski ergibt die maximalen Sinkgeschwindigkeiten $w_{s,max,M}$ bei Sedimentkonzentration C_{wsm} und die maximalen Depositionsraten D_{max} bei Sedimentkonzentration C_{Dm}

Eine Zusammenfassung aller Modellparametrisierungen sowie der abgeleiteten Parameter ist in Tabelle 6.3.1 dargestellt. Wie aus Tabelle 6.3.1 ersichtlich, ergeben sich für die übrigen Auswertungen niedrigere Grenzkonzentrationen C_{wsm} im Bereich von $3,6 - 5,7 g/L$ mit einer geringen Standardabweichung von $s = 0,75 g/L$ sowie Grenzkonzentrationen $C_{trans,RkWw}$ im Bereich von $2,6 - 15,2 g/L$ mit einer höheren Schwankungsbreite von $5,24 g/L$. Die jeweiligen Werte befinden sich jeweils in der Mitte der mittels der beschriebenen Optimierungsmethode untersuchten Phasengrenzen, welche durch vertikale, gestrichelte Linien gekennzeichnet sind. Die ermittelten Gelpunkte liegen mit Ausnahme von Reihe 1 im Bereich von $C_{gel} = 230 - 250 g/L$. Unter Berücksichtigung der verwendeten Salzgehalte lassen sich die ermittelten Sedimentkonzentrationen nach Gleichung (4.1.5) in Dichtewerte umgerechnen. Hierbei ergeben sich Strukturdichten ρ_{gel} im Bereich von circa $1140 - 1175 kg/m^3$.

Der Zusammenhang der Flockensinkgeschwindigkeiten $w_{s,0}$ zum Salzgehalt kann lediglich unter Ausklammerung der Ergebnisse aus Reihe 1 festgestellt werden. Folglich nimmt die charakteristische Flockensinkgeschwindigkeit $w_{s,0}$ mit steigendem Salzgehalt zu. Bei einem Salzgehalt von 2 psu beträgt sie $w_{s,0} = 1,58 mm/s$. Während sie bei 28 psu den Wert $w_{s,0} = 1,70 mm/s$ erreicht. Die ermittelten Werte für $w_{s,0}$ liegen dabei sehr nah an den an individuellen Flocken bestimmten Werten. Das schließt auch den Wert für $w_{s,0}$ von Reihe 1 mit ein. Die maximalen Depositionsströme weisen eine Größenordnung im Bereich von $D = 0,02 - 0,05 kg/m^2s$ auf. Es sei zudem angemerkt, dass der maximale Depositionsfluss nicht bei den Konzentrationen mit den höchsten Sinkgeschwindigkeiten, d.h. am Übergang zum behinderten Absinken ($C_{trans,mod} = 5 - 15 g/L$), sondern erst bei höheren Konzentrationen im Bereich von $C_{Dm} = 25 - 45 g/L$ auftritt. Dieses Phänomen manifestiert sich in sämtlichen Resultaten der durchgeführten Versuche.

Tabelle 6.3.3: Zusammenfassung der Ergebnisse der Sinkgeschwindigkeitsmessungen und der abgeleiteten Modellparameter für Sinkgeschwindigkeitsmodelle nach Raudkivi (1998), Winterwerp (2021) und Wolanski (1989); Effektive Sinkgeschwindigkeiten $w_{s,eff}$, Flockensinkgeschwindigkeiten $w_{s,0}$ und maximale Sinkgeschwindigkeiten $w_{s,max}$ sind durch Unterstreichen hervorgehoben.

Reihe			1	2	3	4	5
Type	Parameter	Einheiten	NH-21	NH-21	NH-21	NH-21	NH-21
Exp. Data	S	[ppt]	2	2	6,5	15,5	28,5
	T	[°C]	20	20	20	20	20
	$w_{s,eff}$	[mm/s]	<u>1,71</u>	<u>1,79</u>	<u>1,76</u>	<u>1,68</u>	<u>1,74</u>
Raudkivi	k	[-]	0,735	1,291	1,458	1,341	1,404
	e	[-]	0,237	0,199	0,072	0,126	0,114
	$C_{trans,RkWw}$	[g/L]	7	3,3	15,2	2,6	3,5
	r^2_{Rk}	[-]	0,21	0,58	0,35	0,46	0,59
Winter- werp	c_{gel}	[g/L]	168	245	248	235	233
	$w_{s,0}$	[mm/s]	<u>2,50</u>	<u>1,58</u>	<u>1,60</u>	<u>1,66</u>	<u>1,70</u>
	r^2_{Ww}	[-]	0,99	0,94	0,95	0,98	0,96
Wolanski	a_w	[-]	0,31	0,12	0,15	0,14	0,13
	b_w	[-]	25,23	13,64	15,30	14,54	19,66
	m_w	[-]	0,96	0,86	0,83	0,85	0,76
	n_w	[-]	0,43	0,21	0,09	0,16	0,12
	$w_{s,max,M}$	[mm/s]	<u>1,52</u>	<u>1,72</u>	<u>1,69</u>	<u>1,75</u>	<u>1,66</u>
	C_{wsm}	[g/L]	13,53	5,01	3,62	4,74	5,70
	D_{max}	[kg/m ² s]	0,05	0,03	0,02	0,03	0,03
	r^2_w	[-]	0,66	0,63	0,63	0,57	0,82

6.4. Konsolidierungsverhalten

Konsolidierung beschreibt einen Prozess der Kompression und Verfestigung, wenn deponierte Sedimente unter anderem durch ihr Eigengewicht Porenwasser verdrängen und ein Korngerüst aufbauen, das zunehmend die Auflast der Sedimente trägt. Entsprechend der Ausführungen in Kapitel 3.5 lässt sich die Konsolidierungsphase in eine permeabilitätsdominierte und eine spannungsdominierte Phase unterteilen.

Im Rahmen dieser Arbeit werden die Eigenschaften frisch abgelagerter Sedimente und deren Veränderung auf kurzen Zeitskalen über etwa einen Tag untersucht. Die Konsolidierungsuntersuchungen zielen demnach darauf ab, den Beginn der Konsolidierung zu identifizieren und die Frühphase der Konsolidierung zu beschreiben, um daraus Rückschlüsse über die Akkumulationsdynamik kohäsiver Sedimente in der Trübungszone von Ästuaren abzuleiten. In der Frühphase der Konsolidierung sind effektive Spannungen noch von untergeordneter Bedeutung, während das Konsolidierungsverhalten maßgeblich durch die Entwässerungseigenschaften des sich ausbildenden Korngerüsts bestimmt wird. In diesem Kontext werden Absink- und Absetzuntersuchungen mit variierenden Initialkonzentrationen in transparenten zylindrischen Gefäßen durchgeführt. Die Erfassung wichtiger charakteristischer Prozessgrößen vor und während der Versuche stellt die Voraussetzung für die Beschreibung des Materialverhaltens sowie die Vorhersage desselben anhand parametrisierter Modellansätze dar. Hierzu zählen insbesondere die initiale

Sedimentkonzentration vor Versuchsbeginn sowie der Verlauf der Lutokline und die Entwicklung der Dichtetiefenprofile während der Versuche.

In den folgenden Kapiteln werden zunächst die Methodik und die Vorgehensweise bei der Erfassung, Dokumentation und Auswertung der Prozessgrößen erläutert. Im Wesentlichen werden zwei Arten von Versuchen durchgeführt. Zum einen werden spezielle Untersuchungen zur zeitlichen Entwicklung von Dichtetiefenprofilen und zum anderen zur zeitlichen Veränderung der Lage der Lutokline in Abhängigkeit vom initialen Feststoffgehalt durchgeführt. Der Umfang der Untersuchungen wird jeweils in einer Übersicht dargestellt und zusammengefasst. Anschließend werden die Ergebnisse der Laboruntersuchungen vorgestellt. Durch die Approximation verschiedener Modellansätze gelingt es, das Materialverhalten in Abhängigkeit vom Feststoffanteil zu beschreiben und charakteristische Eigenschaften der Sedimentphasen (behindertes Absinken und permeabilitätsdominierte Konsolidierung) abzuleiten.

6.4.1. Methodik

Im Rahmen der vorliegenden Untersuchung erfolgt eine Analyse des Verhaltens kohäsiver Sedimentgemische beim Übergang in die Konsolidierung. Zu diesem Zweck werden experimentelle Untersuchungen an transparenten zylindrischen Säulen durchgeführt. Im Rahmen der Postprozessierung der Ergebnisse der Laboruntersuchungen, welche sich auf das Absinken und Absetzen von Sedimenten konzentrieren, wird eine Modellfunktion abgeleitet, welche das Materialverhalten der untersuchten Sedimente in Abhängigkeit des Feststoffanteils beschreibt. Die modellbasierte Beschreibung zielt darauf ab, die charakteristischen Verhaltensweisen der Sedimente auf Grundlage der im Labor gewonnenen Erkenntnisse abzubilden, um diese in einem numerischen Modell implementieren zu können.

Um die erforderlichen Parameter bestimmen zu können, wurden im Wesentlichen drei Methoden entwickelt und angewandt:

- Methodik zur Herstellung von Laborproben (vgl. Kapitel 6.1.1)
- Methodik zur Bestimmung von Dichtetiefenprofilen
- Methodik zur Untersuchung des Absink- und Absetzverhaltens

In diesem Zusammenhang werden die folgenden Prozessgrößen aufgezeichnet:

- Zeitliche Entwicklung der Lage der Lutokline
- Zeitliche Entwicklung der Dichte im Tiefenprofil von hochkonzentrierten Suspensionen
- Identifikation der Übergänge zwischen Suspensionsphasen

Durch Anwendung der Methoden wird es möglich, das Prozessverhalten zu beurteilen und Kenngrößen abzuleiten, deren Größenordnung charakteristisch für die natürlichen Sedimente des Weserästuars sind. Die folgenden Kenngrößen werden ermittelt:

- Bestimmung der effektiven Sinkgeschwindigkeit aus Lutoklinenverläufen in der Phase behinderten Absinkens
- Bestimmung der Konsolidierungsgeschwindigkeit in der Frühphase der Konsolidierung
- Bestimmung des Gelpunkts und der charakteristischen Flockensinkgeschwindigkeit
- Bestimmung der fraktalen Dimension, des Permeabilitätskoeffizienten sowie der Permeabilität

Die genannten Methoden werden nachfolgend vorgestellt.

6.4.1.1. Bestimmung von Dichtetiefenprofilen

Das im Folgenden beschriebene Verfahren zur Bestimmung von Dichtetiefenprofilen wurde mit dem Zweck entwickelt, unter Nutzung der verfügbaren Messtechnik möglichst umfassende Informationen zur Beschreibung der Transportprozesse zu gewinnen.

Das Verfahren ermöglicht die Erfassung eines Dichtetiefenprofils in einem Probenkern. Dieser kann entweder eine Natur- oder eine Laborprobe enthalten. Unter der Voraussetzung der Reproduzierbarkeit identischer Laborproben mit vergleichbarem Absink- und Sedimentationsverhalten nach der Probenherstellung kann durch mehrfache Anwendung des Verfahrens in definierten Zeitabständen die zeitliche Entwicklung des Dichtetiefenprofils ermittelt und beurteilt werden. Die in Abbildung 6.4-1 aufgeführte technische Zeichnung zeigt die für die Dichtebestimmung benötigten Materialien und deren Abmessungen und wurde im Rahmen der Bachelorarbeit von Böhme (2021) angefertigt.

Nachfolgend werden die Schritte zur Erzeugung eines Dichtetiefenprofils erläutert. Im Zylinder befindet sich eine Probe, die für die Dichtebestimmung vorbereitet ist. Zum vorgesehenen Zeitpunkt der Bestimmung des Dichteprofils ist der Zylinder mit einem Stopfen aus PE-Schaum verschlossen. In den Stopfen werden in einem vorgegebenen Raster konzentrisch und mittig Löcher vorgebohrt. Die Löcher befinden sich jeweils mittig auf dem Radius des Kreisquerschnitts des Zylinders in einem Winkel von 45° zueinander, so dass insgesamt neun Löcher entstehen. Durch diese Löcher werden rostfreie Aluminiumrohre mit einem Innendurchmesser von $d = 0.008 \text{ m}$ gesteckt und so weit in den Zylinder und das Sediment eingebracht, bis sich die Unterkante des Rohrs in der gewünschten Messtiefe befindet. Schließlich werden die neun Aluminiumrohre auf neun verschiedene Tiefen eingestellt, in denen die Dichte bestimmt werden soll. Am äußeren Ende des Aluminiumrohres wird über einen Silikonschlauch eine 50 ml Spritze luftdicht befestigt, so dass eine kleine Sedimentprobe in das Aluminiumrohr gesaugt werden kann.

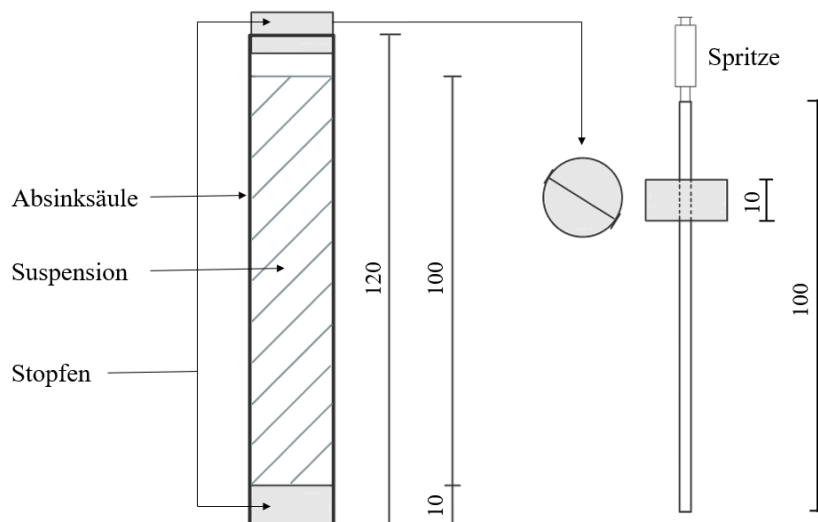


Abbildung 6.4-1: Technische Zeichnung des Versuchsaufbaus zur Bestimmung von Dichtetiefenprofilen an Labor- und Naturproben in zylindrischen Probenkernen, Abstandsangaben in [cm], aus (Böhme 2021)

Da das Eindringen und die Entnahme der kleinen Probenmenge den Sedimentkern stören, muss das Verfahren im Zylinder von oben nach unten durchgeführt werden. Die in die Aluminiumrohre gesaugte Suspension wird nun zur Dichtemessung dem Dichtesensor DMA 35 zugeführt und nach Abschluss aller Dichtemessungen eines Profils wieder in den Probenzylinder zurückgeführt. Aus den vorgegebenen Entnahmetiefen und den dort gemessenen Dichten wird schließlich ein Dichteprofil zum Zeitpunkt t erstellt. Nach der Generierung eines Dichteprofils ist der Schichtaufbau der Probe gestört und es muss

eine neue Laborprobe generiert werden. Dazu wird das gesamte Sediment, einschließlich des für die Dichtebestimmung verwendeten Materials, in den Probenzylinder zurückgegeben und die gesamte Probe erneut homogenisiert. Auf diese Weise wird der Ausgangszustand des Versuchs wiederhergestellt. Der Sink- und Sedimentationsprozess beginnt von neuem. Durch Wahl eines größeren Zeitintervalls zwischen Versuchsstart und Aufnahmezeitpunkt des Dichteprofiles wird nun ein weiteres Dichteprofil aufgenommen, das einen anderen Verfestigungszustand repräsentiert. Wird dieser Vorgang mehrmals wiederholt, so entsteht eine Zeitreihe von Dichteprofilen. Diese Zeitreihen können u.a. zur Abschätzung der Entwicklung der Erodibilität über Tiefe und Zeit oder für die Entwicklung und Parametrisierung von Konsolidierungsmodellen verwendet werden.

6.4.1.2. Untersuchung des Absink- und Absetzverhaltens

Zweck der Versuche ist die Charakterisierung und Beschreibung des Übergangs von hochkonzentrierter Suspension zu konsolidierendem Schlick sowie eine Beurteilung der Zeitskala, auf der diese Prozesse ablaufen. Für die Untersuchungen wird grundsätzlich die in Merckelbach und Kranenburg (2004b) beschriebene Methode verwendet und an die vorliegenden Verhältnisse angepasst. Die Methode erlaubt die Bestimmung der Erhaltungsgleichungen allein auf der Basis der zeitlichen Entwicklung des Lutoklinenverlaufs aus Konsolidierungsversuchen in Absinksäulen. Die Anwendung der in Merckelbach und Kranenburg (2004a) entwickelten Erhaltungsgleichungen zur Bestimmung der Permeabilität und der effektiven Spannungen setzt wiederum die Gültigkeit der Konsolidierungstheorie nach Gibson (1967; 1981) voraus (vgl. Kap. 3.5).

Die Durchführung der Laborversuche erfordert transparente Absinksäulen mit einem ausreichend großen Durchmesser, sodass die Wandreibung keinen wesentlichen Einfluss auf den Konsolidierungsprozess ausübt. In Anlehnung an Michaels und Bolder (1962) wird von Merckelbach und Kranenburg ein Durchmesser d von mindestens 0,05 m empfohlen, während Gao et al. (2016) einen Minstdurchmesser von 0,145 m ermitteln. Auf der Grundlage dieser Informationen wird der Einfluss der Wandreibung im Rahmen der vorliegenden Arbeit als vernachlässigbar bewertet, da Zylinderdurchmesser von 0,2 m verwendet werden.

Für die Versuche gelten entsprechend der Empfehlungen von Merckelbach und Kranenburg (2004a) weiterhin folgende Bedingungen:

- Die Initialdichte liegt unterhalb des Gelpunkts, um bei Versuchsstart ein Gemisch im Zustand einer flüssigen Suspension in der gesamten Säule vorzufinden. Befindet sich das Sediment bereits in der permeabilitätsdominierten Konsolidierungsphase kommt ausschließlich Gl. (3.5.10) zum Tragen.
- Die initiale Suspensionshöhe wird auf 0,5 m festgelegt, damit die Höhe des entstehenden Sedimentbetts für eine verlässliche Dichtemessung ausreicht. Wenn möglich, ist zum Ende des Versuchs bzw. der Konsolidierungsphase eine Dichtemessung des entstandenen Sedimentbetts vorzunehmen.
- Die Höhe der Lutokline wird aus Intervallaufnahmen der Absinksäule mit Millimeterskala abgeleitet.
- Der Sandanteil ist gering und übt keinen signifikanten Einfluss auf den Konsolidierungsprozess aus.

Durch Versuche mit variierenden Initialdichten lässt sich das Depositions- und Konsolidierungsverhalten in Abhängigkeit von der Initialdichte beurteilen. Mittels einer Parametrisierung der in Kapitel 3.5 dargestellten Erhaltungsgleichungen an die beobachtete Lutoklinenentwicklung lassen sich aus den Versuchen mit unterschiedlichen Initialdichten prinzipiell die Formulierungen für die behinderte Absink-, die permeabilitätsdominierte und die spannungsdominierte Konsolidierungsphase ermitteln. Die Phase behinderten Absinkens kann dabei

durch eine Parametrisierung der Gleichung (3.5.8) abgebildet werden, während die permeabilitätsdominierte Phase durch Gleichung (3.5.10) abgebildet wird. Mit Ausnahme der Entwicklung eines Ansatzes zur Detektion des Phaseneintritts wird die spannungsdominierte Phase im Rahmen dieser Arbeit nicht untersucht, da Prozessbeginn und Prozessdauer außerhalb des gewählten Betrachtungshorizonts liegen. Die Parametrisierung der Erhaltungsgleichungen erfordert eine Vorprozessierung und Aufbereitung der Messdaten. Die hierzu entwickelte Methodik wird einheitlich auf die Messdaten angewandt und im Folgenden vorgestellt.

6.4.1.3. Bestimmung der effektiven Sinkgeschwindigkeit

Die effektive Sinkgeschwindigkeit in der Phase des behinderten Absinkens, d. h. bei einer linearen Änderung der Lage der Lutokline mit der Zeit, wird durch eine lineare Regression bestimmt. Der zu untersuchende Bereich wird zunächst anhand des Materialverhaltens definiert. Der Beginn des definierten Bereichs wird durch den Zeitpunkt bestimmt, an dem der Gradient der Änderung der Lage der Lutokline sein Maximum erreicht. Diese Vorgehensweise basiert auf der Annahme, dass unmittelbar nach der Homogenisierung zunächst ein turbulenzbedingter Flockulationsprozess dominiert, welcher die effektive Sinkgeschwindigkeit initial ansteigen lässt.

Das Ende des behinderten Absinkens wird dort definiert, wo die Abweichung vom mittleren Gradienten über den Versuchsverlauf weniger als das Vierfache der Standardabweichung des mittleren Gradienten beträgt. Die Steigung der Regressionsgeraden repräsentiert dann die effektive Sinkgeschwindigkeit, welche der initialen Suspensionsdichte zugeordnet und zur Parametrisierung der Erhaltungsgleichungen verwendet werden kann.

6.4.1.4. Bestimmung des Gelpunkts und der Flockensinkgeschwindigkeit

Der Gelpunkt eines Sedimentgemischs kann gemäß Dankers (2006) grundsätzlich auf Basis der folgenden Methoden ermittelt werden:

- Durch eine direkte Messung mittels Leitfähigkeitssensoren
- Auf Basis einer Massenbilanz durch Messung der Dichten oberhalb und unterhalb der internen Lutokline (vgl. Abbildung 3.5-1)
- Mittels Messungen von Sinkgeschwindigkeiten und Sedimentkonzentrationen
- Auf Basis des Lutoklinenverlaufs aus Absinkversuchen

Die ersten beiden Methoden werden in dieser Arbeit nicht verwendet, sind jedoch in Dankers (2006) ausführlich diskutiert. Die Ermittlung des Gelpunktes aus Sinkgeschwindigkeitsmessungen in Abhängigkeit von der Sedimentkonzentration wird in Kapitel 6.3.1 vorgestellt und die aus der Anwendung der Methodik resultierenden Ergebnisse werden in Kapitel 6.3.4.3 diskutiert. Im Rahmen der in diesem Kapitel vorgestellten Untersuchungen erfolgt die Bestimmung des Gelpunkts aus dem Lutoklinenverlauf in zwei Varianten.

Im Rahmen der ersten Variante erfolgt eine Ableitung einer charakteristischen Sinkgeschwindigkeit für den Bereich des behinderten Absinkens, welche anschließend der Initialkonzentration zugeordnet wird. Durch die wiederholte Durchführung der beschriebenen Vorgehensweise mit verschiedenen Initialkonzentrationen kann für Gleichung (3.4.7) ein lineares Gleichungssystem aufgestellt und gelöst werden. Das Gleichungssystem mit zwei Variablen enthält die charakteristische Flockensinkgeschwindigkeit $w_{s,0}$ und den Gelpunkt C_{gel} als Unbekannte, welche beispielsweise durch Substitution oder Elimination bestimmt werden können. Im Falle mehrerer Lösungen wird jeweils diejenige gewählt, bei der die bestimmte Gelkonzentration am nächsten zum festgelegten Erwartungswert von 120 g/L liegt (Camenen und v Bang 2011). Der Exponent m der Gleichung (3.4.7) wird auf den Wert zwei gesetzt, um nichtlineare Rückströmungseffekte zu berücksichtigen.

Bei der zweiten Variante erfolgt eine iterative Veränderung der Anpassungsparameter der Gleichung (3.4.7) im Bereich des behinderten Absinkens systematisch iterativ verändert, bis die mittlere quadratische Abweichung zwischen Anpassungsfunktion und Messdaten minimal wird. Voraussetzung hierfür ist die Kenntnis der fraktalen Dimension n_f für das betrachtete Material, deren Bestimmung im nächsten Absatz erörtert wird. Die mit den verschiedenen Methoden ermittelten Gelpunkte werden in den Ergebniskapiteln 6.3.4 und 6.4.4 dargestellt und in Kapitel 7.2 übergeordnet diskutiert und eingeordnet.

6.4.1.5. Bestimmung der fraktalen Dimension und des Permeabilitätskoeffizienten

Das Konsolidierungsverhalten in der initialen Phase lässt sich näherungsweise durch die Permeabilität des deponierten Sediments charakterisieren. Die Permeabilität k wird durch die Erhaltungsgleichung in Gleichung (3.5.10) bestimmt, welche Merckelbach und Kranenburg (2004a) auf Basis der Konsolidierungstheorie nach Gibson (1967) abgeleitet haben.

Der Bereich, in dem die Permeabilität die Konsolidierung mit hoher Wahrscheinlichkeit dominiert und folglich die Anpassung von Gleichung (3.5.10) eine hohe Anpassungsgüte erreicht, wird aus den folgenden Überlegungen abgeleitet: Der Übergang zwischen behindertem Absinken und permeabilitätsdominierter Konsolidierung ist anhand des Lutoklinenverlaufs dh/dt nicht eindeutig möglich, da am Konzentrationspunkt kein klarer Knick zu beobachten ist, sondern der Phasenwechsel graduell erfolgt. Der Bereich für die Anpassung der Funktion wird daher auf statistischem Wege bestimmt: Der Zeitpunkt t_1 beschreibt dabei den Kontraktionspunkt, der unter der Voraussetzung, dass die interne und die primäre Lutokline an der Oberfläche identisch sind (vgl. Abbildung 3.5-1), aus Gleichung (3.5.8.) abgeleitet werden kann. Um etwaige Ungenauigkeiten in der Bestimmung von t_1 zu kompensieren und eine sichere Anpassung der Funktion im Bereich der permeabilitätsdominierten Konsolidierung zu gewährleisten, wird der Beginn der Konsolidierung t_{k_p} zum Zeitpunkt $t_{k_p} = t(t_1 + 0,1t_1)$ angenommen. Eine Sensitivitätsanalyse der Versuchsergebnisse hat darüber hinaus ergeben, dass diese Phase für mindestens 90000 s (ca. 24 h) anhält. Der Zeitraum für die Modellparametrisierung $dt(k_p)$ wird daher auf $t_{k_p} \leq t \leq t_{k_p} + 90000s$ festgelegt. Die resultierende Modellfunktion wird dennoch für den gesamten verbleibenden Versuchszeitraum berechnet und dargestellt, um den ebenfalls graduell verlaufenden Phasenwechsel in den spannungsdominierten Bereich zu verdeutlichen und identifizieren zu können. Das Ende der durch Permeabilität dominierten Phase und der Beginn der spannungsdominierten Konsolidierung werden schließlich zum Zeitpunkt $t_2 = t_{k_s}$ (vgl. Abbildung 3.5-1) definiert, wo die Differenz zwischen Mess- und Modelldaten eine Abweichung von 1 % (= 0,005 m) der initialen Suspensionshöhe $h_0 = 0,5 m$ übersteigt.

Zur Ermittlung der Modellparameter im Zeitintervall $dt(k_p)$ erfolgt zunächst eine Anpassung einer Potenzfunktion der Form $h = c_1 * t^{c_2}$ gefittet. Durch Gleichsetzen mit Gleichung (3.5.10) und entsprechendes Umformen ergibt sich für den Exponenten c_2 der Wert $c_2 = 1/(2 - n)$ bzw. $n = 2 - (1/c_2)$. Die fraktale Dimension n_f ist dann $n_f = 3 - (2/n) = 3 - (2/(2 - 1/c_2))$. Typische Werte für n_f liegen für Suspensionen bei $n_f \sim 2$ und für konsolidierendes Material nahe $n_f \sim 3$. Mit Kenntnis der fraktalen Dimension kann Gleichung (3.5.10) an den Verlauf der Lutokline angepasst und der Permeabilitätskoeffizient K_k bestimmt werden. Im nächsten Schritt kann mit der nun vorliegenden Parametrisierung die Permeabilität k nach Gleichung (3.5.11) in Abhängigkeit des Feststoffanteils beschrieben werden.

6.4.2. Apparaturen und Materialien

Im Rahmen der Konsolidierungsversuche erfolgt die Auswahl von Acrylglaszylindern mit einem Innendurchmesser von $d = 0,19 m$ und einer Höhe von $h = 0,50 m$ bzw. $h = 1 m$. Die Dokumentation der Lage der Lutokline erfolgt mittels Intervallaufnahmen, welche mit einer digitalen

Spiegelreflexkamera des Typs D5100 der Marke Nikon angefertigt werden. Die Kamera wird auf einem Stativ in einer Höhe von 0,5 m bzw. 0,25 m montiert, wobei die mittlere Höhe der Acrylglaszylinder berücksichtigt wird, und anschließend waagrecht ausgerichtet. Die Messung der Dichte des Prozesswassers ρ_w sowie der Gesamtsuspensionsdichte ρ_b erfolgt mittels des Dichtesensor DMA 35 Standard der Firma Anton Paar®.

6.4.3. Durchführung und Übersicht

6.4.3.1. Dichtetiefenprofile

Die Methodik wurde verwendet, um vier Dichteprofile an Naturproben vom Standort BB und neun Dichteprofile an Naturproben vom Standort NH zu ermitteln (vgl. Abbildung 6.1-1 aus Kapitel 5.2). Die quasi in situ bestimmten Dichteprofile dienen dazu, den Ist-Zustand in der Natur zu charakterisieren und eine Vergleichsgrundlage für die Ergebnisse aus Laborversuchen bereitzustellen.

Im Labor wird die zeitliche Entwicklung der Dichteprofile von sechs Laborproben über 24 h anhand von drei Versuchsreihen je Entnahmestandort untersucht. Tabelle 6.4.1 fasst die Rahmenbedingungen der Untersuchungen zusammen. Ein Teil der Rohdaten der Ergebnisse wurde im Rahmen der zur Unterstützung dieser Arbeit angefertigten Bachelorarbeit von Böhme (2021) erhoben.

Tabelle 6.4.1: Übersicht über die im Rahmen dieser Arbeit herangezogenen Versuchsreihen zur Bestimmung der zeitlichen Entwicklung von Dichtetiefenprofilen

Proben- kennung	Initialdichte [kg/m³]	Versuchsdauer [h]
BB-05	1065	24
BB-04	1065	24
BB-04	1160	24
NH-16	1080	24
NH-14	1100	24
NH-14	1190	20

6.4.3.2. Absink- und Konsolidierungsverhalten

Das Konsolidierungsverhalten wurde in einer Vielzahl von Absinkversuchen untersucht. Für die Parametrisierung der Modelle nach den in Kapitel 6.4.1 beschriebenen Methoden wird eine Auswahl dieser Versuche herangezogen, in denen die Initialdichte systematisch variiert und in Wiederholungsversuchen reproduziert wurde. Für Sedimente vom Entnahmestandort Nordenham wurden sechs Versuche mit drei Initialdichtebereichen unterhalb des Gelpunkts ausgewählt. Für Sedimente vom Entnahmestandort Blexer Bogen wurden vier Versuche mit vier Initialdichtebereichen ausgewählt. Für diese Versuchsreihe liegen keine Wiederholungsversuche vor. Die Tabelle 6.4.2 gibt einen Überblick über die Rahmenbedingungen der Versuche.

Tabelle 6.4.2: Übersicht über die Versuchsreihen zur Beschreibung des Konsolidierungsverhaltens

Probe	Initialdichte [kg/m³]	Dauer [d]	Initialhöhe h_0 [m]
BB-22	1067	7	0,5
BB-22	1089	7	0,5

BB-22	1098	7	0,5
BB-22	1145	7	0,5
NH-22	1053	7	0,5
NH-22	1053	7	0,5
NH-22	1069	7	0,5
NH-22	1074	7	0,5
NH-22	1086	7	0,5
NH-22	1088	7	0,5

6.4.4. Ergebnisse

Im vorliegenden Kapitel erfolgt eine Beschreibung des Konsolidierungsverhaltens natürlicher Wesersedimente auf Basis der im Rahmen der experimentellen Untersuchungen erzielten Ergebnisse. In Kapitel 6.4.4.1 erfolgt die Darstellung und Analyse der im Feld an Naturproben im Quasi-in-situ-Verfahren bestimmten Dichtetiefenprofile. In der Folge wird in Kapitel 6.4.4.2 die zeitliche Entwicklung von Dichtetiefenprofilen analysiert. Die Profilentwicklung steht hierbei für den Prozess der Sohlentstehung aus einer bei Stauwasser gebildeten Flüssigschlickschicht. Im darauffolgenden Kapitel 6.4.4.3 erfolgt ein Vergleich der im Feld an Naturproben und der im Labor an Laborproben generierten Dichtetiefenprofile. Aus den Erkenntnissen dieses Vergleichs werden wiederum die Bedingungen zur Reproduktion eines naturähnlichen Zustands abgeleitet. Abschließend wird in 0 die Entwicklung der Lutokline anhand von Laborversuchen mit variierendem initialen Feststoffanteil untersucht. Aus den Ergebnissen werden die verschiedenen Phasen des Absinkens und der Konsolidierung identifiziert.

6.4.4.1. Quasi-in-situ-Dichtetiefenprofile von Naturproben

Die Abbildung 6.4-2 präsentiert die Dichtetiefenprofile der Probenkerne der Entnahmestandorte ES-I bei Nordenham (rechts) und ES-II im Blexer Bogen (links) mit zwei unterschiedlichen Bezugshorizonten, einmal zur Lage der Lutokline und einmal zur Wasseroberfläche. Die Ergebnisse belegen, dass an allen untersuchten Standorten ähnliche Sedimenteigenschaften vorzufinden sind. Die Sedimente auf der oberen Sohlage zeichnen sich durch eine hohe Sedimentkonzentration und Weichheit aus. In dieser Folge sind zwei Lutoklinen zu beobachten. Die erste Lutokline bildet sich an der Grenze zwischen Wasserphase und hochkonzentrierter Suspension bzw. Flüssigschlick aus. Oberhalb der Lutokline liegen die Dichten zwischen 996 kg/m^3 und etwa 1010 kg/m^3 , je nach Salzgehalt in der wässrigen Phase nahe der Lutokline. Unterhalb der Lutokline liegen die Dichten bei ca. $1065 - 1100 \text{ kg/m}^3$, wobei mit der Tiefe ein Anstieg der Dichten einhergeht, bis bei einer Dichte von etwa $1100 - 1175 \text{ kg/m}^3$ eine zweite Lutokline auftritt. Die Dichte steigt dann innerhalb von etwa 20 cm erneut deutlich. Unterhalb der zweiten Lutokline werden Dichten bis 1300 kg/m^3 (NH-Proben) bzw. bis 1400 kg/m^3 (BB-Proben) erreicht. Oberhalb dieser Werte bleibt die Dichte über die Tiefe relativ konstant. Die zwischen beiden Lutoklinen entstehende Schicht ist bei BB-Proben $10 - 20 \text{ cm}$ mächtig, während die Schicht bei NH-Proben mindestens 50 cm mächtig ist.

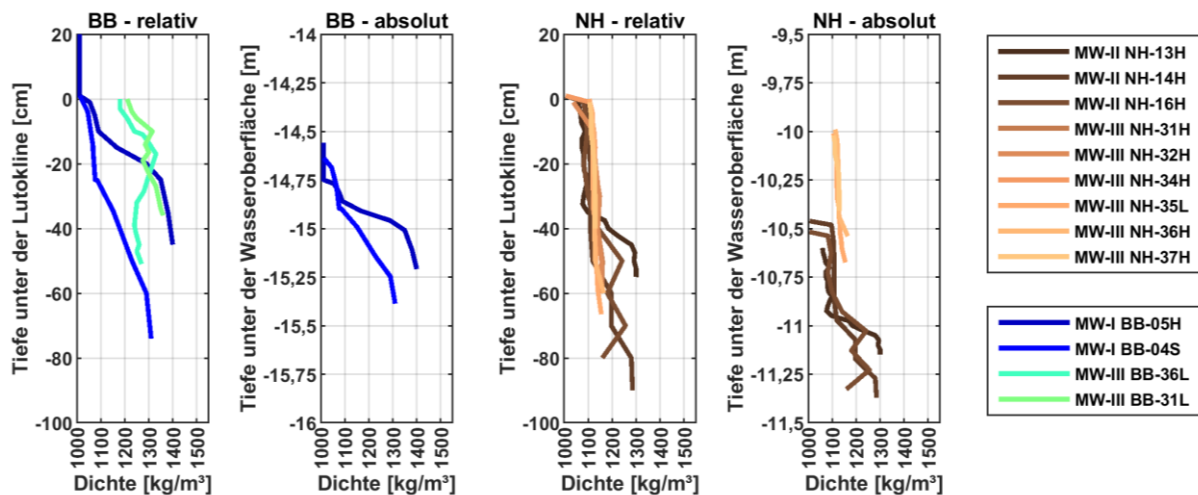


Abbildung 6.4-2: Tiefenprofile der Gesamtdichte ρ_b der Sedimentproben von den Standorten Blexer Bogen (BB) und Nordenham (NH), relativ: bezogen auf die Lage der Lutokline, absolut: bezogen auf die Wasseroberfläche

6.4.4.2. Dichtetiefenprofile von Laborproben

Die Entwicklung der Dichtetiefenprofile der Laborproben BB-04, BB-05, NH-14 und NH-16 über einen Zeitraum von 24 h ist in Abbildung 6.4-3 in Relation zur initialen Suspensionshöhe dargestellt. Dabei zeigt sich eine Veränderung der Farbe der Dichtetiefenprofile vom Beginn (heller) zum Ende (dunkler) des Versuchs.

Die Ergebnisse der Versuche verdeutlichen im Wesentlichen zwei Effekte:

- Die Entwicklung der Dichtetiefenprofile zeigt für unterschiedliche Proben eines Standorts eine vergleichbare Tendenz, sofern die initiale Suspensionsdichte identisch ist.
- Die Entwicklung der Dichtetiefenprofile verändert sich maßgeblich mit der initialen Suspensionsdichte.

Die Laborproben BB-04 und BB-05 wurden in Vergleichsversuchen mit einer identischen initialen Suspensionsdichte aus den Naturproben BB-04 und BB-05 erzeugt. Die Entwicklung der Dichteprofile sowie die Entwicklung der Lutokline verlaufen dabei in einer analogen Weise. Unter Berücksichtigung einer potenziell leicht divergenten Kornzusammensetzung werden diese Abweichungen als geringfügig und das beobachtete Verhalten als charakteristisch für die dem Entnahmestandortes ES-II im Blexer Bogen entnommenen Sedimente bei der gegebenen initialen Suspensionsdichte eingestuft.

Bei einer initialen Suspensionsdichte ρ_0 , die unterhalb der strukturellen Dichte liegt, kommt es innerhalb von 24 h zu einer Reduktion der Höhenlage der Lutokline um bis zu 50 % (Abschnitt A, B und D aus Abbildung 6.4-3). Bei einer initialen Suspensionsdichte, die einen kritischen Wert überschreitet, bleibt die Lutokline der Suspension weitgehend lagestabil, sodass innerhalb des Beobachtungszeitraums nahezu keine Änderung der Suspensionshöhe zu verzeichnen ist. Der kritische Wert ist auf die Ausbildung einer zusammenhängenden Partikelstruktur und damit der strukturellen Dichte ρ_{gel} zurückzuführen. Per Definition tritt eine Suspension mit Erreichen der Strukturdichte in die Phase der Konsolidierung ein. Sedimente des Entnahmestandortes ES-I (NH) weisen mit einer Dichte von $\rho_{gel} = 1080 \text{ kg/m}^3$ einen geringeren Wert auf als Sedimente des Entnahmestandortes ES-II (BB) mit einer Dichte von $\rho_b = 1150 \text{ kg/m}^3$. Dies lässt sich durch den höheren Anteil der Schlickfraktion in den Sedimenten von ES-I erklären. Die Abnahme der Höhe der Lutokline ist dabei vorwiegend auf die Erhöhung der Suspensionsdichte im unteren Bereich der Absinksäule zurückzuführen. In diesem Bereich steigt die Suspensionsdichte auf den Wert der strukturellen Dichte. Allerdings können Segregationseffekte dazu führen, dass die Suspensionsdichte die strukturelle Dichte in diesem Bereich

deutlich überschreitet. Gleichzeitig zeigt sich, dass die Dichte direkt unterhalb der Lutokline über mehrere Stunden konstant bleibt und dem Wert der Initialdichte entspricht. Erst wenn der Konzentrationspunkt (vgl. Kap. 3.5) erreicht ist, steigt die Dichte über die gesamte verbleibende Höhe der Suspension an. Diese Beobachtungen bestätigen das in Kapitel 3.5 beschriebene Verhalten.

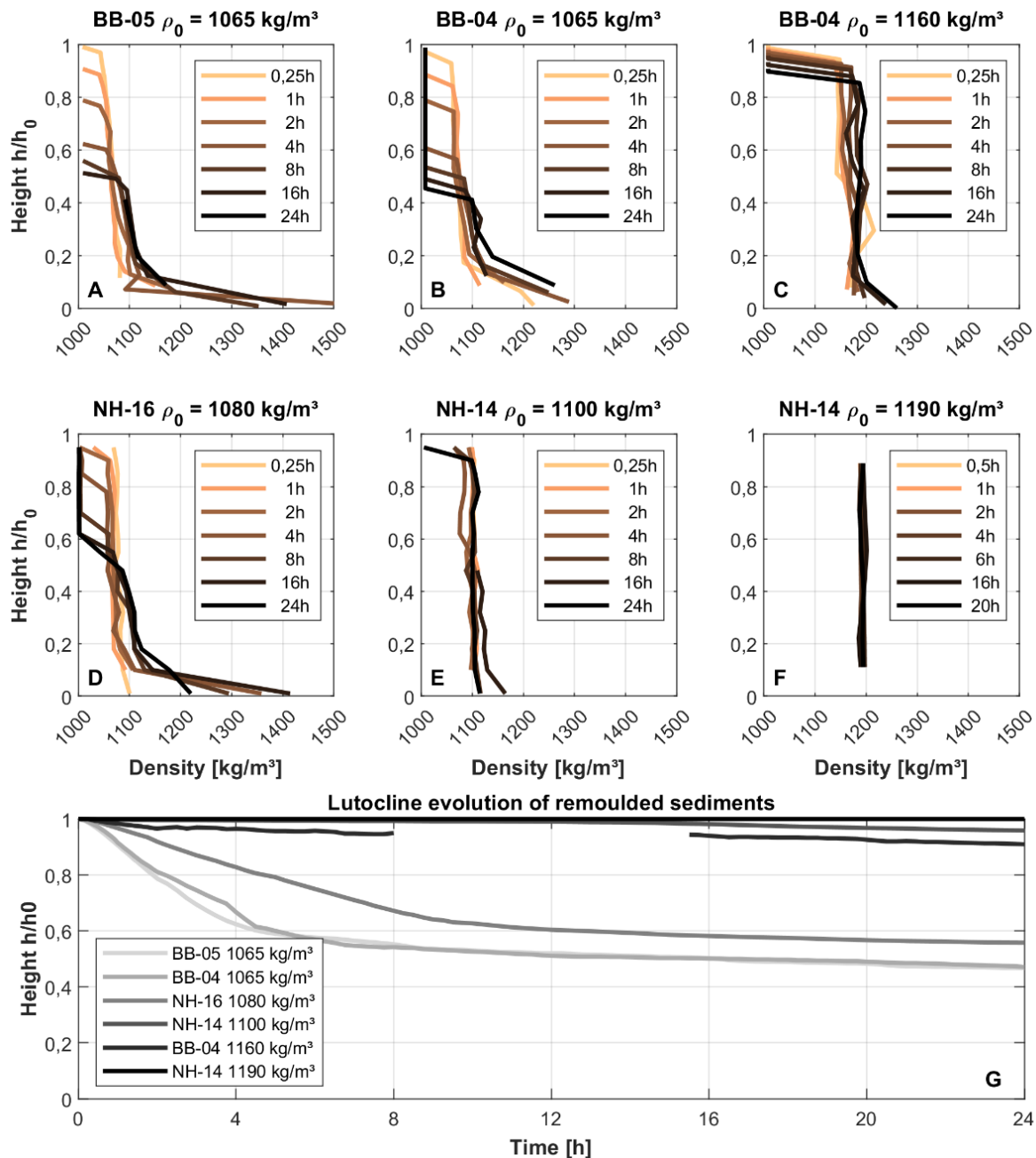


Abbildung 6.4-3: Zeitliche Entwicklung über 24 h von Tiefenprofilen der Gesamtdichte ρ_b mit der Initialdichte ρ_0 von Laborproben der Entnahmestandorte BB (Abschnitt A bis C) und NH (Abschnitt D bis F), angegeben als Höhe h über der initialen Lage der Lutokline bzw. Suspensionshöhe h_0 zu Versuchsbeginn; Abschnitt G zeigt die zeitliche Entwicklung der Lutokline, die den Dichtetiefenprofilentwicklungen zugrunde liegt, aus (Patzke et al. 2022a)

6.4.4.3. Ähnlichkeit der Dichtetiefenprofile von Natur- und Laborproben

Im Rahmen der vorliegenden Untersuchung wurde eruiert, unter welchen Bedingungen Laborproben die natürlichen Eigenschaften von Sedimentablagerungen hinsichtlich des Transportverhaltens bestmöglich widerspiegeln. Als wesentlicher Einflussfaktor auf das Materialverhalten wurde der Feststoffanteil bzw. die Dichte identifiziert. Um die an Naturproben bestimmten Dichtetiefenprofile zu reproduzieren wurden Untersuchungen zum Absink- und Absetzverhalten durchgeführt, bei denen die zeitliche Entwicklung der Dichtetiefenprofile von Laborproben bestimmt wurde. Die Ergebnisse sind in Abbildung 6.4-4 dargestellt.

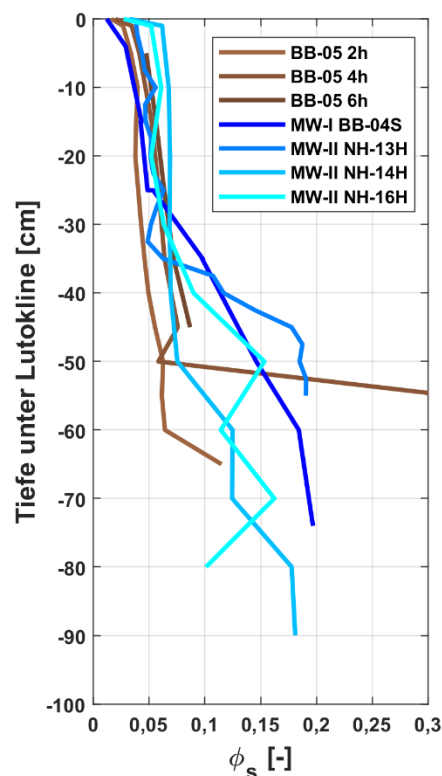


Abbildung 6.4-4: Vergleich der Tiefenprofile des Feststoffanteils ϕ_s von Natur- und Laborproben, aufgetragen als Lage unter der Lutokline

Um die zeitliche Entwicklung von Dichtetiefenprofilen mit dem Dichtesensor DMA 35 Standard zu ermöglichen, wurde ein neues Verfahren entwickelt (vgl. Kapitel 6.4.1.1). Die resultierenden Tiefenprofile lassen sich wiederum mit den im Feld an Naturproben erzeugten Tiefenprofilen vergleichen, um so die Rahmenbedingungen für möglichst naturähnliche Laborproben festzulegen. Abbildung 6.4-4 zeigt hierzu den Vergleich von Tiefenprofilen für ausgewählte Labor- und Naturproben. Die Abbildung verdeutlicht, dass die Profile von Naturproben der Entnahmestandorte ES-I und ES-II, wenn Sie eine Flüssigschicht als oberste Lage aufweisen, gut durch Laborproben repräsentiert werden können. Naturähnliche Laborproben dieser Art lassen sich erzeugen, in dem eine homogene Suspension unterhalb des Gelpunkts angesetzt und für einen Zeitraum von etwa zwei bis sechs Stunden dem Absink- und Setzungsprozess ausgesetzt wird. Der Feststoffanteil nahe der Lutokline liegt dann in der Regel bei $\phi_s < 0,05$.

Die Reproduktion von naturähnlichen Dichtebereichen bzw. Dichtetiefenprofilen in der Kombination mit natürlichen Sedimenten in standortspezifischer Zusammensetzung erlaubt dann die Erwartung eines naturähnlichen Transportverhaltens.

6.4.4.4. Entwicklung der Lutokline und Determination der Konsolidierungsphasen

Die Ergebnisse der Untersuchungen zur zeitlichen Entwicklung der Lutokline zeigt Abbildung 6.4-5. Die Lutoklinenverläufe werden in Abhängigkeit ihrer Initialdichte farblich unterschieden.

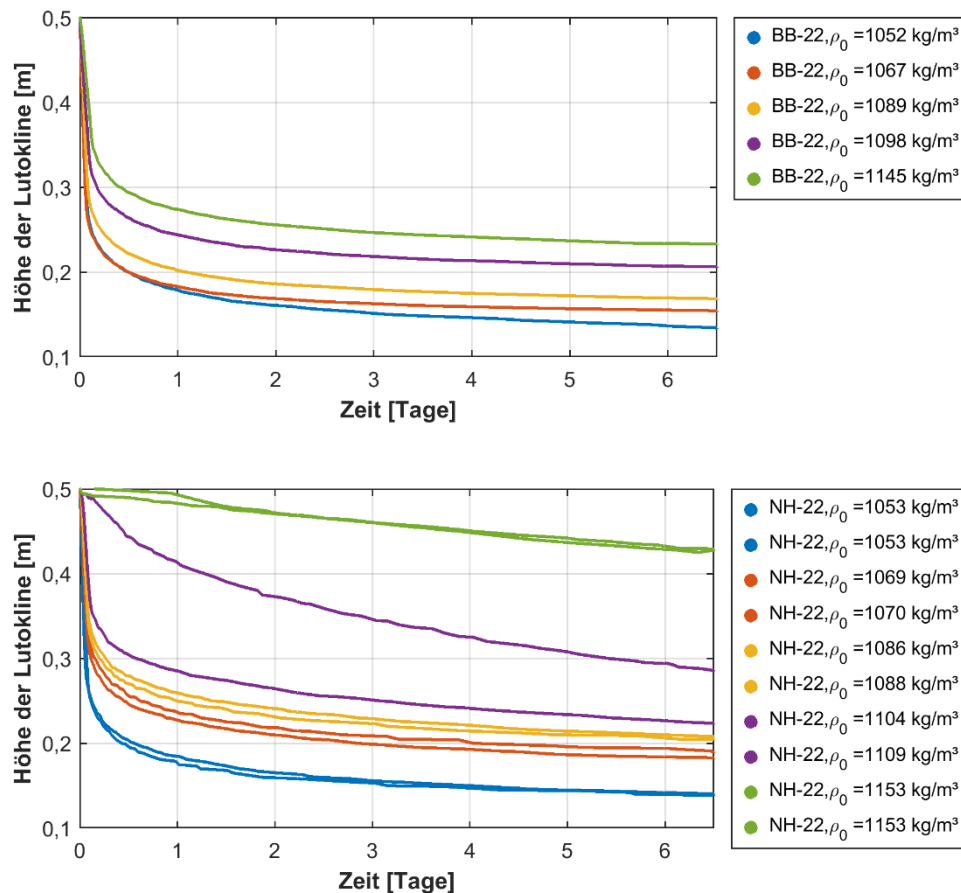


Abbildung 6.4-5: Zeitliche Entwicklung der Lage der Lutokline über 7 Tage in Laborversuchen mit BB- (oben) und NH-Sedimenten (unten) unterschiedlicher Initialdichte ρ_0

Die Ergebnisse bestätigen einige wesentliche Aspekte des Konsolidierungsverhaltens von Flüssigschlick:

- Es existieren mindestens zwei Phasen im beobachteten Verhalten. In der Anfangsphase verändert sich die Lage der Lutokline linear mit der Zeit. Nach etwa drei bis vier Stunden tritt eine neue Phase ein, in der sich die Lage der Lutokline logarithmisch mit der Zeit reduziert. Dies bestätigt ein für kohäsive Sedimente typisches Verhalten, das schematisch in Abbildung 3.5-1 beschrieben wurde.
- Die Steigung der Lage der Lutokline in der Anfangsphase nimmt mit der Initialdichte ab, da die Wahrscheinlichkeit zur Kollision und gegenseitigen Behinderung von Flocken bei höheren Konzentrationen steigt und damit das Absinken behindert.
- Die Schichtdicke deponierter Sedimente nimmt mit der Initialdichte zu, da der Feststoffanteil mit der Initialdichte steigt und die Feststoffe dann natürlich mehr Raum einnehmen.
- Laborversuche mit gleicher Initialdichte unter Verwendung desselben Sedimentmaterials sind prinzipiell wiederholbar und zeigen vergleichbare Ergebnisse. In den vorliegenden Untersuchungen wurde eine mittlere Abweichung von etwa 1,3 % ermittelt. Die Abweichungen werden im Wesentlichen auf Optimierungsmöglichkeiten in der Homogenisierungsmethodik zurückgeführt. Liegt eine Suspension sehr nah an der

strukturellen Dichte, kann das Verhalten zwischen den Wiederholungsversuchen auch stark voneinander abweichen (vgl. Abbildung 6.4-5, Probe NH-22 mit $\rho_0 \sim 1105 \text{ kg/m}^3$).

Die Lutoklinenverläufe von Proben, die hinsichtlich ihrer Initialdichte übereinstimmen, jedoch eine unterschiedliche Zusammensetzung bzw. einen unterschiedlichen Entnahme-standort aufweisen, zeigen ein signifikant divergentes Absinkverhalten in Bezug auf die Erreichung des Gelpunkts. Während die Sedimente der Proben NH-22 bei Initialdichten von etwa 1105 kg/m^3 den Gelpunkt erreichen und demzufolge ihr Absinkverhalten ändern, wird bei den Sedimenten der BB-Proben auch bei Initialdichten von 1145 kg/m^3 der Gelpunkt noch nicht erreicht. Die aufgezeigten Unterschiede werden im Wesentlichen auf die jeweilige Kornzusammensetzung der Proben zurückgeführt. Wie in Tabelle 6.4.3 dargestellt, weisen die BB-Proben mit einem Sandanteil von etwa 30 % eine deutlich größere Sandfraktion auf als die NH-Proben, deren Sandanteil lediglich 14 % beträgt.

6.4.5. Modellbildung

Zur adäquaten Beschreibung des Materialverhaltens von Sedimentgemischen am Übergang von stationärem Flüssigschlick zu konsolidierendem Schlick ist eine Lösung der Konsolidierungsgleichung nach Gibson (1967) erforderlich. Die Erhaltungsgleichungen von Merckelbach und Kranenburg (2004b) aus Gleichung (3.5.8) sowie von Winterwerp et al. (2021) aus Gleichung (3.4.7) für den Bereich des behinderten Absinkens und von Merckelbach und Kranenburg (2004b) aus Gleichung (3.5.10) für die Anfangsphase der Konsolidierung sind physikalisch basiert und lösen die Gibson-Gleichung für die jeweilige Phase.

Die in Kapitel 6.4.4 gezeigten Versuchsergebnisse ermöglichen eine Prüfung der Anwendbarkeit der Modelle für Wesersedimente und schließlich eine Parametrisierung des Absink- und Konsolidierungsverhaltens für die Phase behinderten Absinkens und der Konsolidierung im Bereich dominanter Permeabilität. Die in Tabelle 6.4.3 dokumentierten Fraktionen der für diese Analyse einbezogenen Sedimente werden für die Parametrisierung der Modelle herangezogen.

Tabelle 6.4.3: Mittlere Anteile der Kornfraktionen Ton, Schluff und Sand der zur Untersuchung des Konsolidierungsverhaltens einbezogenen Proben von Wesersedimenten

Probe	Ton [%]	Schluff [%]	Sand [%]
BB-05*	17,5	39,0	43,5
BB-04**	17,5	39,0	43,5
BB-22	16,0	54,0	30,0
NH-14**	25,0	62,0	11,0
NH-16**	25,0	62,0	11,0
NH-22	21,0	65,0	14,0

*Mittelwert der Teilproben BB-05-01 und BB-05-02

**Mittelwert der anderen NH- bzw. BB-Sedimente vom selben Entnahmetag und -Standort, siehe Tabelle C.1 bzw. Tabelle C.2

Zu bemerken ist, dass der Sandgehalt der BB-Proben mit 30 % bzw. 43,5 % deutlich höher ist als der der NH-Proben. Die hohen Sandanteile gehen im Vergleich vorwiegend zu Lasten der Schluffanteile. Die Tonanteile liegen mit etwas unter zwanzig Prozent bei BB-Proben und etwas über zwanzig Prozent bei NH-Proben bei allen Sedimente deutlich über dem Grenzwert für kohäsives Transportverhalten.

6.4.5.1. Behindertes Absinken

In diesem Kapitel werden die Ergebnisse aus Abbildung 6.4-5 hinsichtlich des behinderten Absinkens ausgewertet. Dazu wird aus den Lutoklinenverläufen eine Auswahl getroffen, die für die

Modellanpassung herangezogen wird. Die beiden Versuche der Probe NH-22 mit Initialdichten um 1105 kg/m^3 sowie die Proben mit Initialdichte um 1150 kg/m^3 werden von der weiteren Betrachtung ausgeschlossen, da sie sich aufgrund ihrer Nähe zum Gelpunkt bzw. der Überschreitung des Gelpunkts bereits teilweise im Konsolidierungsprozess befinden. Die übrigen Versuche der Probe NH-22 mit vergleichbarer Initialdichte werden durch Mittelwertbildung zu jeweils einem Lutoklinenverlauf aggregiert. Die Lutoklinenverläufe der BB-Proben werden mit Ausnahme der Probe mit einer Initialdichte von 1145 kg/m^3 in die weitere Betrachtung einbezogen und dabei keiner Mittelwertbildung unterzogen.

In Abbildung 6.4-6 und Abbildung 6.4-7 sind die Approximationen der Modellgleichungen den Messdaten in einem doppelt-logarithmischen Diagramm als Lage der Lutokline über der Zeit aufgetragen. In den Abbildungen sind die Lutoklinenverläufe farbig markiert, während die Modellanpassungen als grau bzw. schwarz gestrichelte Linien dargestellt sind. Die grau gestrichelte Linie repräsentiert dabei den Verlauf der Modellfunktion gemäß Gleichung (3.4.7), während die schwarz gestrichelte Linie daneben den Verlauf gemäß Gleichung (3.5.8) darstellt. Die schwarzen Punkte ergeben sich dort, wo die Modellfunktion entsprechend des in Kapitel 6.4.1 definierten Grenzwerts signifikant vom Lutoklinenverlauf abweicht.

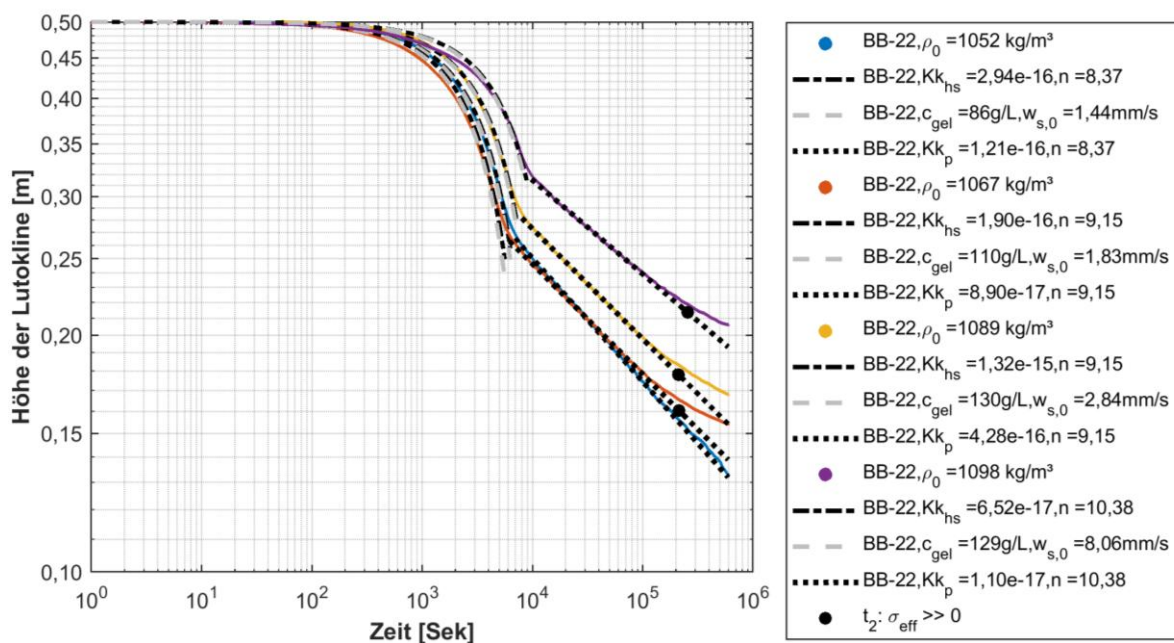


Abbildung 6.4-6: Zeitlicher Verlauf der Lage der Lutokline (absolut) und parametrisierte Modellfunktionen unter Angabe Anpassungsparameter der Gelkonzentration c_{gel} , der charakteristischen Flockensinkgeschwindigkeit $w_{s,0}$, der Permeabilitätskoeffizienten $K_{k,hs}$ im Bereich behinderten Absinkens und $K_{k,p}$ im Bereich permeabilitätsdominierter Konsolidierung sowie dem empirischen Parameter n zur Ableitung der fraktalen Dimension; Farblich (orange, gelb, violett, grün) in Abhängigkeit der Initialdichte sind die Lutoklinenverläufe der Versuche mit Probe BB-22 gekennzeichnet, die gestrichelten Linien entsprechend den Parametrisierungen von Gl. (3.5.8) (schwarz) und Gl. (3.4.7) (grau) für den Bereich behinderten Absinkens sowie Gl. (3.5.10) für den permeabilitätsdominierten Konsolidierungsbereich. Die schwarzen Punkte kennzeichnen den Zeitpunkt t_2 am Beginn der spannungsdominierten Konsolidierung.

Die Ergebnisse zeigen, dass das Materialverhalten insgesamt sehr gut durch die Modellfunktionen abgebildet werden kann, wenn eine experimentspezifische Parametrisierung erfolgt. Mit steigender Initialdichte wird das Absinken der Lutokline zu Beginn eines Versuchs zunehmend durch Flockulationsprozesse beeinflusst, sodass es zu einer kurzzeitig (einige Minuten) stationären Lutokline kommen kann. Für die Analyse der Phase behinderten Absinkens und der Phase permeabilitätsdominierter Konsolidierung bei unterschiedlichen Initialdichten kann dieser Bereich

ausgeschlossen werden. Ein wichtiges Ergebnis der Reproduktionsversuche ist daher, dass die Probenvorbereitung entscheidenden Einfluss auf das kurzfristige Absink- und Konsolidierungsverhalten haben kann. Die stringente Beachtung eines Probenaufbereitungsprotokolls ist daher essentiell.

Die Ergebnisse der Modellapproximationen sind in Tabelle 6.4.4 zusammengefasst. Die auf Basis der Messdaten ermittelte und über die Zeit relativ konstante effektive Sinkgeschwindigkeit im Bereich des behinderten Absinkens liegt im Mittel bei $w_{s,eff} = 0,03 \text{ mm/s}$. Die effektive Sinkgeschwindigkeit nimmt mit der Initialdichte ab, weil die durch Rückströmung verdrängten Wassers hervorgerufene Verlangsamung absinkender Partikel durch eine erhöhte Feststoffkonzentration verstärkt wird. Die aus der Modellbildung abgeleiteten effektiven Sinkgeschwindigkeiten nehmen für die untersuchten NH-Proben von $w_{s,eff,NH} = 0,039 \text{ mm/s}$ bei einer Initialdichte von $\rho_0 = 1053 \text{ kg/m}^3$ auf $w_{s,eff,NH} = 0,025 \text{ mm/s}$ bei Dichten von $\rho_0 = 1087 \text{ kg/m}^3$ ab. Auch für die BB-Proben nimmt die effektive Sinkgeschwindigkeit mit dem Feststoffanteil ab. So nimmt die effektive Sinkgeschwindigkeit von $w_{s,eff,BB} = 0,037 \text{ mm/s}$ bei Dichten von $\rho_0 = 1052 \text{ kg/m}^3$ auf Werte von $w_{s,eff,BB} = 0,014 \text{ mm/s}$ und bei Dichten von $\rho_0 = 1145 \text{ kg/m}^3$ ab. Anders als bei den NH-Proben wird der Phasenwechsel zur Konsolidierung bei BB-Proben in diesem Dichtebereich noch nicht erreicht (vgl. schwarze Punkte in Abbildung 6.4-6 und Abbildung 6.4-7).

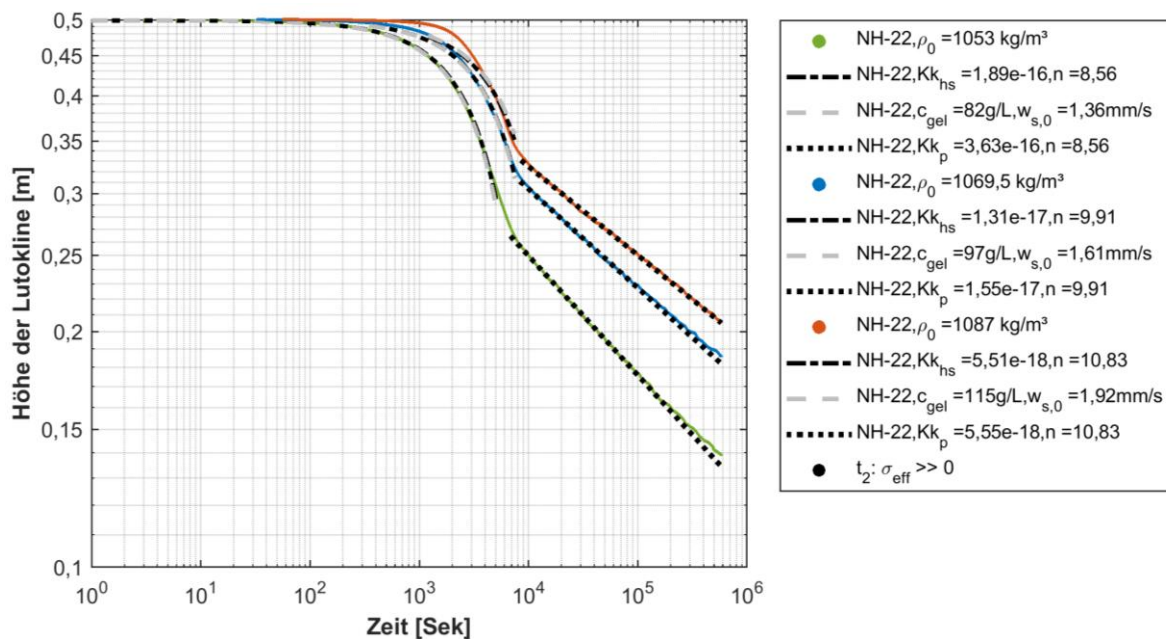


Abbildung 6.4-7: Zeitlicher Verlauf der Lage der Lutokline (absolut) und parametrisierte Modellfunktionen unter Angabe Anpassungsparameter der Gelkonzentration C_{gel} , der charakteristischen Flockensinkgeschwindigkeit $w_{s,0}$, der Permeabilitätskoeffizienten $K_{k,hs}$ im Bereich behinderten Absinkens und $K_{k,p}$ im Bereich permeabilitätsdominierter Konsolidierung sowie dem empirischen Parameter n zur Ableitung der fraktalen Dimension; Farblich (grün, blau, orange) in Abhängigkeit der Initialdichte sind die Lutoklinenverläufe der Versuche mit Probe NH-22 gekennzeichnet, die gestrichelten Linien entsprechend den Parametrisierungen von Gl. (3.5.8) (schwarz) und Gl. (3.4.7) (grau) für den Bereich behinderten Absinkens sowie Gl. (3.5.10) für den permeabilitätsdominierten Konsolidierungsbereich

Neben den für einen initialen Feststoffanteil im Bereich des behinderten Absinkens relativ konstanten effektiven Sinkgeschwindigkeiten und der Abnahme der effektiven Sinkgeschwindigkeiten im Bereich behinderten Absinkens bei Reduktion des initialen Feststoffanteils werden weitere wesentliche Beobachtungen gemacht. Die Dauer t_1 bis zum Erreichen des Konzentrationspunktes, also das Ende der Phase behinderten Absinkens, liegt im Mittel bei $t_1 = 2,12 \text{ h}$. Diese Dauer steigt jedoch

mit der Initialkonzentration. Für BB-Proben steigt sie von circa $t_1 = 1,4 \text{ h}$ bei Dichten von $\rho_0 = 1067 \text{ kg/m}^3$ auf circa $t_1 = 4,2 \text{ h}$ bei Dichten von $\rho_0 = 1145 \text{ kg/m}^3$. Für NH-Proben steigt die Dauer von circa $t_1 = 2,1 \text{ h}$ bei Dichten von $\rho_0 = 1069 \text{ kg/m}^3$ auf circa $t_1 = 2,4 \text{ h}$ bei Dichten von $\rho_0 = 1087 \text{ kg/m}^3$. BB-Proben solcher Dichten erreichen den Kontraktionspunkt bereits in unter zwei Stunden. Das Schlick-Sand-Verhältnis liegt für die BB-Proben bei $p_m/p_s = 2$ und für die NH-Proben bei $p_m/p_s = 6$ (vgl. Tabelle C.2). Die Unterschiede in der Zusammensetzung und in der Konsequenz auch im Absink- und Absetzverhalten werden im Wesentlichen auf Unterschiede in der Zusammensetzung der Sedimente zwischen den Standorten und damit auch auf die Lage der Trübungszone zum Entnahmezeitpunkt der Sedimente zurückgeführt.

Aus der Parametrisierung von Gleichung (3.4.7) lassen sich zudem die Gelkonzentration sowie die charakteristischen Flockensinkgeschwindigkeiten ableiten. Grundsätzlich ist eine Zunahme der charakteristischen Flockensinkgeschwindigkeit $w_{s,0}$ einzelner Flocken in stillem Wasser mit der Initialdichte zu erwarten, da höhere Konzentrationen durch eine gesteigerte Kollisionswahrscheinlichkeit potentiell zu größeren Flocken führen. Diese These kann anhand der vorliegenden Untersuchung der BB-Proben nicht zweifelsfrei bestätigt werden.

Tabelle 6.4.4: Aus der Modellparametrisierung abgeleitete Material- und Anpassungsparameter zur Modellierung der effektiven Sinkgeschwindigkeiten im Bereich behinderten Absinkens und im Bereich der permeabilitätsdominierten Konsolidierung; h_0 ist die initiale Suspensionshöhe, ρ_0 , $\phi_{s,0}$, C_0 sind die initiale Gesamtdichte, der initiale Feststoffgehalt und die initiale Sedimentkonzentration der Suspension, C_{gel} bzw. ρ_{gel} die Sedimentkonzentration bzw. Dichte am Gelpunkt, $w_{s,0}$ die charakteristische Flockensinkgeschwindigkeit, n_f die fraktale Dimension, K_k und k sind der Permeabilitätskoeffizient und die Permeabilität

Probe [-]	h_0 [m]	ρ_0 [kg/m ³]	$\phi_{s,0}$ [-]	C_0 [g/L]	$w_{s,eff}$ [mm/s]	C_{gel} [g/L]	ρ_{gel} [kg/m ³]	$w_{s,0}$ [mm/s]	n_f [-]	K_k [m/s]	k [m/s]
NH-22	0,5	1053	0,034	58	0,039	82	1077	1,4	2,77	3,63E-16	1,47E-3
NH-22	0,5	1070	0,044	76	0,026	97	1090	1,6	2,80	1,55E-17	4,20E-4
NH-22	0,5	1087	0,055	95	0,025	115	1108	1,9	2,82	5,55E-18	2,32E-4
BB-22	0,5	1067	0,043	80	0,041	110	1097	1,8	2,78	8,90E-17	3,11E-4
BB-22	0,5	1089	0,057	106	0,030	130	1113	2,8	2,78	4,28E-16	1,12E-4
BB-22	0,5	1098	0,062	117	0,019	129	1110	8,1	2,81	1,10E-17	3,61E-5
BB-22	0,5	1145	0,092	173	0,014	145	1118	1,6	2,82	4,53E-17	1,01E-5

Die ermittelten Flockensinkgeschwindigkeiten liegen im Mittel bei $w_{s,0} = 2,5 \text{ mm/s}$. Die Modellapproximation der BB-Probe mit Dichte $\rho_0 = 1087 \text{ kg/m}^3$ zeigt im Bereich des behinderten Absinkens jedoch relativ große Abweichungen und dadurch relativ hohe Flockensinkgeschwindigkeiten von circa $w_{s,0} = 8 \text{ mm/s}$, die den Mittelwert nach oben ziehen. Die Analyse der NH-Proben ergibt jedoch charakteristische Flockensinkgeschwindigkeiten, die mit der Dichte von $1,36 \text{ mm/s}$ auf $1,92 \text{ mm/s}$ ansteigen. Die modellbasiert ermittelten Flockensinkgeschwindigkeiten liegen insgesamt in einer realistischen Größenordnung und weisen zudem eine hohe Übereinstimmung mit dem Sinkgeschwindigkeitswert von $w_0 = 1,74 \text{ mm/s}$ auf, der im Laborversuch exemplarisch an tatsächlich absinkenden Flocken bestimmt wurde. Die aus der Parametrisierung abgeleiteten Gelkonzentrationen steigen prinzipiell mit der Initialdichte. Im Mittel liegt der Gelpunkt bei $C_{gel} = 104 \text{ g/L}$ bzw. bei $\rho_{gel} = 1092 \text{ kg/m}^3$. Für BB-Proben nimmt die Gelkonzentration von $C_{gel} = 110 \text{ g/L}$ bei Dichten von $\rho_0 = 1067 \text{ kg/m}^3$ auf Werte von $C_{gel} = 145 \text{ g/L}$ bei Dichten von $\rho_0 = 1145 \text{ kg/m}^3$ zu. Für NH-Proben nimmt die Gelkonzentration von $C_{gel} = 82 \text{ g/L}$ bei Dichten von $\rho_0 = 1053 \text{ kg/m}^3$ auf Werte von $C_{gel} = 115 \text{ g/L}$ bei Dichten von $\rho_0 = 1087 \text{ kg/m}^3$ zu. Der in diesem Dichtebereich mögliche direkte Vergleich zwischen BB- und NH-Proben ($C_{gel,NH,1087} = 115 \text{ g/L}$ vs.

$C_{gel,BB,1089} = 130 \text{ g/L}$) zeigt, dass Sedimente vom Standort Nordenham tendenziell geringere Gelkonzentrationen aufweisen. Dies bestätigt im Wesentlichen die bei den experimentellen Untersuchungen gewonnenen Erkenntnisse sowie die Beobachtungen im Feld.

Durch das von klein (NH) nach groß (BB) verschobene Sand-zu-Schlick-Verhältnis steigt die Wahrscheinlichkeit und die Intensität der Flockulation und führt so zu mehr und größeren Flocken. Diese wiederum führen dazu, dass sich die Partikel schneller gegenseitig beeinflussen und früher ein Gerüst, den Gelpunkt ausbilden. Insgesamt passt die Größenordnung der ermittelten Gelpunkte sehr gut mit den Ergebnissen weiterer Konsolidierungsversuche überein, deren Initialdichte nahe bzw. oberhalb des Gelpunkts liegt. In Abhängigkeit der Zusammensetzung der Suspension liegt die Dichte ρ_{gel} am Gelpunkt im Bereich von 1050 kg/m^3 bis 1090 kg/m^3 bzw. der Feststoffanteil am Gelpunkt $\phi_{s,gel}$ im Bereich von 0,03 bis 0,06.

Als Folge dieser Beobachtungen wird abschließend festgehalten, dass die Höhe der Lutokline, bei welcher der Gelpunkt erreicht wird und die Konsolidierung beginnt, ebenfalls mit der Initialdichte bzw. dem initialen Feststoffanteil zusammenhängt.

6.4.5.2. Permeabilitätsdominierte Konsolidierung

Im vorliegenden Kapitel erfolgt eine Auswertung des Absetzverhaltens anhand der Modellparametrisierungen für Lutoklinenverläufe in der Phase der permeabilitätsdominierten Konsolidierung.

Zunächst werden die Konsolidierungsgeschwindigkeiten ermittelt, die sich aus der Ableitung der modellierten Lage der Lutokline über die Zeit im Bereich permeabilitätsdominierter Konsolidierung ergeben. Die in Abbildung 6.4-8 dargestellten Ergebnisse verdeutlichen, dass die Konsolidierungsraten für alle der untersuchten Proben im betrachteten Zeithorizont nahezu identisch verlaufen. Im Vergleich zu den effektiven Sinkgeschwindigkeiten im Bereich des behinderten Absinkens ist die Konsolidierungsrate damit unabhängig vom initialen Feststoffgehalt und, im Rahmen der Schwankungen zwischen den Fraktionanteilen der untersuchten Proben, auch von der Sedimentzusammensetzung. Nach etwa $7 \text{ bis } 9 \cdot 10^3 \text{ s}$ setzt die Konsolidierung ein und liegt bei einer Rate von etwa $5 \cdot 10^{-9} \text{ mm/s}$. Im weiteren Konsolidierungsverlauf nimmt die Konsolidierungsrate logarithmisch ab und liegt nach $6 \cdot 10^5 \text{ s}$, also etwa 7 Tagen, nur noch bei $2 \text{ bis } 3 \cdot 10^{-11} \text{ mm/s}$. Da für diese Auswertung der in Abbildung 6.4-7 und Abbildung 6.4-6 dargestellte Modellierungszeitraum herangezogen wurde und manche Proben zum Ende des Betrachtungszeitraums bereits in die spannungsdominierte Konsolidierungsphase übergegangen sind, werden die Konsolidierungsraten zum Ende der permeabilitätsdominierten Konsolidierung tendenziell sogar noch überschätzt.

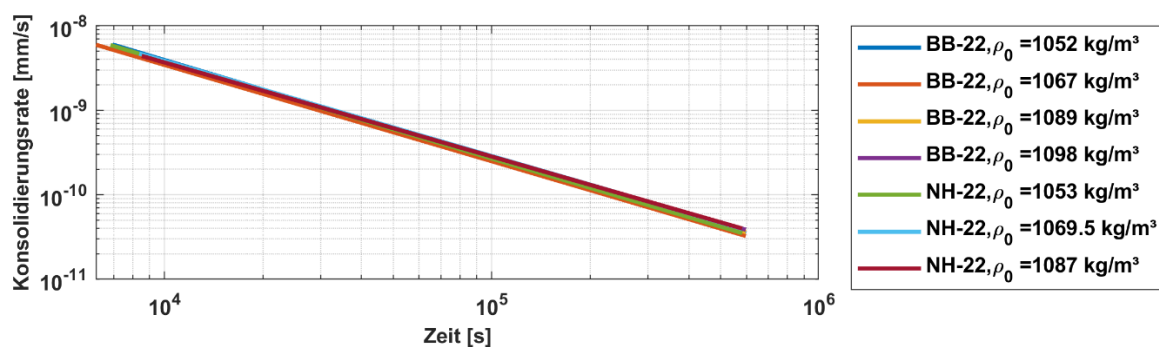


Abbildung 6.4-8: Aus der Parametrisierung von Gleichung (3.5.10) für die in Tabelle 6.4.4 aufgeführten Sedimentproben abgeleitete Konsolidierungsgeschwindigkeiten

In einem nächsten Schritt werden die aus der Modellparametrisierung abgeleiteten Parameter gegenüber dem initialen Feststoffgehalt aufgetragen. Anhand einer linearen Regression lässt sich der

Zusammenhang zwischen den betrachteten Größen beurteilen. Bei der Regression wird ein Datenpunkt als Ausreißer interpretiert, wenn er mehr als die doppelte Standardabweichung vom Mittelwert der Stichprobe entfernt ist. Die Ergebnisse dieser Analyse zeigt Abbildung 6.4-9. Im Wesentlichen zeigt sich, dass die Modellparameter für Suspensionen des Typs *Flüssigschlick stationär* durch eine lineare Funktion hinreichend gut beschrieben werden können. Hiervon auszunehmen sind die charakteristische Flockensinkgeschwindigkeit $w_{s,0}$ sowie der Permeabilitätskoeffizient K_k , für die kein eindeutiger Zusammenhang zum Feststoffanteil ermittelt werden konnte. Die Parameter scheinen mit $w_{s,0} \sim 1,8 \text{ mm/s}$ und $K_k \sim 5 * 10^{-17} \text{ m/s}$ für die betrachteten Sedimente weitgehend konstant zu sein. Aus den abgeleiteten Größen des Permeabilitätskoeffizienten und der fraktalen Dimension kann schließlich die Permeabilität k in Abhängigkeit des Feststoffanteils nach Gleichung (3.5.11.) berechnet werden.

Die Analyse von Abbildung 6.4-6 und Abbildung 6.4-7 für die Phase permeabilitätsdominierter Konsolidierung zeigt außerdem, dass der Gradient der Lageänderung der Lutokline im loglog-Raum für alle Initialdichten sehr nahe beieinander liegt. Die Ergebnisse unterscheiden sich im Wesentlichen darin, nach welcher Zeit und auf welcher Höhenlage der Kontraktionspunkt erreicht wird und diese Phase beginnt. Die Beobachtungen werden als plausibel eingestuft und durch die Aussagen nach Winterwerp et al. (2021) bestätigt, nach denen die Phase permeabilitätsdominierter Konsolidierung unabhängig vom initialen Feststoffanteil der Proben ist, weil zunächst immer der als Materialeigenschaft interpretierte Kontraktionspunkt mit charakteristischem Feststoffgehalt erreicht wird. Die Phase behinderten Absinkens wiederum ist abhängig vom initialen Feststoffanteil, da der Prozess mit Versuchsbeginn startet und sich die Anzahl der absinkenden Partikel durch die Wahl des initialen Feststoffanteils unterscheidet.

Wie aus Tabelle 6.4.4 sowie Abbildung 6.4-9 ersichtlich wird, zeigt sich eine Zunahme der fraktalen Dimension mit der Initialdichte der Suspension, was mit einer erhöhten Wahrscheinlichkeit für die Ausbildung größerer Flocken einhergeht. Die Modellparametrisierungen resultieren in Werten zwischen 2,76 und 2,84 für beide Entnahmestandorte. Wie in Abbildung 6.4-9 dargestellt, liegt die fraktale Dimension im Mittel bei $n_f \approx 2,8$ und entspricht damit typischen Werten für konsolidierenden Schlick (Merckelbach und Winterwerp 2002). Entsprechend der abgeleiteten Regressionsgleichung $n_f = 1,065\phi_s + 2,739$ kann die fraktale Dimension durch einen linearen Zusammenhang bestimmt werden.

Analog zum Gelpunkt lässt sich auch bei der Größe der fraktalen Dimension ein entscheidender Einfluss der Sedimentkonzentration beobachten. Während die BB-Proben mit relativ hohen Sandgehalten eine fraktale Dimension von $n_f = 2,82$ erst bei Dichten von $\rho_0 = 1145 \text{ kg/m}^3$ erreichen, wird dieser Wert von NH-Proben bereits bei Dichten von $\rho_0 = 1087 \text{ kg/m}^3$ erreicht. Hieraus lässt sich ableiten, dass eine Suspension mit höherem Schlickanteil bei geringeren Feststoffgehalten Flocken derselben Größe bildet wie eine Suspension mit geringerem Schlickanteil und höheren Dichten. Der Permeabilitätskoeffizient K_k liegt im Bereich von 10^{-16} bis $7 * 10^{-18} \text{ m/s}$ und ist damit relativ klein im Verhältnis zu den Literaturwerten von Merckelbach und Kranenburg (2004b), liegt jedoch weiterhin in der Größenordnung die für verschiedene Schlicke aus dem nordwesteuropäischen Raum bestimmt wurde (Merckelbach und Winterwerp 2002; Te Slaa 2020). Ein eindeutiger Zusammenhang zum initialen Feststoffanteil ist den Mess- und Modellergebnissen nicht zu entnehmen.

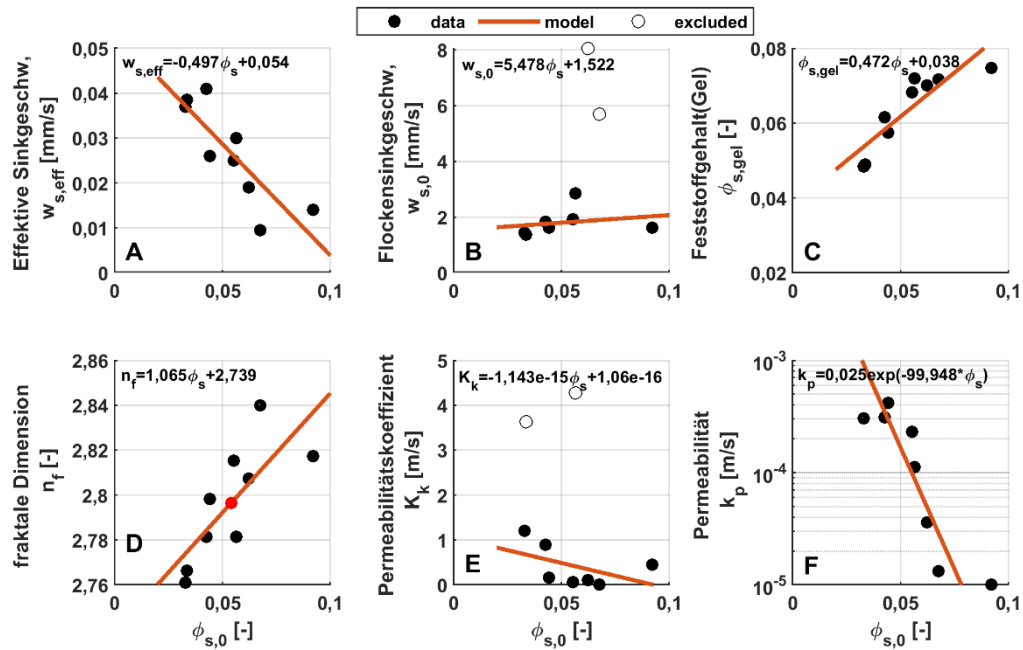


Abbildung 6.4-9: Anpassungsparameter effektive Sinkgeschwindigkeit $w_{s,eff}$, Flockensinkgeschwindigkeit $w_{s,0}$, Feststoffanteil am Gelpunkt $\phi_{s,gel}$, fraktale Dimension n_f , Permeabilitätskoeffizient $K_{k,p}$, und Permeabilität k_p der Modellfunktionen (3.4.7), (3.5.8) und (3.5.10) in Abhängigkeit des initialen Feststoffanteils $\phi_{s,0}$

Der Zeitpunkt t_2 , d.h. der Beginn der spannungsdominierten Konsolidierung wird für Sedimente vom Entnahmestandort im Blexer Bogen nach 64 h, d.h. etwa zweieinhalb Tagen, erreicht. Für Sedimente vom Standort Nordenham wurde die spannungsdominierte Phase der Konsolidierung innerhalb des Beobachtungszeitraums von sieben Tagen nicht erreicht, vgl. Abbildung 6.4-6 und Abbildung 6.4-7. Während die Zusammensetzung für die Dauer der Phase des behinderten Absinkens und die Größen der Gelkonzentration und der fraktalen Dimension nur zu relativ kleinen Unterschieden führte, bewirkt die Zusammensetzung hier eine Verzögerung des Eintritts der Konsolidierung von mehreren Tagen.

Kapitel 7

Synthese und Diskussion

In diesem Kapitel erfolgen eine Zusammenführung, übergreifende Interpretation und Einordnung der im Rahmen dieser Arbeit erzielten Ergebnisse. Kapitel 7.1 beinhaltet zunächst eine zusammenfassende Darstellung der aus den experimentellen Untersuchungen abgeleiteten und parametrisierten Modellformulierungen zur Beschreibung der Deposition und der Erosion. Zudem werden die sich aus einer Anwendung über Sohlschubspannungs- und Sedimentkonzentrationsverläufe ergebenden Transportbilanzen dargestellt und eingeordnet. In Kapitel 7.2 werden anschließend die weiteren Ergebnisse hinsichtlich des beobachteten rheologischen und bodenmechanischen Verhaltens sowie der Transporteigenschaften zusammengetragen und übergreifend diskutiert, um Erklärungsansätze zur Entstehung einer Schlicksohle (vgl. Definition in Abbildung 4.1-1) in der Trübungszone von Ästuaren abzuleiten.

7.1. Bilanzierung des vertikalen Transports

Im vorliegenden Abschnitt erfolgt eine Anwendung des in Kapitel 4 vorgestellten Modellkonzepts unter Verwendung der Ergebnisse der Prozessuntersuchungen aus Kapitel 6. Der Schwerpunkt der vorliegenden Arbeit liegt auf der messtechnischen Bestimmung der Eigenschaften kohäsiver Sedimente und deren vertikalen Transportprozessen sowie der Ableitung von Modellansätzen zu deren Beschreibung. Daher wird im Rahmen der vorliegenden Arbeit von einer Integration der entwickelten Modellansätze in ein dreidimensionales hydrodynamisch-numerisches Modell abgesehen. Die in diesem Kapitel präsentierte Analyse nutzt stattdessen von der Bundesanstalt für Wasserbau (BAW) bereitgestellte Verläufe der Sohlschubspannung und der sohnahen Sedimentkonzentration. Diese wurden aus dem bei der BAW entwickelten dreidimensionalen hydrodynamisch-numerischen Modell des Weserästuars abgeleitet (Kösters und Gärtner 2012). Durch Anwendung der im Rahmen dieser Arbeit entwickelten Modellansätze auf die Simulationsergebnisse erfolgt eine Abschätzung des vertikalen Massentransports am Übergang von der Wassersäule zur Gewässersohle für eine exemplarische Tide.

Konkret werden Ergebnisse des numerischen Ästuarmodells der BAW verwendet, die für den Zeitraum vom 01.08.2016 bis zum 04.08.2016 an der Entnahmestelle Nordenham im Bereich von Weserkilometer 56 berechnet wurden. Die Simulationsergebnisse sind als Wasserstand W , Strömungsgeschwindigkeit v , Sohlschubspannung τ_b und Sedimentkonzentration C in Abbildung 7.1-1 als zeitlicher Verlauf dargestellt.

Die ermittelten Größen wurden unter Berücksichtigung mittlerer Tidebedingungen sowie eines Oberwasserabflusses von knapp unter $150 \text{ m}^3/\text{s}$ generiert. Damit spiegeln die mit dem Ästuarmodell abgebildeten Oberwasserbedingungen die Verhältnisse während der im Rahmen dieser Arbeit durchgeführten Messkampagnen adäquat wider. Weiterhin entspricht die Abbildung der Transportprozesse durch das Ästuarmodell weitgehend dem aktuellen Stand der Wissenschaft, weshalb die Modellergebnisse als die beste verfügbare modellbasierte Näherung an tatsächliche, in der Natur auftretende Werte angesehen werden. Die in Abbildung 7.1-1 dargestellten Simulations-

ergebnisse ermöglichen damit eine Sensitivitätsanalyse zur Bewertung der im Rahmen dieser Arbeit aufgestellten Modelle.

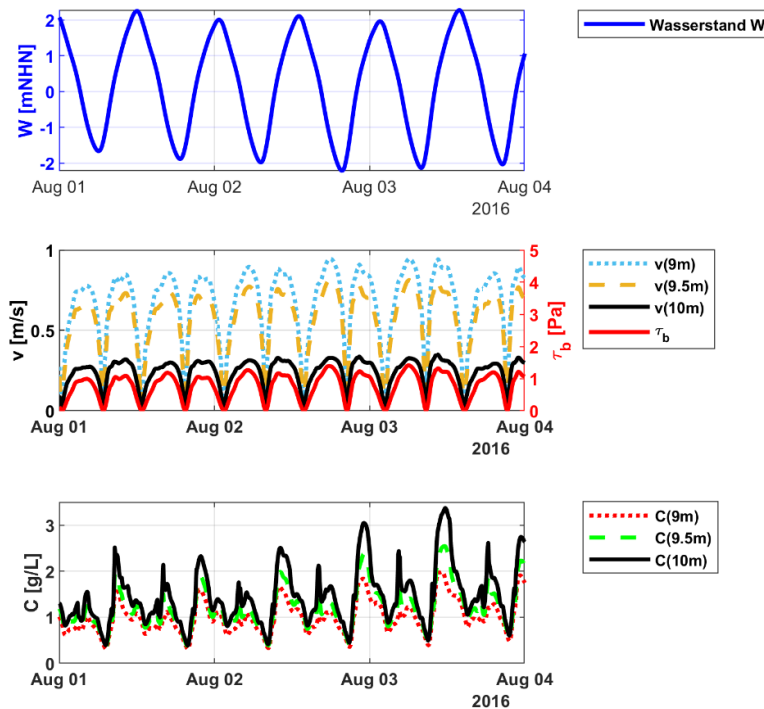


Abbildung 7.1-1: Für den Entnahmestandort S-I (Nordenham) mit dem Modell des Weserästuars der BAW modellierte Wasserstände W [mNHN], Sohlschubspannungen τ_b [Pa], Fließgeschwindigkeiten v [m/s] und Sedimentkonzentrationen C [g/L] für den Zeitraum 01.08.2016 – 04.08.2016; Modelldaten der ©BAW

Zur Einschätzung der Entwicklung des Tiefenprofils der Sedimentkonzentration C und der Strömungsgeschwindigkeit v sind in Abbildung 7.1-1 jeweils die Werte der untersten drei Schichten des Modells ausgegeben. Aus dieser Betrachtung folgt, dass die Strömungsgeschwindigkeiten abnehmen und die Sedimentkonzentrationen zunehmen, je näher der Messpunkt an der Gewässersohle liegt. Die Sedimentkonzentrationen in der Nähe der Gewässersohle erreichen Werte von bis zu etwa 3 g/L , was eine signifikante Zunahme gegenüber den in der Trübungszone im Mittel auftretenden Konzentrationen von unter 1 g/L darstellt (Kösters et al. 2018), jedoch unter den von Lange et al. (2008) angegebenen Werten von bis zu 11 g/L liegt. Auf Basis der vorliegenden Daten ist eine Identifikation von Flüssigschlickschichten entsprechend der im Rahmen dieser Arbeit gewählten Definition jedoch nicht möglich. Trotz einer Abnahme der Fließgeschwindigkeiten in Sohlhöhe auf $0,3 \text{ m/s}$ zeigen die Simulationsdaten teilweise Sohlschubspannungen von über 1 Pa , welche deutlich über den an den natürlichen Sedimenten festgestellten kritischen Erosionsgrenzen liegen. Dabei werden auch die in den Erosionsuntersuchungen aufgebrauchten Sohlschubspannungen überschritten.

Durch Anwendung der im Rahmen dieser Arbeit generierten Modellansätze auf die in Abbildung 7.1-1 gezeigten Verläufe der sohlennahen Sedimentkonzentration und der Sohlschubspannung der untersten Schicht im Ästuarmodell wird der Massenaustausch über eine Tide abgeschätzt und Rückschlüsse auf die Plausibilität der Simulationsdaten und die Eignung der Modelle gezogen. Für diesen Anwendungsfall werden die in Kapitel 4 in Abbildung 4.3-1 vorgestellten Modellkombinationen herangezogen und mit den in Kapitel 6 diskutierten und nachfolgend zusammengefassten Parametersätzen konkretisiert:

$$\text{D-I: } D = \frac{0,31 \cdot C^{0,43+1}}{(C^2 + 25,23^2)^{0,96}}$$

$$\text{D-II: } D = w_s * C_b \text{ mit } \begin{cases} w_s = 0,735 * C^{0,237} \text{ für } C \leq C_h \\ w_s = 2,5 \frac{\left(1 - \frac{C}{168}\right)^2 \left(1 - \frac{C}{2575}\right)}{\left(1 + 2,5 \frac{C}{168}\right)} \text{ für } C > C_h \end{cases} \text{ und } C_h = 7 \text{ g/L}$$

$$\text{E-I: } E = 1,78 * 10^{-5} * \left(\frac{\tau_b}{\frac{1,55 * 10^{-5}}{2,45 * 10^{-5}} \left(\frac{\rho_b - \rho_w}{2566} \right)^{\frac{2}{3}} \left[\left(\frac{\rho_b - \rho_w}{2566} \right)^{-\frac{1}{3}} - 1 \right]^{-2} e^{2,4 \left(\frac{\rho_b - \rho_w}{2566} \right)}} - 1 \right)^{1,75}$$

$$\text{E-II: } E = 9,78 * 10^{-9} * \phi_s^{-3,378} * e^{11,95 \tau_b}$$

Die Anwendung der Erosions- (E-I, E-II) und Depositionsmodelle (D-I, D-II) resultiert schließlich in den in Abbildung 7.1-2 dargestellten Erosions- und Depositionsraten. Des Weiteren werden die aus dem Modell abgeleiteten Wasserstände W , Sohlschubspannungen τ_b , Strömungsgeschwindigkeiten v , Sedimentkonzentrationen C sowie Kenterpunkte ($v = 0$) den berechneten Erosions- und Depositionsraten E bzw. D gegenübergestellt. Es sei darauf hingewiesen, dass die in diesem Kapitel präsentierten Ergebnisse auf der Grundlage einer vereinfachten Hypothese gewonnen wurden, welche die Betrachtung von Depositionsraten lediglich während der Stauwasserphasen ($t_{v=0} \pm 30 \text{ Min.}$) und von Erosionsraten lediglich außerhalb der Stauwasserphasen vorsieht. Die Gesamtdichte der Sedimentablagerung, welche der Berechnung der in Abbildung 7.1-2 dargestellten Erosionsrate zugrunde liegt, beträgt $\rho_b = 1175 \text{ kg/m}^3$ und entspricht damit dem im Rahmen dieser Arbeit identifizierten Schwellenwert zur Charakterisierung einer Schlickablagerung vom Typ *konsolidierender Schlick*.

Die Ergebnisse in Abbildung 7.1-2 zeigen, dass sich in Abhängigkeit des angewandten Modells deutliche Unterschiede in den Erosionsraten ergeben. Die mittlere Erosionsrate von E-I liegt mit $2 * 10^{-3} \text{ kg/m}^2\text{s}$ gegenüber der mittleren Erosionsrate von E-II mit $17,8 \text{ kg/m}^2\text{s}$ etwa vier Größenordnungen niedriger. Die ermittelten Abweichungen in den Erosionsraten verdeutlichen die Herausforderungen, die mit der Modellierung des Sedimenttransports einhergehen. Obschon alle verwendeten Modellformulierungen auf der gleichen Datenbasis parametrisiert wurden und insgesamt eine gute Anpassungsgüte festgestellt wurde, manifestieren sich die Diskrepanzen in den modellierten Transportraten bereits für diesen simplen Anwendungsfall als signifikant. Die vergleichsweise hohen Sohlschubspannungen, die außerhalb des Gültigkeitsbereichs der Datenbasis liegen, auf der die Modellparametrisierung beruht, sind eine wesentliche Ursache für die starken Unterschiede in den modellierten Transportraten. Die Depositionsraten bei Anwendung von D-I liegen im Mittel bei $5,9 * 10^{-4} \text{ kg/m}^2\text{s}$ und bei Anwendung von D-II bei $6,8 * 10^{-4} \text{ kg/m}^2\text{s}$. Ähnlich große Differenzen wie bei den Erosionsraten sind hier nicht auszumachen, was u.a. daran liegt, dass die Sinkgeschwindigkeitsmodelle für die hier betrachteten Sedimentkonzentrationen ausgelegt sind.

Obgleich die Abbildung der Sohlschubspannungen in numerischen Modellen im Bereich der Grenzschicht Optimierungspotenzial birgt, wird in Bezug auf die Abbildung der Erosionsraten basierend auf experimentellen Untersuchungen empfohlen, zukünftige experimentelle Untersuchungen auf größere maximale Sohlschubspannungen auszudehnen, um die möglicherweise im Feld auftretenden Sohlschubspannungsverläufe adäquat abbilden zu können. Dies dient der Bestimmung von Massenerosionsraten von frischen Schlickablagerungen und führt zu einer höheren Prognosegenauigkeit geeigneter Erosionsmodelle.

Für den Bilanzvergleich der in diesem hypothetischen Anwendungsfall erodierten bzw. deponierten Sedimentmenge wird jeweils ein Tidezyklus betrachtet, in dem der Zeitraum zwischen zwei Kenterpunkten der gleichen Tidephase betrachtet wird. Des Weiteren erfolgt eine Modifikation der

Zeitreihen im Rahmen einer Sensitivitätsanalyse in sieben verschiedenen Szenarien, um eine Einschätzung der Modellwirkung bei unterschiedlichen Bedingungen zu ermöglichen. In Tabelle 7.1.1 werden die für sieben Szenarien berechneten Mengen für den Zeitraum vom 01.08.2016 06:45 Uhr bis zum 01.08.2016 19:25 Uhr, gegenübergestellt.

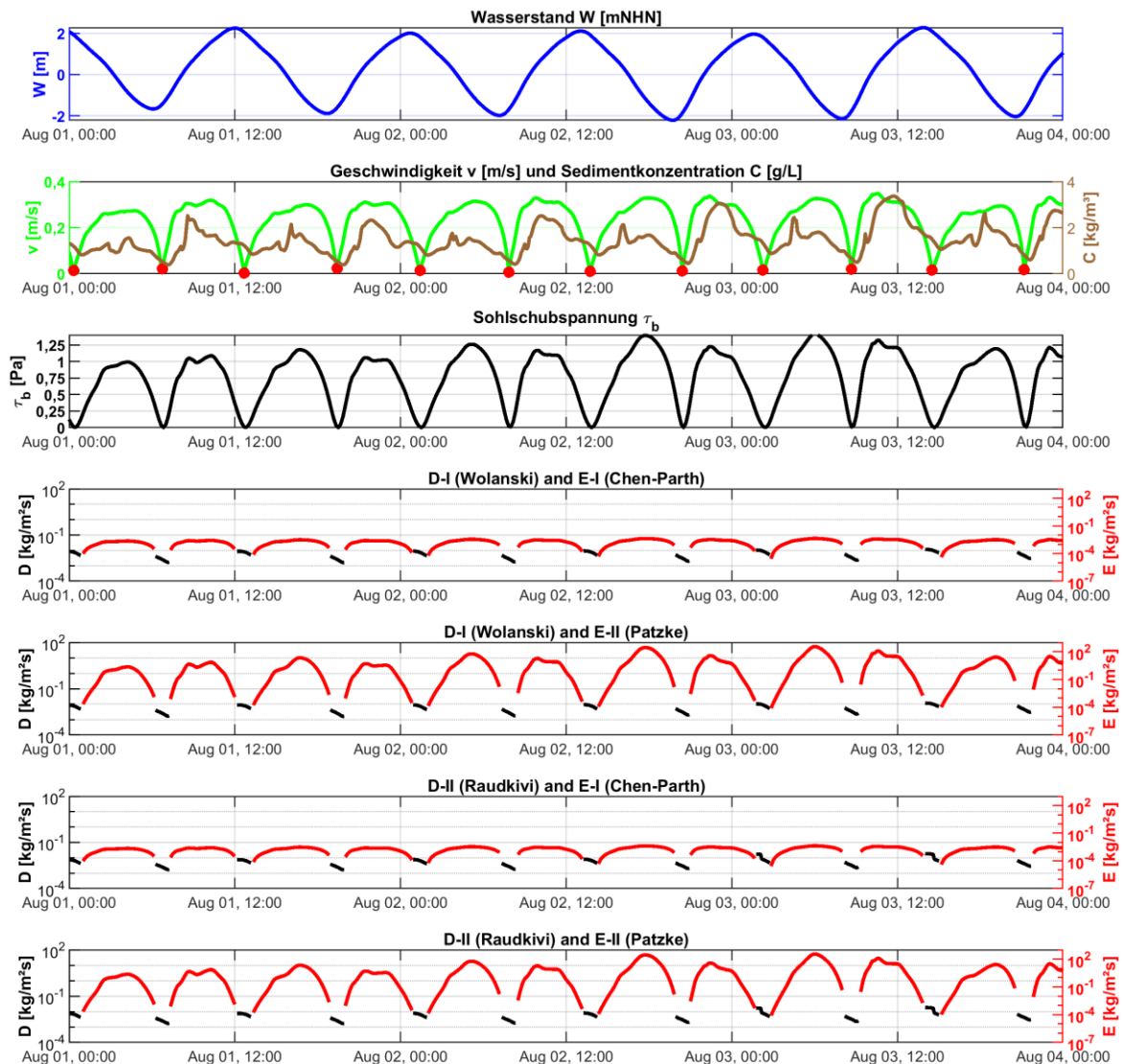


Abbildung 7.1-2: Aus den genannten Erosions- und Depositionsmodellen resultierende Depositionsraten D [kg/m²s] und Erosionsraten E [kg/m²s] sowie modellierte Wasserstände W [mNHN], Strömungsgeschwindigkeiten v [m/s], Kenterpunkte (rote Punkte), Sedimentkonzentrationen C [g/L] und Sohlschubspannungen τ_b [Pa] im beispielhaften Tideverlauf für den Zeitraum 01.08.2016 – 04.08.2016; Die Skalierung der Achsen ist so gewählt, dass die Bandbreite der Transportraten der Teilprozesse ersichtlich wird.

Im Rahmen der Untersuchung des ersten Szenarios wurden die Messdaten gemäß der zuvor beschriebenen Vorgehensweise verwendet. In Szenario 2 wurde eine Dichte von $\rho_b = 1125 \text{ kg/m}^3$ und im Kontext von Szenario drei eine Dichte von $\rho_b = 1075 \text{ kg/m}^3$ angenommen. Infolgedessen werden lediglich die erodierten Mengen in diesen Szenarien modifiziert, während die deponierten Mengen unverändert bleiben. Die Szenarien eins bis drei dienen der vereinfachten Darstellung des Erosionsverhaltens homogener Schlicksuspensionen an der Gewässer-sohle. Im Rahmen des vierten Szenarios wurde erneut eine Gesamtdichte von $\rho_b = 1175 \text{ kg/m}^3$ angenommen, jedoch die gesamte Zeitreihe der Sohlschubspannungen um den Faktor $k_{\tau_b} = 0,2$ geändert, was einer Reduktion von 80 % entspricht. Der Zweck dieses Szenarios ist die Verdeutlichung der Auswirkungen maßgeblich gedämpfter effektiver Sohlschubspannungen. In Szenario fünf und sechs wurden nicht die

Sohlschubspannungen verändert, sondern die Zeitreihe der Sedimentkonzentrationen um den Faktor $k_C = 5$ bzw. $k_C = 10$ angepasst, sodass die maximalen Sedimentkonzentrationen der betrachteten Verläufe bei $C_{max} = 16,7 \text{ g/L}$ bzw. $C_{max} = 33 \text{ g/L}$ liegen. Diese Szenarien verdeutlichen den Effekt höherer Konzentrationen von suspendierten Sedimenten nahe der Gewässersohle und führen zur Annäherung der deponierten und erodierten Gesamtmasse. In Szenario sieben wurden schließlich die Sohlschubspannungen um den Faktor $k_{\tau_b} = 0,2$ herabgesetzt und die Sedimentkonzentrationen um den Faktor $k_C = 5$ heraufgesetzt.

Tabelle 7.1.1: Kumulierte erodierte Sedimentmasse m_E bzw. kumulierte deponierte Sedimentmasse m_D über eine Tide bei Anwendung der Sedimentkonzentrations- und Sohlschubspannungsverläufe aus Abbildung 7.1-2 und der Modelle D-I, D-II, E-I und E-II sowie Angabe der zur Berechnung verwendeten Gesamtdichte ρ_b , der Wasserdichte ρ_w und der Anpassungsfaktoren k_{τ_b} bzw. k_C

Szenario [-]	ρ_b [kg/m ³]	ρ_w [kg/m ³]	k_{τ_b} [-]	k_C [-]	m_{D-I} [kg/m ²]	m_{D-II} [kg/m ²]	m_{E-I} [kg/m ²]	m_{E-II} [kg/m ²]
1	1175	1000	1	1	4,2	5,0	138,7	4,7E+05
2	1125	1000	1	1	4,2	5,0	446,4	1,5E+06
3	1075	1000	1	1	4,2	5,0	2235,6	8,1E+06
4	1175	1000	0,2	1	4,2	5,0	4,9	11,7E+00
5	1175	1000	1	5	40,5	36,4	138,7	4,7E+05
6	1175	1000	1	10	97,5	127,3	138,7	4,7E+05
7	1175	1000	0,2	5	40,5	36,4	4,9	11,7E+00

Für die Szenarien eins bis drei, in denen die wirksamen Sohlschubspannungen unverändert und die Erosionsmodelle wie in Kapitel 6 beschrieben verwendet wurden, zeigt sich analog zu Abbildung 7.1-2 eine deutliche Diskrepanz zwischen den erodierten und deponierten Gesamtmassen. Dies ist unter anderem auf die vergleichsweise hohen wirksamen Sohlschubspannungen zurückzuführen, welche den Sohlschubspannungsbereich der experimentellen Untersuchungen deutlich überschreiten und auf deren Basis die Modellparameter abgeleitet wurden. Die resultierenden Werte sind insofern unrealistisch, als dass sie bei der gegebenen Dichte zu enormen Erosionstiefen führen würden. Die nach Erosionsansatz E-I erodierte Gesamtmasse entspricht dagegen unter den gewählten Rahmenbedingungen bzw. bezogen auf die erodierte Schicht bei Szenario eins einem erosionsbedingten Sohlabtrag Φ_E (bzw. Erosionstiefe) von etwa 1,1 m, bei Szenario zwei einem erosionsbedingten Sohlabtrag Φ_E von etwa 3,5 m und bei Szenario drei einem erosionsbedingten Sohlabtrag Φ_E von etwa 17,7 m. Die Resultate dieser drei Szenarien lassen den Schluss zu, dass sämtliche drei hypothetischen Schichten unter den gegebenen Bedingungen mit hoher Wahrscheinlichkeit vollständig erodieren würden. Die Ergebnisse zeigen zudem, dass die Erosionstiefen der Schichten vom Typ *Flüssigschlick stationär* und vom Typ *konsolidierender Schlick* eine realistische Größenordnung annehmen und damit im Bereich der Größenordnung von beobachteten schlickigen Sedimentgemischen liegen. Diese Überlegungen bestätigen folglich, dass eine unvollständige Resuspension nicht auszuschließen ist.

In Szenario vier zeigen die jeweils erodierten und deponierten Mengen eine teilweise sehr geringe Differenz, sodass die Bilanz nahezu als ausgeglichen betrachtet werden kann. Weiterhin ist auf Basis der Beobachtungen dieser Arbeit davon auszugehen, dass die angenommenen Suspensionen selten homogene Dichtetiefenprofile aufweisen und obendrein der mittlere Korndurchmesser mit der Tiefe steigt. Folglich kann angenommen werden, dass die auf einer konsolidierenden Schicht aufliegenden Suspensionsschichten einen maßgeblichen Dämpfungseffekt der wirksamen Sohlschubspannungen in der hier untersuchten Größenordnung bewirken können. Dies führt zu einem mit der Tiefe steigenden Erosionswiderstand, der eine unvollständige Resuspension begünstigt. In Szenario vier liegen die

Erosions- und Depositionsraten so nah beieinander, dass je nach aktuellen Rahmenbedingungen sowohl positive als auch negative Sedimentation möglich ist. Die dargelegten Überlegungen stützen letztlich den Erklärungsansatz zur Sedimentakkumulation in der Fahrrinne von Ästuaren, der auf einer unvollständigen Resuspension aufgrund von Dämpfungseffekten hochkonzentrierter Suspensionen nahe der Gewässersohle beruht.

In Relation zu den im Feld in der Stauwasserphase beobachteten sohnahen Sedimentkonzentrationen und Flüssigschlickschichten sind die in den Szenarien eins bis vier berechneten Depositionsraten sowie die daraus resultierenden deponierten Gesamtmassen als relativ gering einzustufen. Eine deponierte Gesamtmasse von 5 kg/m^2 , wie sie mit dem Modellansatz D-II für die Szenarien eins bis vier berechnet wurde, entspräche bei einem stationären Flüssigschlick mit einer Gesamtdichte ρ_b von 1100 kg/m^3 einer Suspensionshöhe von weniger als $0,07 \text{ m}$. Im Rahmen der Messkampagnen wurden Flüssigschlickschichten mit einer deutlich höheren Suspensionshöhe und teilweise auch höheren Gesamtdichten beobachtet. Aufgrund der hohen Sohlschubspannungen in den Stromphasen ist davon auszugehen, dass weiche Sedimentauflagen zu großen Teilen resuspendiert werden. Zudem bieten lediglich große Flüssigschlickschichten das Potenzial für den Verbleib ausreichender Sedimentmengen über die Stromphase hinaus. Demnach ist anzunehmen, dass die Depositionsraten zumindest während einiger der Stauwasserphasen höher sind als für Szenario 4 berechnet wurden. Eine Ursache hierfür könnten zu gering angenommene Sedimentkonzentrationen in Sohlnähe sein.

Aufgrund der gewonnenen Erkenntnisse wurde die Sedimentkonzentration der verwendeten Zeitreihe in den Szenarien fünf und sechs entsprechend erhöht. Eine Verfünffachung der Sedimentkonzentration, wie sie in Szenario fünf angenommen wird, resultiert in einer Erhöhung der deponierten Gesamtmasse um den Faktor zehn. Eine Verzehnfachung der Sedimentkonzentration führt zu einer Verzwanzigfachung der deponierten Gesamtmasse. Die Resultate verdeutlichen, dass eine Unterschätzung der sohnahen Sedimentkonzentration in großskaligen numerischen Modellen zu einer Unterschätzung der resultierenden Depositionsraten um mindestens den Faktor zwei führen kann, sofern die deponierten Mengen gleich oder geringer sind als die erodierten Mengen. In Szenario sieben erfolgt sowohl eine Erhöhung der Sedimentkonzentration als auch eine Reduktion der wirksamen Sohlschubspannungen. Infolge dieser Anpassungen sind die berechneten deponierten Massen erstmals höher als die erodierten Massen, was zu einer positiven Sedimentbilanz, d. h. einer Akkumulation von Sediment, führt. Die Grundannahme dieses Szenarios basiert auf der Prämisse, dass eine Sohlaufage des Typs *hochkonzentrierte Suspension* bzw. *Flüssigschlick mobil* zu hohen Depositionsraten hinsichtlich der Sohlbildung führt. Gleichzeitig wird davon ausgegangen, dass dieser Typ von Sohlaufage den Strömungsangriff auf der konsolidierenden Gewässersohle maßgeblich dämpft und somit die wirksamen Sohlschubspannungen herabsetzt.

In diesem Kapitel wurden zunächst die resultierenden Mengen der im Rahmen dieser Arbeit parametrisierten vertikalen Bodenaustauschprozesse Erosion und Deposition auf Basis von simulierten Sedimentkonzentrations- und Sohlschubspannungsverläufen über eine Tide bilanziert. Des Weiteren wurden anhand von Szenarien die Auswirkungen bestimmter Anpassungen in den Rahmenbedingungen auf die bilanzierten Größen aufgezeigt. Insgesamt wurde damit aufgezeigt, unter welchen Bedingungen die Modellparametrisierungen dieser Arbeit realistische Werte liefern und wo Defizite zwischen modelliertem und empirischem Sedimenttransport liegen. Eine gelungene großräumige Modellierung des Bodenaustauschs erfordert jedoch zusätzlich die Berücksichtigung der dynamischen Rahmenbedingungen, unter denen die Bodenaustauschprozesse ablaufen. Des Weiteren wurde aufgezeigt, dass eine Untersuchung und Beschreibung des Erosionsverhaltens kohäsiver Sedimente bei hohen Sohlschubspannungen sowie ein kritisches Hinterfragen der modellierten

Sohlschubspannungen erforderlich ist, um eine verbesserte Abbildung des Bodenaustauschverhaltens zu erreichen.

7.2. Erklärungsansätze zur Entstehung einer Schlicksohle

Im Folgenden werden die Ergebnisse der untersuchten Eigenschaften von hochkonzentrierten Sedimentgemischen mit kohäsiven Eigenschaften hinsichtlich der Sedimentfraktionen, der Phasengrenzen und -übergänge, der vertikalen Transportmechanismen sowie der Sedimentzusammensetzung dargelegt und diskutiert. Auf dieser Grundlage werden Erklärungsansätze abgeleitet, wie es zu einer mittelfristigen Akkumulation von Sedimenten und zur Ausbildung einer Schlicksohle in hochenergetischen Bereichen wie der Fahrrinne eines Ästuars kommen kann.

An den betrachteten Standorten in der Trübungszone des Weserästuars treten Sedimentgemische verschiedener Dichten und Zusammensetzungen auf. Im Folgenden werden die Charakteristika diskutiert, die sich aus der **Auswertung der Kornfraktionen** für Sedimente vom Standort Nordenham ergeben. Eine einordnende Übersicht hierzu gibt Abbildung 7.2-1.

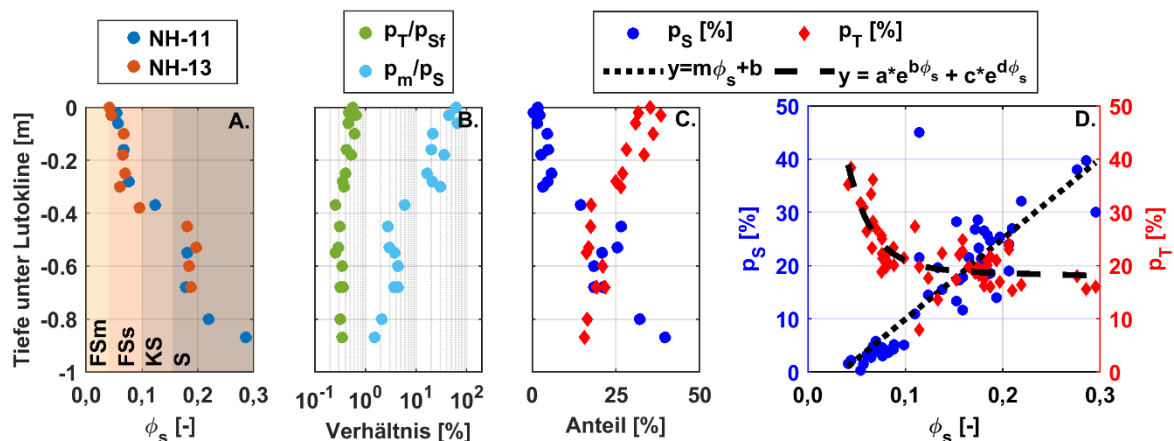


Abbildung 7.2-1: Tiefenprofile des Feststoffanteils ϕ_s und Einteilung in die Suspensionstypen Flüssigschlick mobil (FSm), Flüssigschlick stationär (FSs), konsolidierenden Schlick (KS) und Schlicksohle (S), des Ton-Schluff- und des Schlick-Sand-Verhältnisses p_T/p_{Sf} bzw. p_m/p_S , der Ton und Sandanteile p_T bzw. p_S sowie Darstellung des Zusammenhangs von Ton- bzw. Sandanteil und Feststoffanteil für geschichtete Schlicksuspensionen und -Ablagerungen bei Sedimenten vom Standort Nordenham

In der Vertikalen betrachtet treten die in den natürlichen Sedimentgemischen enthaltenen Fraktionen nicht gleichmäßig verteilt auf. Anhand von Abbildung 7.2-1, Abschnitt A lassen sich im Wesentlichen zwei Haupttypen von Sedimentgemischen (vgl. Kapitel 4.1) identifizieren, die sich jedoch in ihrer Kornzusammensetzung unterscheiden:

- Flüssigschlick stationär (FSs)
- Schlicksohle (S)

Der beobachtete stationäre Flüssigschlick ist gekennzeichnet durch einen hohen Schlickanteil und einen geringen, aber recht konstanten Sandanteil ($p_S \leq 5\%$). Eine Schlicksohle dagegen weist mit etwa 20 % signifikant höhere Sandanteile p_S auf, die mit etwa 10 % im Rahmen der untersuchten Sedimentproben obendrein größeren Schwankungen unterliegen. Im mit wenigen Zentimetern kleinen Übergangsbereich zwischen diesen beiden Typen treten Gemische vom Typ *konsolidierender Schlick* auf. Die geringe Höhe des Übergangsbereichs deutet darauf hin, dass die Entstehung der Schlicksohle in kleinen Schritten voranschreitet, wenn Sandpartikel innerhalb der Stauwasserphase

durch den Schlick segregieren und als Zwischenschicht die Gesamtdichte sowie die Erosionswiderstände verhältnismäßig schnell erhöhen.

Aus den in Abbildung 7.2-1, Abschnitt D über den Feststoffanteil ϕ_s aufgetragenen Sandanteilen p_s lässt sich ein linearer Zusammenhang der folgenden Form (vgl. Abbildung 7.2-1) ableiten:

$$p_s = 150,8\phi_s - 5,16 \quad (7.2.1.)$$

Wie Abbildung 7.2-1, Abschnitt B verdeutlicht, ist darüber hinaus das Verhältnis von Tonanteil p_T zum Schluffanteil p_{sf} mit Schwankungen im Bereich von 0,3 bis 0,6 weitgehend konstant, während das Verhältnis des Schlickanteils p_m zum Sandanteil p_s über drei Größenordnungen schwankt. Weiterhin ändert sich das Schlick-Sand-Verhältnis mit dem Feststoffanteil, sodass es mit der Tiefe abnimmt (vgl. Abbildung 7.2-1 Abschnitt C sowie Tabelle C.1 und Tabelle C.2). Diese Eigenschaft führt dazu, dass der Tonanteil nicht mit einem linearen, sondern mit einem exponentiellen Zusammenhang der Gleichung (7.2.2) durch den Feststoffanteil ausgedrückt werden kann:

$$p_T = 100,1e^{-39,4\phi_s} + 19,5e^{-0,25\phi_s} \quad (7.2.2.)$$

Die geschilderten Erkenntnisse basieren auf der Analyse, die aus Abbildung 7.2-1 hervorgeht. Mit ihnen wird es möglich, die Zusammensetzung von Sedimentproben des Bereichs Nordenham näherungsweise auf Basis einer Dichtemessung abzuschätzen.

Um die weiteren Ergebnisse prozessübergreifend darzustellen, zu diskutieren und die mögliche Bandbreite der untersuchten Parameter unter natürlichen Bedingungen zu beleuchten, sind in Abbildung 7.2-2 die im Rahmen dieser Arbeit ermittelten transportrelevanten Parameter standortbezogen als Tiefenprofil aus den an Naturproben bestimmten Dichtetiefenprofilen abgeleitet. Blau und Grüntöne zeigen darin die Ergebnisse für Sedimente vom Entnahmestandort Blexer Bogen, Brauntöne zeigen die Ergebnisse für Sedimente vom Entnahmestandort Nordenham. Dargestellt werden die Gesamtdichte ρ_b , die Sinkgeschwindigkeiten $w_{s,eff}$, die Permeabilität k_p , die kritischen Erosionsschubspannungen $\tau_{cr,E}$ sowie die Fließgrenze τ_F .

Wie aus Abbildung 6.4-3 hervorgeht, kann es in den unteren Zentimetern einer Suspension vom Typ *Flüssigschlick stationär* in relativ kurzer Zeit zur Ausbildung eines Gemisches vom Typ *konsolidierender Schlick* bzw. *Schlicksohle* kommen. Frisch entstandener konsolidierender Schlick weist segregationsbedingt neben den in Abbildung 7.2-2 im Abschnitt D dargestellten, deutlich gestiegenen **kritischen Erosionsschubspannungen** mit hoher Wahrscheinlichkeit vergleichsweise hohe Sandanteile auf, die den Erosionswiderstand zusätzlich steigern. Die in Abbildung 7.2-2 auf Basis der parametrisierten Gleichung (3.2.7) berechneten und als Tiefenprofil dargestellten kritischen Erosionsschubspannungen in den oberen Sohllagen erreichen Maximalwerte von $\tau_{cr,E} = 0,6 \text{ Pa}$, wobei diese nur für eine konsolidierte Schlicksohle mit Dichten von etwa 1400 kg/m^3 vom Entnahmestandort Blexer Bogen erreicht werden. Der am Entnahmestandort Nordenham mehrfach als mehrere Dezimeter mächtige und relativ homogene Schicht festgestellte Suspensionstyp *Flüssigschlick stationär* erreichte im Rahmen der Prozessuntersuchungen auf Basis der Methodik zur Bestimmung von kritischen Erosionsschubspannungen Werte von $\tau_{cr,E} = 0,25 \text{ Pa}$.

Über das Konzept der kritischen Erosionsschubspannung hinausgehend, kann auf Basis der im Rahmen dieser Arbeit erzielten Resultate argumentiert werden, dass es keine eindeutige kritische Grenze für den Erosionsbeginn gibt, da es selbst bei den Sedimentgemischen mit großen Gesamtdichten bereits bei den niedrigsten angesetzten Sohlschubspannungen zur Erosion kommt. Das Konzept der kritischen Erosionsschubspannungen stellt demzufolge vielmehr eine Berechnungshilfe im Rahmen der Modellierung dar, um zu entscheiden, ab welchen Schwellenwerten es zu nennenswerten Mengen von erodiertem Sediment kommt (Winterwerp et al. 2021). In Bezug auf die Abbildung der Massenerosion ist davon auszugehen, dass es hinsichtlich der Modellierung und der

Abbildung des tatsächlichen Erosionsverhaltens einfacher und zugleich zielführender und genauer wäre, einen Ansatz zu wählen, der den gesamten Erosionsprozess in einem Modell abbildet, als den Erosionsprozess zu kategorisieren und in verschiedene Modellansätze zu unterteilen.

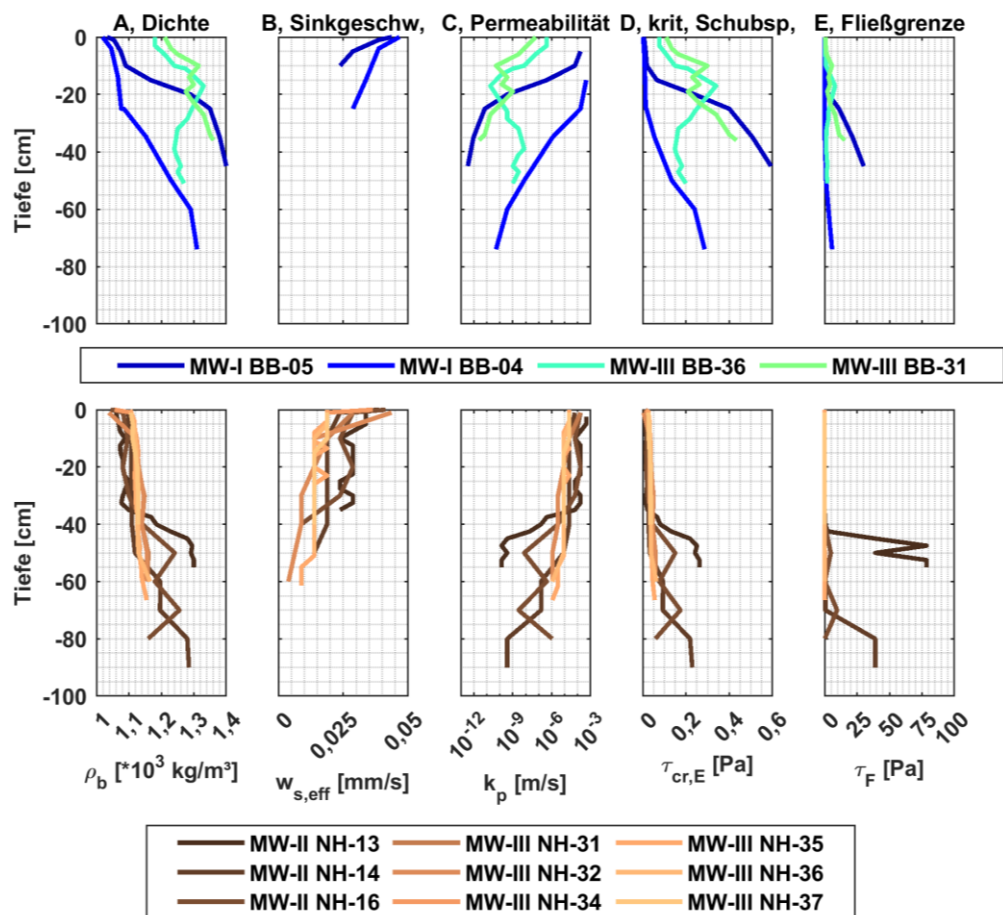


Abbildung 7.2-2: Auf Basis der abgeleiteten Modellfunktionen für Naturproben ermittelte Tiefenprofile (v.r.n.l.) der Gesamtdichte ρ_b (Abschnitt A), der Sinkgeschwindigkeiten $w_{s,eff}$ (B), der Permeabilität k_p (C), der kritischen Sohlschubspannungen $\tau_{cr,E}$ (D) sowie der Fließgrenze τ_F (E)

Das im Rahmen dieser Arbeit vorgestellte Erosionsmodell nach Patzke, welches auf einer Exponentialfunktion basiert, ist in der Lage, die Erosionsraten sowohl für Flocken- und Oberflächenerosion als auch für den Beginn der Massenerosion in vergleichsweise guter Näherung zu reproduzieren. Bei Anwendung des Modells außerhalb des Bereichs der dem Modell zugrunde liegenden Datenbasis, d.h. bei Sohlschubspannungen τ_b ab 0,35 Pa kann es zu sehr hohen Erosionsraten kommen, wie die theoretischen Überlegungen in Kapitel 7.1 zeigen. Dies stellt jedoch einen Aspekt dar, der die meisten gängigen Erosionsmodelle betrifft. Die abgebildeten Erosionsraten dienen in der Regel der Abbildung des Erosionsbeginns und nur in seltenen Fällen der Abbildung des vollen Erosionsprozesses inklusive Massenerosion bis hin zur vollständigen Resuspension einer Schlickschicht. Diese Informationslücke ist auf die hohen technischen Herausforderungen zurückzuführen, die mit der vollständigen Abbildung und messtechnischen Erfassung des komplexen Prozessverhaltens in einem Labor verbunden sind. Um die Modellierung des Bodenaustauschverhaltens und des Gesamtsedimenttransports zu optimieren, sollten diese Wissenslücken in zukünftigen Forschungsarbeiten adressiert werden. Hierbei sind insbesondere detaillierte Untersuchungen der Erosionsraten bei Massenerosion und die Untersuchung der Dämpfungswirkung hochkonzentrierter Suspensionen zu berücksichtigen.

Werden die aus den Verläufen der Lutokline abgeleiteten Modellparametrisierungen von Gleichung (3.4.7) hinsichtlich der **effektiven Sinkgeschwindigkeit** im Bereich behinderten Absinkens und von Gleichung (3.5.10) hinsichtlich der Permeabilität im Bereich der permeabilitätsdominierten Konsolidierung wie in Abbildung 7.2-2 auf die Dichtetiefenprofile der Naturproben angewandt und als Tiefenprofil visualisiert, können die Bandbreiten und die Tiefenentwicklung der Parameter für reale Verhältnisse auf Basis der Modellparametrisierung abgeschätzt werden. Die in Abbildung 7.2-2 im Abschnitt B gezeigten effektiven Sinkgeschwindigkeiten liegen mehrheitlich in zwei Bereichen. Für den beobachteten mobilen Flüssigschlick, der in dünnen Lagen von wenigen Zentimetern bis wenigen Dezimetern auf einer festeren Schicht stationären Flüssigschlicks aufliegt, werden effektive Sinkgeschwindigkeiten $w_{s,eff}$ im Bereich von etwa $0,025 - 0,05 \text{ mm/s}$ aus Gleichung (3.4.7) berechnet. Für den beobachteten stationären Flüssigschlick ergeben sich aus Gleichung (3.5.10) Sinkgeschwindigkeiten $w_{s,eff}$ im Bereich von etwa $0,005 - 0,025 \text{ mm/s}$. Die aus Gleichung (3.4.7) auf Basis der ultraschallbasierten Geschwindigkeitsmessung abgeleiteten Sinkgeschwindigkeiten im Bereich behinderten Absinkens (vgl. Abbildung 6.3-8) liegen bei einer vergleichbaren Dichte von $\rho_b = 1075 \text{ kg/m}^3$ mit $w_{s,eff} = 0,064 \text{ mm/s}$ leicht über den mit Gleichung (3.4.7) nach Parametrisierung anhand des Lutoklinenverlaufs bestimmten Werten, unterscheiden sich aber nicht grundlegend. Insgesamt können beide Parametrisierungen als plausibel im Hinblick auf die berechneten Werte angesehen werden. Abweichungen in den berechneten Sinkgeschwindigkeiten beruhen im Wesentlichen auf den unterschiedlichen Bestimmungsmethoden zur Ableitung der Parametrisierung.

Unter der Annahme einer konstanten effektiven Sinkgeschwindigkeit von $w_{s,eff} = 0,05 \text{ mm/s}$ kann die Dichtezunahme während einer Stauwasserphase überschlägig abgeschätzt werden. Hat sich zu Beginn einer einstündigen Stauwasserphase eine $0,5 \text{ m}$ mächtige Schicht mobilen Flüssigschlicks der Dichte $\rho_b = 1065 \text{ kg/m}^3$ ausgebildet, reduziert sich die Höhe dieser Schicht innerhalb der Stauwasserphase von 1 h um bis zu $dh = 0,15 \text{ m}$. Bleibt die Feststoffmenge in der Suspension erhalten, steigt die Dichte in der Folge auf im Mittel etwa $\rho_b = 1100 \text{ kg/m}^3$ und ist damit dem Typ *Flüssigschlick stationär* zuzuordnen, was gleichzeitig mit einem gestiegenen Erosionswiderstand in Form geringerer Erosionsraten und der Ausbildung des Gelpunkts einhergeht (vgl. Abbildung 7.2-2).

Auch die Ergebnisse der **Konsolidierungsuntersuchungen** lassen Rückschlüsse auf die Phasenübergänge zu. Wie die Ergebnisse aus Abbildung 6.4-6 bzw. Abbildung 6.4-7 darlegen, steigt die Dauer bis zum Erreichen des Kontraktionspunktes (vgl. Abbildung 3.5-1) einer zu Stauwasserbeginn gebildeten Suspension der Klasse „mobiler Flüssigschlick“ mit dem anfänglichen Feststoffanteil an und liegt bei etwa $1,5 \text{ h}$ bis 3 h . Diese Zeitspanne geht über die Dauer einer einzelnen Stauwasserphase hinaus. Wie in Abbildung 3.5-1 skizziert und durch die Untersuchungen zur zeitlichen Entwicklung der Dichtetiefenprofile bestätigt, kann sich jedoch auch bereits innerhalb der Stauwasserdauer im unteren Bereich der Suspension eine dünne Schicht konsolidierenden Schlicks bzw. konsolidierter Schlicksohle ausbilden. Wie in Abbildung 6.4-3 verdeutlicht, entstehen solche dünnen Lagen mit hoher Dichte bereits nach Zeitabständen von wenigen Minuten bis wenigen Stunden, wenn die Ausgangssuspension Dichten unterhalb des Gelpunkts aufweist. Überschreitet die Initialdichte einer Suspension den Gelpunkt, bleibt die Suspensionshöhe für einige Stunden stabil und das Dichtetiefenprofil weitgehend homogen.

Der Feststoffanteil bzw. die Sedimentkonzentration, die zum Erreichen des Gelpunkts notwendig sind, variiert mit der Zusammensetzung des Gemisches. Auf Basis der Analysen der zeitabhängigen Dichtetiefenprofile aus Kapitel 6.4.4.2 ergibt sich für Sedimente vom Entnahmestandort ES-II im Blexer Bogen (BB) eine Geldichte von etwa $\rho_{gel,BB} = 1160 \text{ kg/m}^3$ und für Sedimente vom Entnahmestandort ES-I bei Nordenham (NH) eine geringere Geldichte von etwa $\rho_{gel,NH} = 1100 \text{ kg/m}^3$. Das entspricht Sedimentkonzentrationen von ca. $C_{gel,BB} = 250 \text{ g/L}$ bzw. $C_{gel,NH} = 160 \text{ g/L}$ und Feststoffanteilen von $\phi_{s,gel,BB} = 0,1$ bzw. $\phi_{s,gel,NH} = 0,06$. Aus den Modellparametrisierungen in

Kapitel 6.4.5 geht als Anpassungsparameter des Modells aus Gleichung (3.4.7) zur Beschreibung der Lage der Lutokline ebenfalls der (hier mit steigender Initialdichte zunehmende) Gelpunkt hervor, welcher für die Darstellung in Abbildung 6.4-9 als Feststoffanteil $\phi_{s,gel}$ angegeben ist und im Bereich von $\phi_{s,gel} = 0,03 - 0,075$ liegt. Das entspricht einer Gelkonzentration von $C_{gel} = 80 - 190 \text{ g/L}$ bzw. einer Geldichte von $\rho_{gel} = 1080 - 1120 \text{ kg/m}^3$. Dies bestätigt die Ergebnisse zur Untersuchung der Lage der Lutokline aus Abbildung 6.4-5 (unten), bei welcher ein signifikant verändertes Absinkverhalten oberhalb einer Initialdichte von $\rho_0 = 1088 \text{ kg/m}^3$ beobachtet wird. Die aus der Modellparametrisierung der per Ultraschallmessung bestimmten konzentrationsabhängigen Sinkgeschwindigkeiten als Anpassungsparameter hervorgehenden Gelpunkte (vgl. Tabelle 6.3.3) liegen mit ca. $C_{gel} = 240 \text{ g/L}$ bzw. $\rho_{gel} = 1165 \text{ kg/m}^3$ und $\phi_{s,gel} = 0,09$ darüber, der Sandgehalt der verwendeten Probe liegt bei $p_s = 24 \%$ (vgl. Tabelle C.2). Zusammenfassend betrachtet liegen die identifizierten Gelpunkte der Wesersedimente damit in einem Konzentrationsbereich von $C_{gel} = 80 - 250 \text{ g/L}$. Die Untersuchungen grenzen somit den Bereich des Gelpunkts für Wesersedimente der Trübungszone ein. Außerdem wird gezeigt, dass der Gelpunkt sich als Funktion der Sedimentzusammensetzung ausdrücken lässt.

Die Entstehung der konsolidierenden Schicht hoher Dichte im unteren Bereich der Suspension wird schließlich auf zwei Effekte zurückgeführt. Zum einen erfolgt eine Dichtezunahme durch das Absinken der Partikel infolge Eigengewicht. Zum anderen erfolgt die Dichtezunahme aufgrund von Segregationseffekten, die bei Suspensionen unterhalb des Gelpunkts zur Trennung der Sand und Schlickfraktion führen. Zur Abschätzung der vertikalen Ausdehnung dieser Schicht werden auf Basis der Untersuchungen aus Kapitel 6.4 sowie der Beobachtungen der Mächtigkeiten von frischen Sedimentablagerungen dieses Typs in Naturproben die folgenden Annahmen getroffen. Bei einer initial $0,5 \text{ m}$ mächtigen Suspension mit einer initialen Dichte von $\rho_0 = 1070 \text{ kg/m}^3$ wird der Kontraktionspunkt nach etwa $1,7 \text{ h}$ (100 Minuten) erreicht (vgl. Abbildung 6.4-6 bzw. Abbildung 6.4-7). Die Mächtigkeit der gesamten Schicht hat sich bis dahin auf etwa 70% , also $0,35 \text{ m}$ reduziert. Anhand der beobachteten Dichtetiefenprofilentwicklung aus Abbildung 6.4-3 und den auf Basis von Literaturquellen erstellten schematischen Verläufen aus Abbildung 3.5-1 ist es als realistisch einzuschätzen, dass 10% , also $3,5 \text{ cm}$ der Schicht am Kontraktionspunkt bereits im Stadium der Konsolidierung mit einer Dichte im Bereich von $\rho_b = 1200 \text{ kg/m}^3$ sind.

Die Tiefenprofile **der Fließgrenze** in Abbildung 7.2-2 in Abschnitt E zeigen, dass die Naturproben in den oberen Dezimetern jeweils sehr geringe Werte nahe null aufweisen. Im Unteren Bereich der Naturproben steigen die abgeleiteten Fließgrenzen teilweise stark an, weil die Suspensionen in diesen Dichtebereichen den Phasenwechsel von Flüssigschlick (mobil und stationär) hin zu konsolidierendem Schlick erfahren und dabei den kritischen Feststoffanteil $\phi_{s,crit}$ überschreiten, der im Rahmen der rheologischen Untersuchungen als weiche Grenze für das Auftreten einer Fließgrenze festgestellt wurde. Die dargelegten Beobachtungen resultieren jedoch in einem Widerspruch zwischen dem Erklärungsansatz für das Auftreten der ersten Fließgrenze, dem Aufbrechen des Korngerüsts, und dem Konzept des Gelpunktes (vgl. 5.3.2).

Definitionsgemäß liegt bei Erreichen des Gelpunktes ein raumfüllendes Flockennetzwerk (Van Rijn 2016), also eine Art Korngerüst, vor. Nach Winterwerp et al. (2021) wird die Gelkonzentration C_{gel} bei Feststoffanteilen ϕ_s von $4 - 8 \%$ erreicht, was bei einer Wasserdichte von $\rho_w = 1000 \text{ kg/m}^3$ Gesamtdichten von $\rho_b = 1063 \text{ kg/m}^3$ bis ca. $\rho_b = 1125 \text{ kg/m}^3$ entspricht. Alle im Rahmen dieser Arbeit an NH-Proben durchgeführten Untersuchungen bestätigen dies bzw. weisen bereits bei geringeren Dichten auf das Vorhandensein eines Gelpunktes hin (vgl. Abbildung 6.3-8, Abbildung 6.4-3). Die Ausbildung eines Korngerüsts müsste aufgrund des erhöhten Widerstandes durch den Partikelkontakt sowie die Partikelbindung wiederum zu einer messbaren Fließgrenze führen, was jedoch durch die Ergebnisse in Abbildung 5.3-5 und Tabelle D.2 (BB-Proben) bzw. Tabelle D.3 (NH-

Proben) nicht zweifelsfrei bestätigt werden kann. Tatsächlich ändert sich das Fließverhalten erst dann merklich, wenn der Feststoffanteil so hoch ist, dass die Sedimentgemische dem Typ *konsolidierender Schlick* zuzuordnen werden. In diesem Bereich weisen die Gemische definitionsgemäß wirksame effektive Spannungen auf. Effektive Spannungen sind der bodenmechanische Nachweis für das Vorhandensein eines Korngerüsts.

Nach den Erkenntnissen dieser Arbeit korreliert das Auftreten einer Fließgrenze folglich mit dem Auftreten von effektiven Spannungen, also dem tatsächlichen Lastabtrag über das Korngerüst, statt mit dem Vorhandensein eines Flockennetzwerks. Der Feststoffanteil bei erstmaligem Auftreten einer Fließgrenze kann daher als Maß für das Auftreten effektiver Spannungen angesehen werden. Ob der Gelpunkt auch durch rheologische Untersuchungen bestimmt werden kann, wird aus den vorliegenden Untersuchungen nicht ersichtlich, da nicht ausgeschlossen wird, dass der potentiell durch den Gelpunkt hervorgerufene Widerstand gegen Scherung unterhalb der minimalen Sohlschubspannung der im Rahmen dieser Arbeit durchgeführten rheologischen Versuche liegt.

Der Bereich zwischen dem Feststoffanteil am Gelpunkt und dem kritischen Feststoffanteil für das Auftreten einer Fließgrenze $\phi_{s,crit}$ deckt sich weitgehend mit dem Bereich des Feststoffanteils für Suspensionen vom Typ *Flüssigschlick stationär*. Diese Erkenntnis stützt die Annahme, dass sich Gemische vom Typ *Flüssigschlick* mit erhöhten Viskositäten in der permeabilitätsdominierten Konsolidierungsphase befinden, aber keine messbaren effektiven Spannungen (und damit auch keine Fließgrenze) aufweisen und sich noch kein vollständig zusammenhängendes bzw. tragfähiges Korngerüst ausgebildet hat. Darüber hinaus wird aus den Erkenntnissen geschlossen, dass der Feststoffanteil dennoch so hoch ist, dass Partikel und Flocken sich jederzeit im elektrochemischen Einflussbereich anderer Partikel und Flocken befinden. Diese Nähe der Partikel und Flocken reicht aus, um z.B. die effektiven Sinkgeschwindigkeiten gegenüber freiem oder behindertem Absinken deutlich zu reduzieren oder der Resuspensionswirkung einer Strömung mit geringen Sohlschubspannungen ($\tau_b \ll 1 Pa$) zunächst kollektiv zu widerstehen, wenngleich es zur Resuspension einzelner Flocken kommen kann. Die kritische Erosionsschubspannung für Massenerosion wird in diesem Bereich als Maß für die Widerstandsfähigkeit der Suspension ähnlich der Fließgrenze angesehen. Wie die Ergebnisse der Bilanzierung der Masseströme aus Kapitel 7.1 ebenfalls bestätigen, reicht dieser Erosionswiderstand aber nicht aus, um der Scherkraft einer Tideströmung in der Größenordnung von einem oder mehr Pascal zu widerstehen.

Das nachfolgend dargelegte und in Abbildung 7.2-3 verbildlichte Gedankenmodell soll die Wirkungszusammenhänge der zuvor erläuterten Effekte und Beobachtungen hinsichtlich der Entstehung einer Schlicksohle über mehrere Tideverläufe hinweg erklären. Kommt es im Bereich der Trübungszone von Ästuaren zu erhöhten Konzentrationen kohäsiver Sedimente, tendieren diese Sedimente als Flocken oder Einzelpartikel der Fraktionen Sand, Schluff und Ton während der Stauwasserphase oder in strömungsberuhigten Bereichen wie Hafenbecken zur Deposition auf der festen Gewässersohle. Die Sedimente erzeugen jedoch keine neue Schicht der festen Gewässersohle, sondern bilden zunächst in allen beobachteten Zuständen eine Flüssigschlickschicht mit Sedimentkonzentrationen unterhalb bzw. im Bereich der Gelkonzentration aus. Ein Teil der Sand- und der Schlickfraktion werden während des Depositionsprozesses segregiert. Die Dichte dieser frischen Sedimentlage ist so hoch, dass die Viskosität gegenüber Wasser deutlich erhöht ist, aber gering genug, damit Sandpartikel nach der Bildung der Flüssigschlickschicht weiterhin durch die Matrix segregieren und sich vermehrt im unteren Bereich der frischen Sedimentlage ansammeln. Nimmt der Sandgehalt im oberen Bereich der Schicht ab, führt dies aufgrund einer relativen Zunahme der wirksamen interpartikulären Wechselwirkungen zu einer Verringerung der Dichte, bei welcher der Gelpunkt erreicht wird. Dies hat eine Verlangsamung des Absink- bzw. Konsolidierungsprozesses im oberen Bereich der Schicht zur Folge, wodurch die vertikale Ausdehnung der Gesamtschicht stabilisiert wird.

Weiterhin führt die Abnahme der zum Erreichen des Gelpunkts benötigten Dichte dazu, dass sich die Viskosität und das Turbulenzdämpfungspotential erhöhen.

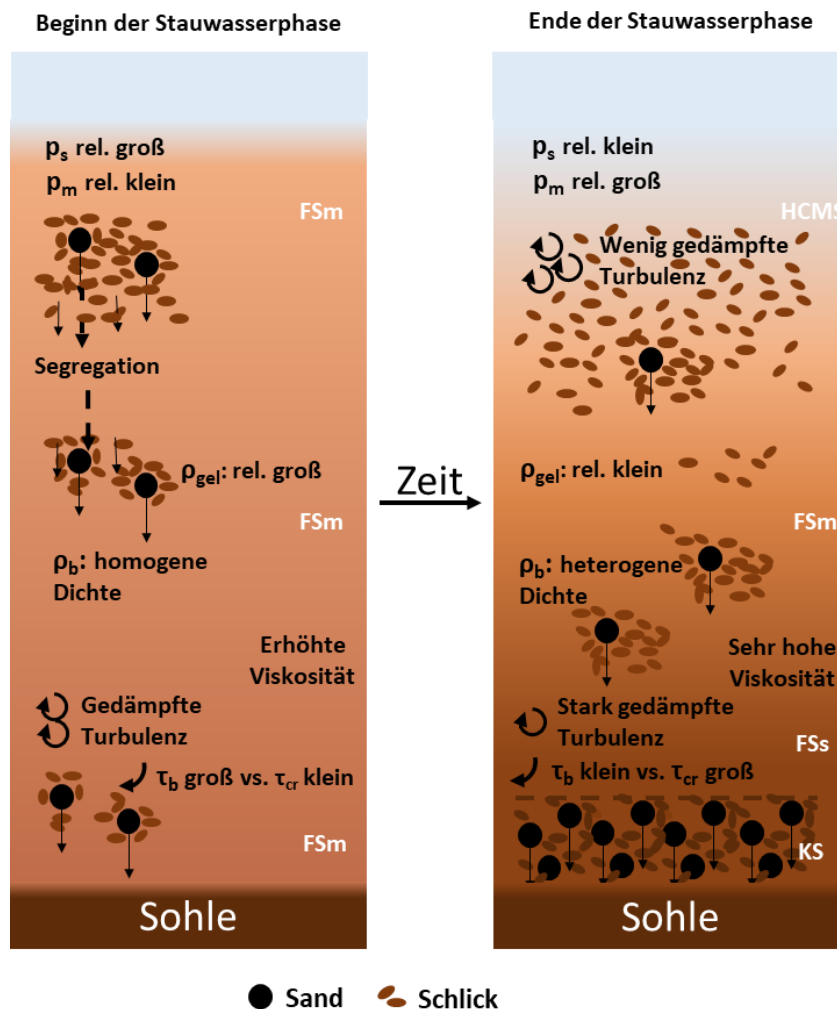


Abbildung 7.2-3: Schematische Darstellung zur Verdeutlichung der Effekte, die entsprechend des Gedankenmodells zur unvollständigen Resuspension einer zur Stauwasserphase gebildeten Flüssigschlickschicht führen; links und rechts: Eigenschaften und Effekte zu Beginn und Ende der Stauwasserphase

Im untersten Bereich einer solchen Schicht, in der sich eine dünne Lage hoher Dichte der konsolidierenden Schlicks gebildet hat, steigt der Widerstand gegen äußere Beanspruchungen aufgrund der erhöhten Gesamtdichte sprunghaft an. Der Sandanteil erreicht oder übersteigt aufgrund von Segregationseffekten mit der Zeit die Sandanteile der im Rahmen der vorliegenden Arbeit untersuchten Gemische vom Typ konsolidierender Schlick und erhöht den Erosionswiderstand sukzessive weiter. Das Fortschreiten des Konsolidierungsprozesses dieser Schicht wird durch den erhöhten Sandanteil zusätzlich begünstigt, ein kohäsives Sediment mit hohem Sandanteil konsolidiert in der Regel schneller als eines mit geringem Sandanteil. Die turbulenzdämpfende Wirkung der darüber liegenden hochviskosen Flüssigschlickschicht reduziert darüber hinaus die angreifende Sohlschubspannung. Letztlich begünstigt die Überlagerung der Effekte die unvollständige Resuspension der ausgebildeten Schicht konsolidierenden Schlicks während der Flut- bzw. Ebbstromphasen. Durch die zyklische Wiederholung des beschriebenen Phänomens kommt es sukzessive zum Anwachsen der Gewässersohle.

Die Analysen und Beobachtungen dieser Arbeit liefern somit eine prozess- und eigenschaftsübergreifende Erklärung für die zugrunde liegende These, dass frische Lagen von Flüssigschlick auf der festen Gewässersohle den Strömungsphasen in kleinen Teilen widerstehen und damit wesentlich zur mittelfristigen Akkumulation von Sedimenten an der Gewässersohle im Bereich der Fahrrinne von Ästuaren beitragen.

Kapitel 8

Zusammenfassung und Ausblick

8.1. Zusammenfassung

Die Gewährleistung der Schiffbarkeit von Ästuaren erfordert ein fundiertes Verständnis der Sedimenttransportdynamik. Für die morphologische Entwicklung in der Trübungszone von Ästuaren, einem Bereich mit erhöhten Sedimentkonzentrationen, spielt dabei insbesondere der Transport kohäsiver Sedimente eine essentielle Rolle. Für das Sedimentmanagement der norddeutschen Ästuare stellt das Verständnis der Sedimenttransportdynamik kohäsiver Sedimente folglich ein Kernstück dar. Im Rahmen der vorliegenden Arbeit wurde das feststoffabhängige Transportverhalten natürlicher kohäsiver Sedimente beim Austausch zwischen Wassersäule und Gewässersohle untersucht. Dabei wurden experimentelle Untersuchungen durchgeführt, um die vertikalen Bodenaustauschprozesse sowie die Eigenschaften kohäsiver Sedimente besser zu verstehen und anhand mathematischer Formulierungen zu beschreiben. Als Beispiel dienten kohäsive Sedimente des Weserästuars.

Zu diesem Zweck wurde ein integriertes Gesamtkonzept entwickelt, welches die Untersuchung und die darauf abgestimmte Entnahme von natürlichen Sedimenten der unteren Wassersäule und der oberen Sohlschichten (Naturproben) aus der Trübungszone eines Ästuars ermöglicht. Die erfolgreiche Umsetzung des Konzepts basiert auf einer direkten Probenansprache sowie der Durchführung von Prozessuntersuchungen im Feld an Naturproben. Die im Rahmen der Probenansprache vorgenommene Ermittlung von Dichte- und Kornverteilungstiefenprofilen erlaubt beispielsweise die Charakterisierung der Sedimente in natürlicher Lagerung und ermöglicht Rückschlüsse auf die Prozesse, die zur Entstehung der beobachteten Eigenschaften geführt haben. Gleichzeitig dienen diese Daten als Grundlage für die Herstellung von im Labor aus natürlichen Sedimenten generierten Proben (Laborproben) und ermöglichen einen Vergleich, um die Repräsentativität von Laborproben beurteilen zu können. Zur Verbesserung des Prozessverständnisses umfasst das Konzept zudem die Quantifizierung der vertikalen Transportprozesse kohäsiver Sedimente, darunter Erosion, Deposition und Konsolidierung, an Laborproben. Die Ergebnisse der Teilprozessebetrachtungen erlauben schließlich die Ableitung von Modellformulierungen zur Prognose des Transportverhaltens in Abhängigkeit der Dichte. Auf Basis der abgeleiteten Modelle wird schließlich eine konsistente modellbasierte Beschreibung der vertikalen Bodenaustauschprozesse sowie der Eigenschaften kohäsiver Sedimente allein auf Basis der Gesamtdichte und der Wasserdichte ermöglicht.

Die Anwendung des in Kapitel 2.1 vorgestellten Gesamtkonzeptes auf natürliche Sedimente aus der Trübungszone des Weserästuars erlaubt schließlich die Beantwortung der in Kapitel 1.2 aufgeworfenen Forschungsfragen. Im folgenden werden diese Fragen beantwortet und anhand dessen die wesentlichen Untersuchungsergebnisse zusammengefasst:

(I) Welche Parameter oder charakteristischen Kennwerte sind für die Beschreibung des vertikalen Bodenaustauschverhaltens kohäsiver Sedimente von Bedeutung?

Die Antwort auf Forschungsfrage (I) wird aus der Analyse des Schrifttums in Kapitel 3 abgeleitet. Zur modellbasierten Beschreibung der Erosion werden im Wesentlichen die Parameter *kritische Erosionsschubspannung* τ_{cr} und *Erosionsrate* E herangezogen. Die Parameter *effektive*

Sinkgeschwindigkeit $w_{s,eff}$ und *sohlnahe Sedimentkonzentration* C_b werden zur Beschreibung der Deposition benötigt, während die Parameter *fraktale Dimension* n_f und *Permeabilität* k zur Beschreibung der Frühphase des Konsolidierungsprozesses aus der zeitlichen Entwicklung der Lage der Lutokline abgeleitet werden. Als prozessübergreifend wichtigste Einflussgröße wurde der Feststoffanteil identifiziert, der im Rahmen dieser Arbeit auch in Form der Sedimentkonzentration oder der Gesamtdichte ausgedrückt wird. Der Feststoffanteil erlaubt eine Klassifizierung kohäsiver Sedimente einer Zusammensetzung hinsichtlich des grundlegenden Transportverhaltens. Im Rahmen der vorliegenden Arbeit wurden je drei Ausprägungen der Zustandsformen (Schlick-) Suspension und der Zustandsform (Schlick-) Ablagerung mit jeweils unterschiedlichem Transportverhalten definiert. Im Rahmen dieser Arbeit aufgestellte Modellformulierungen werden in Abhängigkeit des Feststoffanteils formuliert.

(II) Mit welchen Methoden lassen sich die zur Beschreibung des vertikalen Bodenaustauschverhaltens benötigten Parameter quantifizieren?

Im Rahmen der Umsetzung des Gesamtkonzeptes wurde ein Bedarf an neuen Methoden und Apparaturen zur Bestimmung der relevanten Prozessgrößen, der Sedimenteigenschaften sowie zur Sedimentprobenahme identifiziert. Die an Naturproben gestellten Anforderungen konnten durch keine der verfügbaren Entnahmetechniken adäquat erfüllt werden, sodass ein im Rahmen dieser Arbeit vollständig neu konzipierter Schwerkraftkernsampler zur Sedimentprobenahme entwickelt, getestet und eingesetzt wurde. Der Schwerkraftkernsampler ermöglicht die Entnahme von Sedimentproben in weitgehend ungestörter Lagerung aus der Fahrrinne innerhalb der Trübungszone eines Ästuars. Die zur Bestimmung von Dichtetiefenprofilen im Feld und im Labor entwickelte Methodik findet Anwendung bei der Ermittlung der Zustandsformen der Sedimente in natürlicher Lagerung am Übergangsbereich von Wassersäule zur Gewässersohle. Außerdem wurde zur Untersuchung des Erosionsverhaltens mit dem C-GEMS eine Versuchsanlage entwickelt, die auf dem Mikrokosmos nach Gust (Gust und Müller 1997) basiert und im Vergleich zum klassischen System beispielsweise den Prozesswassereinsatz um bis zu 90 % reduziert. Der C-GEMS kann sowohl in situ, beispielsweise auf Wattflächen, quasi in situ, d. h. auf dem Schiff, sowie im Labor eingesetzt werden. Im Rahmen der Untersuchung des Prozesses der Deposition wurde ein neues, ultraschallbasiertes Verfahren zur Bestimmung effektiver Sinkgeschwindigkeiten vorgestellt, getestet und angewandt. Zur Untersuchung des beginnenden Konsolidierungsprozesses werden transparente Säulen verwendet, in welchen die zeitliche Entwicklung der Lutokline beobachtet wird und systematische Dichtemessungen möglich sind. Anhand der Auswertung der Lutoklinenverläufe wird die permeabilitätsdominierte Konsolidierungsphase hinsichtlich ihrer zeitlichen Ausdehnung abgegrenzt und Parameter wie die Konsolidierungsgeschwindigkeit und die Permeabilität abgeleitet.

(III) Welche Eigenschaften zeichnen kohäsive Sedimente in natürlicher Lagerung aus und können diese Eigenschaften im Labor reproduziert werden?

Die Beantwortung der dritten Forschungsfrage erfolgt auf Basis der Beschreibung des natürlichen Zustandes von Sedimenten am Übergang zwischen Wassersäule und Gewässersohle, welche im Rahmen der Quasi-in-situ-Untersuchungen vorgenommen wurde. Hinsichtlich der aus der Korngrößenverteilung abzuleitenden Eigenschaften bestätigen die vorliegenden Ergebnisse, dass die oberflächennahen Sedimente der Entnahmestandorte signifikante Mengen der Ton- ($p_T \geq 10\%$) bzw. der Schlickfraktion ($p_m \geq 15\%$) aufweisen. Daraus folgt, dass das Transportverhalten von den kohäsiven Eigenschaften der Partikel dominiert wird. Konkret wurden am Entnahmestandort im Blexer Bogen (BB) bei Weserkilometer 63 und in Nordenham (NH) bei Weserkilometer 56 die folgenden mittleren Fraktionsbestandteile (Standort – Ton – Schluff – Sand): BB – 18 – 55 – 27, NH – 23 – 64 – 13 beobachtet. Obendrein wurde festgestellt, dass der mittlere Korndurchmesser mit der Tiefe zunimmt.

Details zur tiefenaufgelösten Verteilung der Kornfraktionen können Abbildung 5.3-4, Tabelle C.1 sowie Tabelle C.2 im Anhang entnommen werden.

Die Naturproben des Entnahmestandortes Blexer Bogen zeigen in der Regel höhere Gesamtdichten bzw. einen größeren Gradienten der Gesamtdichte. Auf einer stationären Schlicksohle, die Gesamtdichten bis zu $\rho_b = 1400 \text{ kg/m}^3$ aufweist, lassen sich dünne Lagen aus konsolidierendem Schlick beobachten. Darauf wird eine wenige Dezimeter mächtige Schicht aus teils stationärem und teils mobilem Flüssigschlick beobachtet, welche den Grenzbereich zur Wassersäule durch Ausbildung einer Lutokline markiert. Die Naturproben des Entnahmestandortes Nordenham zeigen im Allgemeinen niedrigere Gesamtdichten mit einem kleineren Gradienten der Gesamtdichte. Auf einer stationären Schlicksohle mit Gesamtdichten bis zu $\rho_b = 1300 \text{ kg/m}^3$ wird ein Übergangsbereich aus konsolidierendem Schlick von wenigen Zentimetern festgestellt. Dem schließt sich eine bis zu einem Meter mächtige Schicht stationären Flüssigschlicks an. Aufgrund der großen vertikalen Ausdehnung dieser Schicht ist der Grenzbereich zur Wassersäule mit Ausbildung einer Lutokline nicht immer anhand der Naturproben identifizierbar. Hinsichtlich des Erosionsbeginns wurde für Flüssigschlick von beiden Standorten eine kritische Erosionsschubspannung τ_{cr} im Bereich von $0,05 - 0,07 \text{ Pa}$ bestimmt. Die Untersuchungen belegen, dass das Transportverhalten von Laborproben, welche hinsichtlich ihrer Eigenschaften mit Naturproben vergleichbar sind, reproduzierbar zu vergleichbaren Resultaten führt. Dies bildet die Grundlage für die Durchführung systematischer Versuchsreihen an und mit Laborproben.

(IV) Welche Zustandsformen und Ausprägungen von kohäsiven Sedimenten werden beobachtet, wie lassen sich diese voneinander abgrenzen und welche Größe haben die relevanten Prozessgrößen bezogen auf die untersuchten Sedimente?

Die im Rahmen dieser Arbeit gewählte Terminologie zur Unterscheidung kohäsiver Sedimentgemische wird in Kapitel 4.1 vorgestellt und anhand von Abbildung 4.1-1 zusammengefasst. Im Feld wurden Sedimente als Schlicksuspension sowie als Schlickablagerung vorgefunden. Konkret wurden in der Wassersäule geringkonzentrierte Schlicksuspensionen und nahe der Primärlutokline hochkonzentrierte Schlicksuspensionen beobachtet. Die untersuchten kohäsiven Sedimente in natürlicher Lagerung weisen kurz unterhalb der Primärlutokline Gesamtdichten ρ_b von etwa 1050 bis 1100 kg/m^3 und Eigenschaften mobilen Flüssigschlicks auf. Stationäre Flüssigschlicklagen wurden überwiegend am Entnahmestandort Nordenham mit Gesamtdichten ρ_b im Bereich von etwa 1100 bis 1150 kg/m^3 und mit Mächtigkeiten von bis zu einem Meter bei vergleichsweise homogenen Kornverteilungstiefenprofilen beobachtet. Konsolidierender Flüssigschlick wird an beiden Standorten mit Schichtmächtigkeiten von maximal zwei Dezimetern beobachtet. Unterhalb dieser Schichten steht die weitgehend konsolidierte Schlicksohle an.

Hinsichtlich der Abgrenzung der Zustandsausprägungen werden die Ergebnisse der systematisch durchgeführten Laboruntersuchungen herangezogen. Die Analyse der Sinkgeschwindigkeiten hat ergeben, dass der Übergang zwischen flockuliertem und behindertem Absinken, also den Ausprägungsformen *hochkonzentrierte Suspension* und *Flüssigschlick mobil*, in Abhängigkeit der Sedimentzusammensetzung und Umgebungsbedingungen wie dem Salzgehalt schwankt. Für die untersuchten Sedimente variiert die Grenzkonzentration im Bereich von 3 bis $13,5 \text{ g/L}$. Der Wert liegt nah an aus der Literatur bekannten Werten. Der Übergang zwischen mobilem und stationärem Flüssigschlick wird durch den Gelpunkt gekennzeichnet. Auf Basis der Literatur sind Gelpunkte im Bereich eines Feststoffanteils ϕ_s von $0,04 - 0,08$ zu erwarten, was Gesamtdichten ρ_b im Bereich von 1050 bis 1125 kg/m^3 entspricht. Aus den rheologischen sowie den Depositions- und Konsolidierungsuntersuchungen werden Gelpunkte im Bereich einer Gesamtdichte von $1060 - 1100 \text{ kg/m}^2$ abgeleitet. Der Zeitpunkt, an dem ein mobiler Flüssigschlick in einen stationären Flüssigschlick übergeht, wird bei ungestörtem Absinken nach etwa $2 - 3 \text{ h}$ erreicht. Nach frühestens zweieinhalb

Tagen haben sich Laborproben vom Typ *mobiler Flüssigschlick* zu konsolidierendem Schlick verfestigt und weisen eine oder mehrere Fließgrenzen auf, vgl. Kap. Kapitel 5. Für Ablagerungen vom Typ *konsolidierender Schlick* wurden Feststoffanteile von etwa $\phi_s \geq 0,11$ festgestellt, was einer Gesamtdichte ρ_b von 1175 kg/m^3 bzw. einer Sedimentkonzentration C von 250 g/L entspricht.

(V) Mit welchen Modellansätzen lassen sich das prozessbezogene Transportverhalten und die Eigenschaften kohäsiver Sedimente hinreichend genau beschreiben und welche Bandbreite ergibt sich aus den abgeleiteten mathematischen Formulierungen für die Sedimente im Feld?

Zur Untersuchung des Erosionsverhaltens kohäsiver Sedimente wurde mit dem C-GEMS ein neuer Versuchsaufbau entwickelt. Dank der aufeinander abgestimmten Apparaturen des Kernsammlers und des C-GEMS ist es erstmals gelungen, Sedimente aus der Fahrrinne der Trübungszone in natürlicher Lagerung quasi in situ ohne weitere Umlagerung auf das Erosionsverhalten zu untersuchen. Der Vergleich der Ergebnisse von Natur- und Laborproben bestätigt, dass das Erosionsverhalten von Laborproben das von Naturproben im Allgemeinen gut widerspiegelt. Sowohl im Feld als auch im Labor wurden drei Erosionsmodi identifiziert: Flockenerosion, Oberflächenerosion und Massenerosion. Die als Kriterium für den Erosionsbeginn herangezogenen Erosionsraten E_F liegen im Mittel bei $E_F = 4,2 \cdot 10^{-5} \text{ kg/m}^2\text{s}$. Ab einem kritischen Feststoffanteil von etwa $\phi_s = 0,11$ steigt die kritische Erosionsschubspannung $\tau_{cr,E}$ mit dem Feststoffanteil. Dabei steigt sie von etwa $0,05 \text{ Pa}$ bei Feststoffanteilen von $\phi_s = 0,11$ auf $0,35 \text{ Pa}$ bei Feststoffanteilen von $\phi_s = 0,22$. Die kritische Erosionsschubspannung für Massenerosion steigt auch bei geringen Feststoffanteilen schon mit dem Feststoffanteil. Aus den Beobachtungen wird geschlussfolgert, dass feststoffanteilabhängige Parametersätze erforderlich sind, um das Erosionsverhalten adäquat zu modellieren. Die Güte verschiedener Modellansätze (Partheniades 2009a; Parchure und Mehta 1985; Sanford und Maa 2001) wurde überprüft und ästuarspezifische Parametersätze zur Modellierung der Erosion kohäsiver Wesersedimente der Trübungszone abgeleitet. Die Parametrisierung dieser Modelle zeigt jedoch, dass zur adäquaten Abbildung des beobachteten Erosionsverhaltens mehrere Parametersätze für ein einzelnes Modell notwendig sind. Aus diesem Grund wurde mit dem Erosionsmodell nach Patzke (vgl. Formel (6.2.1.) in Kapitel 6.2.5.2) ein neuer Ansatz abgeleitet, mit welchem die Erosionsrate ohne kritische Erosionsschubspannung allein auf Basis des Feststoffanteils und der aufgetragenen Sohlschubspannung beschrieben werden kann.

Zur Analyse des Depositionsverhaltens von natürlichen kohäsiven Sedimenten aus der Trübungszone der Weser wurden sowohl im Labor als auch im Feld Untersuchungen vorgenommen. Die Untersuchungen im Feld haben ergeben, dass hochkonzentrierte Suspensionen als Flüssigschlickauflage lediglich über eine Spanne von wenigen Zentimetern auftreten. Während mobiler Flüssigschlick lediglich bei wenigen Proben nachgewiesen wurde, wiesen die meisten Proben mehrere Dezimeter mächtige Schichten stationären Flüssigschlicks auf. Auf Basis der Erkenntnisse aus den Prozessuntersuchungen im Labor lässt sich ableiten, dass mobile Flüssigschlicklagen durch rasches Absinken und Entwässern innerhalb weniger Stunden den Kontraktionspunkt erreichen und in die Zustandsform des stationären Flüssigschlicks übergehen. Die Sinkgeschwindigkeiten sichtbarer Flocken wurden aufgrund visueller Auswertungen mit ca. $w_{s,0} = 1,74 \pm 0,9 \text{ mm/s}$ bestimmt. Die konzentrationsabhängige Auswertung effektiver Sinkgeschwindigkeiten hat eine Spannweite im Bereich von ca. $0,1 \leq w_{s,eff} \leq 2,0 \text{ mm/s}$ ergeben. Die im Rahmen der Laboruntersuchungen ermittelten effektiven Sinkgeschwindigkeiten (vgl. Abbildung 6.3-6) bilden die Grundlage für die Ableitung der Parameter zur Modellierung konzentrationsabhängiger effektiver Sinkgeschwindigkeiten $w_{s,eff}$ nach Raudkivi (1998), nach Wolanski et al. (1989) und nach Winterwerp et al. (2021). Das Modell nach Wolanski et al. (1989) bietet einen numerischen Vorteil, da es sowohl die Phase des

flockulierten und als auch die Phase des behinderten Absinkens abbildet (vgl. Abbildung 6.3-8) und dadurch numerische Unstetigkeiten vermieden werden können. Der Vorteil des Modells nach Winterwerp et al. (2021) ist, dass sich die Phasengrenze des Gelpunktes, die mobilen und stationären Flüssigschlick voneinander trennt, direkt aus der Modellparametrisierung ergibt. Aus dem Modell nach Wolanski et al. (1989) wiederum kann die maximale Depositionsrate D_{max} abgeleitet werden. Sie tritt bei Konzentrationen von ca. $C = 50 \text{ g/L}$ auf und beträgt etwa $D_{max} = 3 \times 10^{-2} \text{ kg/m}^2\text{s}$. Bezogen auf eine Fläche von 1 m^2 entspricht dies einer deponierten Sedimentmasse von 108 kg während einer Stauwasserphase von einer Stunde. Alle Ergebnisse der Prozessstudien legen nahe, dass deponierte kohäsive Sedimente als Gesamtschicht innerhalb der Stauwasserdauer keine feste Gewässersohle bilden.

Im Rahmen der Untersuchung des Konsolidierungsverhaltens wurden experimentelle Untersuchungen im Labor mit Laborproben aus natürlichen Sedimenten herangezogen und das Quasi-in-situ-Konsolidierungsverhalten von Naturproben im Nachgang zur Sedimententnahme beobachtet. Eine wichtige methodische Neuentwicklung der vorliegenden Arbeit ist das Verfahren zur feld- oder laborbasierten Bestimmung (der zeitlichen Änderung) von Dichtetiefenprofilen auf der Basis eines handlichen und mobilen Dichtemessgerätes. Anhand von systematischen Untersuchungen zur Dichteentwicklung in Laborproben mit unterschiedlicher Initialdichte wurde herausgefunden, dass die an Naturproben beobachteten Dichtetiefenprofile durch Suspensionen mit homogenen Initialdichten unterhalb des Gelpunkts bei Absetzzeiten von etwa sechs Stunden reproduziert werden können. In Kombination mit den weiteren Ergebnissen der vorliegenden Arbeit, insbesondere der Anwendung der Modellformulierungen, ermöglichen die Dichtetiefenprofile eine tieferaufgelöste Einschätzung der Sedimentzusammensetzung, der Sedimenteigenschaften und des Transportverhaltens (vgl. Abbildung 7.2-2). Auf Basis einer Analyse der zeitlichen Entwicklung der Lage der Lutokline an Laborproben unterschiedlicher Initialdichte wurde der Konsolidierungsprozess zusätzlich modellbasiert abgebildet. Hierzu eignet sich der Ansatz nach Merckelbach und Kranenburg (2004a), der die Konsolidierungsgleichung nach Gibson (1967) löst und es ermöglicht, Größen wie die Konsolidierungsgeschwindigkeit, die Permeabilität oder den Zeitpunkt zum Eintreten der spannungsdominierten Konsolidierung abzuleiten. Die Variation der Initialdichten bei Konsolidierungsversuchen hat schließlich die Ableitung funktionaler Zusammenhänge zur feststoffbezogenen Beschreibung der Modellparameter für die Phase der permeabilitätsdominierten Konsolidierung ermöglicht.

Über die Prozessanalysen hinaus wurden Zusammenhänge abgeleitet, die eine Beschreibung der Eigenschaften kohäsiver Wassersedimente auf Basis einer Messung der Gesamtdichte ermöglichen. Beispielsweise lässt sich die Kornzusammensetzung anhand der in Gleichung (7.2.1) und (7.2.2) dargelegten Zusammenhänge abschätzen. Des Weiteren wurden rheometrische Untersuchungen zur feststoffbezogenen Charakterisierung des rheologischen Verhaltens der kohäsiven Sedimente durchgeführt. Die rheologischen Eigenschaften der untersuchten Sedimente weisen darauf hin, dass eine eindeutige Fließgrenze erst bei Erreichen des Typs *konsolidierender Schlick* auftritt. Der Übergang von flüssigem zu plastischem Fließverhalten bei Proben mit höherem Sandanteil (BB) erfolgt eher graduell, wobei eine Fließgrenze frühestens bei einem Feststoffanteil von etwa $\phi_s \leq 0,16$ festgestellt wird. Proben mit höherem Schlickanteil (NH) hingegen zeigen eine eher sprunghafte Verhaltensänderung mit Fließgrenzen ab Feststoffanteilen von etwa $\phi_s \leq 0,11$. Um das beobachtete rheologische Verhalten durch ein geeignetes Modell abzubilden, wurde die Güte des Bingham-Modells (Gleichung (3.6.2)), des Hershel-Bulkley-Modells (3.6.3), des feststoffbezogenen Worall-Tuliani-Modells (3.6.6) und des Shakeel-Modells (3.6.7) evaluiert. Das für den gesamten Datensatz parametrisierte, feststoffbezogene und nach Malcherek erweiterte Worall-Tuliani-Modell erweist sich schließlich als geeignetes Modell zur feststoffbezogenen Modellierung. Der abgeleiteter Parametersatz ist in Tabelle D.1 dokumentiert.

Abschließend lässt sich als Synthese der im Rahmen der Prozessuntersuchungen erzielten Erkenntnisse unter Berücksichtigung der natürlichen Gegebenheiten ableiten, dass eine frisch entstandene Suspension der Gezeitenströmung für einen Zeitraum von mehreren Stunden standhalten müsste, bevor sich der Erosionswiderstand der gesamten Ablagerung deutlich erhöht. Diese Annahme muss jedoch als unrealistisch betrachtet werden, da die ermittelten kritischen Erosionsschubspannungen dieser Suspensionen im Verhältnis zur tatsächlich auftretenden Sohlschubspannungsbelastung aus der Tideströmung (vgl. Abbildung 7.1-1) als zu gering einzustufen sind. Folglich werden die kritischen Erosionsschubspannungen deutlich überschritten. Für die Klärung des Aufwuchses der Gewässersohle trotz scheinbar hoher Sohlschubspannungen sind zwei Aspekte von entscheidender Bedeutung. Einerseits ist zu klären, wie sich die kritische Erosionsschubspannung mit der Zeit über die vertikale Ausdehnung der Suspension verändert. Erreicht ein Teil der Schicht innerhalb der Stauwasserphase hohe Erosionswiderstände begünstigt dies eine unvollständige Resuspension. Weiterhin ist es elementar zu klären, in welcher Größenordnung Lagen hochkonzentrierter Suspensionen die an der Sohle angreifende Schubspannung dämpft. Die in dieser Arbeit durchgeführten Untersuchungen leisten insbesondere zum ersten Punkt einen wichtigen Beitrag, da sie das Erosionsverhalten kohäsiver Sedimente in verschiedenen Zuständen beschreiben. Die Erkenntnisse legen zudem nahe, dass die Genese von Schlicksohlen in der Fahrrinne der Trübungszone von Ästuaren auf einer Kombination von Effekten basiert. Erklärungsansätze hierzu werden in Kapitel 7.2 formuliert.

Zusammenfassend kann festgestellt werden, dass die Ziele der vorliegenden Arbeit durch umfangreiche Neuentwicklungen von Methoden und Apparaturen sowie deren Anwendung im Feld und im Labor erreicht wurden. Der wahre Wert des Erreichten manifestiert sich jedoch erst durch die konsistente Fortführung der Arbeiten. Insofern ist es als Erfolg zu werten, dass es Witt (2024) gelungen ist, die entwickelten Methoden auf das Elbe-Ästuar zu übertragen und die Apparaturen in der Fahrrinne sowie in Wattbereichen erfolgreich anzuwenden. Dies belegt, dass die vorliegende Arbeit eine wesentliche Grundlage für die weitere systematische und konsistente Untersuchung des Transportverhaltens kohäsiver Sedimente in Ästuaren darstellt. Insbesondere für die norddeutschen Ästuare wurden wegweisende Datensätze hinsichtlich der Eigenschaften kohäsiver Sedimente geschaffen, wodurch neue Erkenntnisse ermöglicht wurden.

8.2.Ausblick

Um die in Kapitel 1.2 formulierten Ziele zu erreichen, wurden verschiedene Methoden entwickelt, mit denen wichtige Prozessgrößen zur Beschreibung des vertikalen Bodenaustausches bestimmt wurden. Wie bei jeder Neuentwicklung ergeben sich im Laufe der Zeit und mit zunehmender Erfahrung im Prozessablauf Optimierungsmöglichkeiten und neue Fragestellungen, die im Folgenden diskutiert werden.

Die Weiterentwicklungen des klassischen Mikrokosmos (GEMS) zum C-GEMS haben sich hinsichtlich der Methodik der Erosionsuntersuchungen vollumfänglich bewährt und es wurde ein Datensatz mit Untersuchungen zum Erosionsverhalten von Naturproben und von Laborproben erzeugt. Obgleich die entwickelte Methode erfolgreich angewandt wurde, ist es wichtig, das vorhandene Verbesserungspotenzial zu identifizieren und auszuschöpfen. Die entwickelten Methoden sowie der generierte Datensatz zum Erosionsverhalten bieten zwar eine sehr gute Grundlage, sollten jedoch in der Quantität sowie in der Fläche erweitert und in der Anwendung verbessert werden. Dies gilt insbesondere für den Datensatz an Naturproben. Aufgrund der hohen räumlichen und zeitlichen Variabilität der Erosionseigenschaften natürlicher Sedimente ist es für das Prozessverständnis und die Qualität von Modellansätzen von entscheidender Bedeutung, den Datensatz mit Quasi-in-situ-

Eigenschaften von Naturproben durch zusätzliche Experimente an den bestehenden und an weiteren Standorten im Weserästuar zu erweitern. Durch die Anwendung der gleichen Methodik auf natürliche Sedimente der anderen beiden großen deutschen Ästuar von Elbe und Ems könnte außerdem ein wertvoller Vergleichsdatensatz geschaffen werden. Um den zeitlichen Abstand zwischen Probenahme und Erosionsuntersuchung zu verkürzen, ist vorgesehen, die Erosionsversuche zukünftig bereits auf dem Schiff unmittelbar nach der Probenahme durchzuführen. Die hierfür erforderlichen Voraussetzungen wurden durch die vorliegende Arbeit sowie die nachfolgenden Empfehlungen geschaffen. Zur Verbesserung des C-GEMS wird die Umsetzung der folgenden Punkte empfohlen:

- Verbesserte Methodik zur Bestimmung der Sedimentkonzentration
- Weitere Reduktion des benötigten Prozesswasservolumens
- Ausweitung der abbildbaren effektiven Sohlschubspannungen
- Vermessung und numerische Abbildung des Strömungsfeldes im Mikrokosmos

Die Methodik zur Bestimmung der Sedimentkonzentration weist Verbesserungspotenzial auf, da während der Erosionsversuche ein relativ großer Bereich von Sedimentkonzentrationen auftritt, der bisher nur durch den Einsatz von zwei Messmethoden abgedeckt werden konnte. Die Erfassung und Harmonisierung der Datensätze erfordert dadurch einen hohen zeitlichen Aufwand sowie ein hohes Maß an Datenaufbereitung (u. a. Glättung, Interpolation, Temperaturkorrektur). Der Einsatz einer neuen Messtechnik, welche einen Konzentrationsbereich von ca. 0 bis 25 g/L in hoher zeitlicher Frequenz erfassen kann, würde daher gleich zu mehreren Verbesserungen führen. Einerseits wird die Versuchsdurchführung vereinfacht, da die regelmäßige manuelle Messung der Suspensionsdichte in der Messkammer entfällt. Dies führt einerseits zu einer Zeitersparnis und andererseits zur Eliminierung potenzieller Fehlerquellen der Dichtemessung, wie beispielsweise die Temperaturkorrektur oder fehlerhaft durchgeführten Einzelmessungen. Zudem entfällt der gesamte Harmonisierungsprozess, da pro Versuch nur ein Datensatz erzeugt wird, der wiederum einheitlich ausgewertet werden kann. Mögliche Schwankungen und Ungenauigkeiten, die sich aus den unterschiedlichen Methoden ergeben, entfallen oder werden minimiert. Die von einem in dieser Weise optimierten C-GEMS erzeugten Messdaten weisen im Ergebnis eine höhere Konsistenz und eine geringere Anfälligkeit für Ausreißer oder andere Fehlwerte auf.

Ein weiterer Aspekt zur Optimierung des Versuchsaufbaus ist die Reduzierung des Volumens in der Messkammer. Im Verlauf der Untersuchungen hat sich gezeigt, dass eine Reduzierung um 20 – 40 % möglich ist, ohne die Messungen negativ zu beeinflussen. Dies gilt insbesondere dann, wenn die Konzentrationsmessung zukünftig durch die Umstellung auf ein anderes Messverfahren weniger Platz beansprucht. Durch die Volumenreduktion würden Änderungen der Sedimentkonzentration schneller messbar, d.h. die Latenzzeit zwischen dem ersten Auftreten und dem messtechnischen Nachweis der Erosion würde reduziert. In der Folge könnte die Dauer der Belastungsstufen und damit die Gesamtversuchszeit verkürzt werden, was insbesondere den Einsatz im Feld und auf dem Schiff erleichtern würde.

Werden diese Optimierungen am Versuchsaufbau erfolgreich umgesetzt, lassen sich anhand der gewonnenen Erkenntnisse dieser Arbeit die folgenden Empfehlungen für weitere Untersuchungen ableiten:

- Zur Beurteilung der tatsächlich auf bzw. in einer Suspension wirkenden Sohlschubspannungen wäre es wichtig, die Dämpfungswirkung hochkonzentrierter Suspensionen gezielt zu untersuchen.
- In weiteren Erosionsuntersuchungen sollte angestrebt werden, den Sohlschubspannungsverlauf einer Tide abzubilden, um das Erosions- und Depositionsverhalten im bestehenden

Versuchsaufbau gekoppelt untersuchen und bewerten zu können. Grundlage hierfür ist die Kenntnis der natürlichen Sohlschubspannungsverläufe während eines Tidezyklus', die wiederum in die Steuerung des C-GEMS übertragen werden muss.

- Um den Gültigkeitsbereich der Modellansätze zu erweitern und die bisherige Anpassung zu stärken, sind weitere Untersuchungen von Sedimentablagerungen mit erhöhtem Feststoffanteil bzw. erhöhter Dichte ($\rho_b > 1200 \text{ kg/m}^3$) durchzuführen.

Um die Datenbasis hinsichtlich des Erosionsverhaltens von Sedimentablagerungen hoher Dichte zu erweitern wird außerdem empfohlen, die maximal aufbringbaren Sohlschubspannungen des C-GEMS zu erhöhen. Dies kann unter anderem erreicht werden, wenn die im Rahmen dieser Arbeit aufgezeichneten Geschwindigkeitsmessungen zur Abbildung des dreidimensionalen Strömungsfeldes und zur Ableitung der Sohlschubspannungen genutzt werden. Ziel wäre es zu prüfen, ob der Abstand zwischen Rührscheibe und beanspruchter Sedimentoberfläche verringert und damit die maximale Sohlschubspannung erhöht werden kann.

Neben Optimierungen am Versuchsaufbau und -Ablauf werden auf Basis der gewonnenen Erfahrungen Empfehlungen für weitere Prozessuntersuchungen ausgesprochen. Neben der Dichte ist das Erosionsverhalten wesentlich abhängig von der Zusammensetzung des untersuchten Sedimentgemischs. Um die in dieser Arbeit für natürliche Sedimente bestimmter Zusammensetzung gewonnenen Erkenntnisse weiter zu verallgemeinern und besser auf andere Ästuarsysteme übertragen zu können, sind Untersuchungen mit systematischer Veränderung der Sedimentzusammensetzung notwendig. Dabei ist u.a. zu klären, inwieweit der C-GEMS in der Lage ist, größere Sandpartikel zu erodieren. Obendrein sollten weitere wichtige und im Ästuarsystem ständig veränderliche Einflussfaktoren wie der Salzgehalt und die Temperatur systematisch untersucht werden. Diese Untersuchungen sind jedoch nicht allein auf den Erosionsprozess zu beschränken, sondern sollten auch in Bezug auf das Depositions- und Konsolidierungsverhalten sowie das rheologische Verhalten vorgenommen werden. Um die Beschreibung des Bodenaustauschverhaltens weiter zu verbessern wird außerdem empfohlen, Depositionsuntersuchungen unter Strömungsbelastung durchzuführen, um die Existenz einer kritischen Depositionsschubspannung für kohäsive Wesersedimente zu prüfen. Außerdem sollten für Dichtetiefenprofile bekannter Zeitpunkte Kornverteilungstiefenprofile generiert werden, um den Segregationseffekt im Absink- und Absetzvorgang zu quantifizieren.

Des Weiteren wird empfohlen, die Beobachtungsdauer und die Beprobung an zukünftigen Entnahmestandorten auf längere Zeiträume auszudehnen. Dies erlaubt die Ermittlung von Veränderungen der Sohlbeschaffenheit in den verschiedenen Stromphasen sowie eine Überprüfung der aus dieser Arbeit abgeleiteten Hypothesen. Des Weiteren sollten Probenahmen und daran gekoppelte Quasi-in-situ-Prozessuntersuchungen über die Dauer einer Tide durch ADCP-Messungen ergänzt werden. Diese ermöglichen eine Beurteilung der Strömungsbedingungen in der gesamten Wassersäule und in Sohlnähe über die Zeit. In Bezug auf weitere Beprobungsstandorte sollten geeignete Standorte für die Möglichkeit eines In-situ-Einsatzes des C-GEMS in den Wattflächen im Auslaufbereich der Ästuar geprüft werden. Dadurch könnten die wesentlichen, das Sedimentinventar im Ästuar und damit der Trübungszone maßgeblich beeinflussenden Prozesse identifiziert und quantifiziert werden, was zu einer Erweiterung des Prozessverständnisses im Hinblick auf eine optimierte ganzheitliche Abbildung in HN-Modellen ermöglichen würde.

Der hier präsentierte, einzigartige Datensatz und diesem Datensatz zugehörige Informationen leisten letztlich einen Beitrag zur Optimierung von Versuchsanordnungen, zur Entwicklung, Kalibrierung und Validierung numerischer Modelle, zur Verbesserung von Sedimentmanagementstrategien sowie letztlich zum Erhalt des Ökosystems Ästuar.

Literaturverzeichnis

- Ahmad, M. F.; Dong, Ping; Mamat, M.; Wan Nik, W. B.; Mohd, M. H. (2011): The Critical Shear Stresses for Sand and Mud Mixture. In: *Applied Mathematical Sciences* (2), S. 53–71, zuletzt geprüft am 24.03.2023.
- Amos, Carl L.; Droppo, Ian G.; Gomez, Eduardo A.; Murphy, Tom P. (2003): The stability of a remediated bed in Hamilton Harbour, Lake Ontario, Canada. In: *Sedimentology* 50 (1), S. 149–168. DOI: 10.1046/j.1365-3091.2003.00542.x.
- Ariathurai, Ranjan (1974): A finite element model for sediment transport in estuaries. Dissertation. University of California.
- Ariathurai, Ranjan; Arulanandan, Kandiah (1978): Erosion Rates of Cohesive Soils. In: *J. Hydr. Div.* 104 (2), S. 279–283. DOI: 10.1061/jyceaj.0004937.
- Ariathurai, Ranjan; Krone, Ray B. (1977): Mathematical modeling of sediment transport in estuaries. In: *Estuarine Processes*: Elsevier, S. 98–106. Online verfügbar unter <https://apps.dtic.mil/sti/citations/ADA047202>.
- Arkawazi, Kawa (2022): Untersuchung der Sinkgeschwindigkeiten von kohäsiven Sedimenten des Weserästuars. Investigation on the settling velocities of cohesive sediments from the Weser estuary. Studienarbeit. TU Hamburg, Hamburg. Institut für Wasserbau.
- Becker, Marius (2011): Suspended Sediment Transport and Fluid Mud Dynamics in Tidal Estuaries. Dissertation. Universität Bremen, Bremen. Fachbereich Geowissenschaften, zuletzt geprüft am 24.10.2018.
- Becker, Marius; Maushake, Christian; Winter, Christian (2018): Observations of Mud - Induced Periodic Stratification in a Hyperturbid Estuary. In: *Geophys. Res. Lett.* 45 (11), S. 5461–5469. DOI: 10.1029/2018GL077966.
- Beckers, Felix; Noack, Markus; Wieprecht, Silke; Haun, Stefan (2019): Messtechnische Erfassung des Erosionsverhaltens von kohäsiven Feinsedimenten. In: *Treffen der JuWi* (21), zuletzt geprüft am 04.02.2021.
- Been, K.; Sills, Gilliane C. (1981): Self-weight consolidation of soft soils: an experimental and theoretical study. In: *Géotechnique* 31 (4), S. 519–535. DOI: 10.1680/geot.1981.31.4.519.
- Been, K.; Sills, Gilliane C. (1982): Self-weight consolidation of soft soils: An experimental and theoretical study. In: *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts* 19 (3), S. 55. DOI: 10.1016/0148-9062(82)91208-6.
- Berlamont, J. E.; Ockenden, Mary; Toorman, Erik A.; Winterwerp, Johan Christian (1993): The characterisation of cohesive sediment properties. In: *Coastal Engineering* (21), S. 105–128.
- BfG (2014a): Sedimentmanagement Tideelbe - Strategien und Potenziale - Systemstudie II. Ökologische Auswirkungen der Unterbringung von Feinmaterial. Band 1 von 2 - Endbericht. Unter Mitarbeit von Michael Fiedler und Heiko Leuchs. Hg. v. BfG. BfG; WSA Hamburg; HPA; BAW (BfG-1763), zuletzt geprüft am 07.09.2021.

- BfG (2014b): Sedimentmanagement Tideelbe Strategien und Potenziale - Systemstudie II -. Ökologische Auswirkungen der Unterbringung von Feinmaterial. Zusammenfassung. Unter Mitarbeit von Henrich Roeper. Hg. v. BfG. BfG; WSA Hamburg; HPA; BAW (BfG-1763), zuletzt geprüft am 07.09.2021.
- BfG (2014c): Sedimentmanagementkonzept Tideweser - Bericht. Untersuchung im Auftrag der WSÄ Bremen und Bremerhaven. Unter Mitarbeit von Mailin Eberle, Michael Fiedler, Christoph Blasi, Frauke König, Andreas Schöl, Birgit Schubert et al. Bundesanstalt für Gewässerkunde (BfG). Koblenz (BfG-Bericht 1794).
- BfG (2017): Sedimentmanagementkonzept Tideems. Gutachten im Auftrag des WSA Emden. Unter Mitarbeit von Mailin Eberle, Melanie Schlimbach, Christoph Blasi, Axel Winterscheid, Christine Borgsmüller, Frauke König et al. Hg. v. Bundesanstalt für Gewässerkunde (BfG). Wasserstraßen- und Schifffahrtsamt Emden (BfG-Bericht 1944).
- Bingham, Eugene C. (1922): Fluidity and plasticity, by Eugene C. Bingham ... 1. Aufl. New York: McGraw-Hill Book Company Inc. Online verfügbar unter <http://worldcatlibraries.org/wcpa/oclc/1472704>.
- Black, K. S.; Tolhurst, T. J.; Paterson, D. M.; Hagerthey, S. E. (2002): Working with Natural Cohesive Sediments. In: *J. Hydraul. Eng.* 128 (1), S. 2–8. DOI: 10.1061/(ASCE)0733-9429(2002)128:1(2).
- Blume, Hans-Peter (2010): Lehrbuch der Bodenkunde. 16. Auflage. Heidelberg: Spektrum Akademischer Verlag (Springer eBook Collection). Online verfügbar unter <https://link.springer.com/content/pdf/10.1007/978-3-8274-2251-4.pdf>, zuletzt geprüft am 28.07.2024.
- Böhme, Charlotte (2021): Laboruntersuchungen zum Absetzverhalten von Sedimenten aus dem Weserästuar. Laboratory investigations on the settling behavior of sediments from the Weser estuary. Bachelorarbeit. Technische Universität Hamburg, Hamburg. Institut für Wasserbau, zuletzt geprüft am 16.06.2021.
- Booij, R. (1994): Measurements of the flow field in a rotating annular flume. In: *Communications on hydraulic and geotechnical engineering* (1994-02), zuletzt geprüft am 04.02.2021.
- Briggs, Kevin B.; Cartwright, Grace; Friedrichs, Carl T.; Shivarudruppa, S. (2015): Biogenic effects on cohesive sediment erodibility resulting from recurring seasonal hypoxia on the Louisiana shelf. In: *Continental Shelf Research* 93, S. 17–26. DOI: 10.1016/j.csr.2014.11.005.
- Brouwers, Bart; Meire, Dieter; Toorman, Erik A.; Van Beeck, Jeroen; Lataire, Evert (2023): Conditioning procedures to enhance the reproducibility of mud settling and consolidation experiments. In: *Estuarine, Coastal and Shelf Science* 290, S. 108407. DOI: 10.1016/j.ecss.2023.108407.
- Burchard, Hans; Baumert, Helmut (1998): The Formation of Estuarine Turbidity Maxima Due to Density Effects in the Salt Wedge. A Hydrodynamic Process Study. In: *J. Phys. Oceanogr.* 28 (2), S. 309–321. DOI: 10.1175/1520-0485(1998)028%3C0309:TFOETM%3E2.0.CO;2.
- Burholt, Katharina (2019): Absinkversuche zur Bestimmung des Depositionsverhaltens von Sedimenten aus dem Weserästuar. Settling experiments to determine the deposition behaviour for sediments from the Weser estuary. Projektarbeit. Technische Universität Hamburg, Hamburg. Institut für Wasserbau.
- Burt, Neville T. (2010): Field Settling Velocities of Estuary Muds. In: Ashish J. Mehta (Hg.): Estuarine cohesive sediment dynamics. Proceedings of a workshop on cohesive sediment dynamics with special reference to physical processes in estuaries, Tampa, Florida, November 12-14, 1984. Berlin, New York: Springer-Verlag (Lecture Notes on Coastal and Estuarine Studies, 14), S. 126–150.

- Camenen, Benoît; v Bang, Damien Pham (2011): Modelling the settling of suspended sediments for concentrations close to the gelling concentration. In: *Continental Shelf Research* (31), S. 106–111. Online verfügbar unter <https://hal.archives-ouvertes.fr/hal-00613664>.
- Chen, Dake; Wang, Yigang; Melville, Bruce; Huang, Huiming; Zhang, Weina (2018): Unified Formula for Critical Shear Stress for Erosion of Sand, Mud, and Sand–Mud Mixtures. In: *J. Hydraul. Eng.* 144 (8), Artikel 04018046. DOI: 10.1061/(ASCE)HY.1943-7900.0001489.
- Chen, Dake; Zheng, Jinhai; Zhang, Chi; Guan, Dawei; Li, Yuan; Huang, Huiming (2022): Threshold of surface erosion of cohesive sediments. In: *Front. Mar. Sci.* 9, Artikel 847985. DOI: 10.3389/fmars.2022.847985.
- Chen, Dake; Zheng, Jinhai; Zhang, Chi; Guan, Dawei; Li, Yuan; Wang, Yigang (2021): Critical Shear Stress for Erosion of Sand-Mud Mixtures and Pure Mud. In: *Front. Mar. Sci.* 8, Artikel 713039. DOI: 10.3389/fmars.2021.713039.
- Chmiel, Oliver (2020): Zur Interaktion der Turbulenz und der Schwebstoffkonzentration in Oberflächengewässern. Möglichkeiten und Herausforderungen experimenteller und numerischer Untersuchungen zur Dynamik von Flussschlick. Dissertation. Universität der Bundeswehr München, München. Institut für Wasserwesen.
- Choi, SunMin (2024): Erosion and flocculation of cohesive sediment in salt marsh and intertidal flat, west coast of Korea. Dissertation. Inha University, Inha.
- Cofalla, Catrina; Roger, Sebastian; Brinkmann, Markus (2010): Floodsearch - Hydrotoxische Untersuchungen schadstoffbehafteter Sedimente im Kreisgerinne.
- Cuthbertson, Alan J. S.; Ibikunle, Olugbenga; McCarter, W. John; Starrs, Gerard (2016): Monitoring and characterisation of sand-mud sedimentation processes. IntercoH 2015. In: *Ocean Dynamics* 66 (6-7), S. 867–891. DOI: 10.1007/s10236-016-0958-7.
- Dankers, P.J.T.; Winterwerp, Johan Christian (2007): Hindered settling of mud flocs: Theory and validation. In: *Continental Shelf Research* 27 (14), S. 1893–1907. DOI: 10.1016/j.csr.2007.03.005.
- Dankers, Petra (2006): On the hindered settling of suspensions of mud and mud-sand mixtures. Dissertation. Technische Universität Delft, Delft. Civil Engineering and Geosciences. Online verfügbar unter <http://resolver.tudelft.nl/uuid:79fb685f-c5f9-4bca-b49b-7c9d84b17da4>, zuletzt geprüft am 07.07.2023.
- de Boer, G. J.; Merckelbach, L. M.; Winterwerp, Johan Christian (2007): A parameterised consolidation model for cohesive sediments. IntercoH 2003. In: *Estuarine and Coastal Fine Sediments Dynamics - IntercoH 2003*, Bd. 8: Elsevier (Proceedings in Marine Science), S. 243–262, zuletzt geprüft am 15.01.2019.
- Dearnaley, M. P. (1996): Direct measurements of settling velocities in the owen tube: A comparison with gravimetric analysis. In: *Netherlands Journal of Sea Research* 36 (1-2), S. 41–47. DOI: 10.1016/S0077-7579(96)90029-0.
- Dearnaley, M. P.; Roberts, William; Jones, S.; Leurer, K. C.; Lintern, D. G.; Merckelbach, L. M. et al. (2002): Measurement and modelling of the properties of cohesive sediment deposits. In: Johan Christian Winterwerp und Cees Kranenburg (Hg.): *Fine sediment dynamics in the marine environment*. INTERCOH 2000, Bd. 5. Amsterdam: Elsevier (Proceedings in Marine Science, 5), S. 57–73, zuletzt geprüft am 11.03.2019.

- Debnath, Koustuv; Nikora, Vladimir; Aberle, Jochen; Westrich, Bernhard; Muste, M. (2007): Erosion of Cohesive Sediments: Resuspension, Bed Load, and Erosion Patterns from Field Experiments. In: *J. Hydraul. Eng.* 133 (5), S. 508–520. DOI: 10.1061/(ASCE)0733-9429(2007)133:5(508).
- Deon, Fiorenza; Van Ruitenbeek, Frank; Van der Werff, Harald; Van der Meijde, Mark; Marcatelli, Camilla (2022): Detection of Interlayered Illite/Smectite Clay Minerals with XRD, SEM Analyses and Reflectance Spectroscopy. In: *Sensors (Basel, Switzerland)* 22 (9). DOI: 10.3390/s22093602.
- Dickhudt, Patrick J.; Friedrichs, Carl T.; Sanford, Lawrence P. (2011): Mud matrix solids fraction and bed erodibility in the York River estuary, USA, and other muddy environments. In: *Continental Shelf Research* 31 (10), S3-S13. DOI: 10.1016/j.csr.2010.02.008.
- DIN-Normenausschuss Bauwesen (NABau) (2017): Geotechnische Erkundung und Untersuchung – Laborversuche an Bodenproben – Teil 4. Bestimmung der Korngrößenverteilung. DIN EN ISO 17892-4, zuletzt geprüft am 19.06.2023.
- Dyer, K. R. (1989): Sediment processes in estuaries: Future research requirements. In: *J. Geophys. Res.* 94 (C10), S. 14327–14339. DOI: 10.1029/JC094iC10p14327.
- Dyer, Keith R. (1990): Coastal and Estuarine Sediment Dynamics. Chichester: John Wiley & Sons.
- Dyer, Keith R. (1997): Estuaries. A physical introduction. 2. ed. Chichester: Wiley. Online verfügbar unter <http://www.loc.gov/catdir/description/wiley039/97014903.html>.
- Fadel, I.; Kirchek, A.; Buisman, M.; Heller, K.; Draganov, D. (2021): Monitoring Settling and Consolidation of Fluid Mud in a Laboratory Using Ultrasonic Measurements. In: NSG2021 27th European Meeting of Environmental and Engineering Geophysics. NSG2021 27th European Meeting of Environmental and Engineering Geophysics. Hybrid, France, August 29, 2021 - September 2, 2021: European Association of Geoscientists & Engineers, S. 1–5, zuletzt geprüft am 05.04.2023.
- FGG Weser (2013): Eckpunktepapier Salz. Gemeinsame Eckpunkte zur Ableitung von Umweltzielen und Maßnahmen gem. Artikel 4 bzgl. Salzeinleitungen für den Bewirtschaftungsplan 2015, zuletzt geprüft am 02.08.2024.
- Flemming, B.W (2000): A revised textural classification of gravel-free muddy sediments on the basis of ternary diagrams. In: *Continental Shelf Research* 20 (10-11), S. 1125–1137. DOI: 10.1016/S0278-4343(00)00015-7.
- Gao, Yu-Feng; Zhang, Ying; Zhou, Yuan; Li, Da-yong (2016): Effects of Column Diameter on Setting Behavior of Dredged Slurry in Sedimentation Experiments. In: *Marine Georesources & Geotechnology* 34 (5), S. 431–439. DOI: 10.1080/1064119X.2015.1020975.
- DIN EN ISO 14688-1, 05/2018: Geotechnische Erkundung und Untersuchung – Benennung, Beschreibung und Klassifizierung von Boden, zuletzt geprüft am 26.10.2018.
- Geyer, W. Rockwell; MacCready, Parker (2014): The Estuarine Circulation. In: *Annu. Rev. Fluid Mech.* 46 (1), S. 175–197. DOI: 10.1146/annurev-fluid-010313-141302.
- Gibson, Robert E.; England, G. L.; Hussey, M.J.L. (1967): The Theory of One-Dimensional Consolidation of Saturated Clays. I. Finite Non-Linear Consildation of Thin Homogeneous Layers. In: *Géotechnique* (17 Issue r), S. 261–273.
- Gibson, Robert E.; Schiffman, Robert L.; Cargill, Kenneth W. (1981): The theory of one-dimensional consolidation of saturated clays. II. Finite nonlinear consolidation of thick homogeneous layers. In: *Canadian Geotechnical Journal* (18(2)), S. 280–293.

- Grabemann, Iris (1992): Die Trübungszone im Weser-Ästuar: Messungen und Interpretation. Dissertation. Universität Hamburg, Geesthacht. GKSS Forschungszentrum.
- Grabowski, Robert C.; Droppo, Ian G.; Wharton, Geraldene (2011): Erodibility of cohesive sediment: The importance of sediment properties. In: *Earth-Science Reviews* 105 (3-4), S. 101–120. DOI: 10.1016/j.earscirev.2011.01.008.
- Grasso, Florent; Le Hir, Pierre; Bassoullet, Philippe (2015): Numerical modelling of mixed-sediment consolidation. IntercoH 2013. In: *Ocean Dynamics* 65 (4), S. 607–616. DOI: 10.1007/s10236-015-0818-x.
- Green Eyes LLC (2015): UGEMS-manual-v3.0-GE-version. Mikrokosmos Manual. Hg. v. Green Eyes LLC.
- Grünler, Steffen (2018): Kalibrierung von Trübungsmessungen für Aussagen zur Schwebstoffkonzentration in den Ästuaren Weser und Elbe. Hg. v. Bundesanstalt für Wasserbau (BAW). Bundesanstalt für Wasserbau (BAW). Hamburg (B3955.02.04.70227), zuletzt geprüft am 16.03.2020.
- Gust, Giselher (1989): Method of generating precisely-defined wall shearing stresses. Angemeldet durch Hydro Data Inc., St. Petersburg, Florida am 11.10.1989. Anmeldenr.: 419649. Veröffentlichungsnr.: US4973165.
- Gust, Giselher (2009): Commentary on 'On generating uniform bottom shear stress. Part I: A quantitative study of microcosm chambers'. TU Hamburg, Institute for Ocean Engineering. Hamburg.
- Gust, Giselher; Meyer, Andreas (2019): Datasheet Calibration - Gust Microcosm. Hamburg, 17.07.2019. internal communication an Institut für Wasserbau, TUHH.
- Gust, Giselher; Müller, Volker (1997): Interfacial hydrodynamics and entrainment functions of currently used erosion devices. In: *Cohesive Sediments*, S. 149–174.
- Ha, Hun Jun; Choi, Sun Min; Seo, Jun Young; Ha, Ho Kyung (2018): Erodibility of Sand-Mud Mixed Sediment on the Yeochari Tidal Flat, Gyeonggi Bay, Korea. In: *Journal of Coastal Research* 85, S. 416–420. DOI: 10.2112/SI85-084.1.
- Ha, Hun Jun; Ha, Ho Kyung (2021): Comparison of Methods for Determining Erosion Threshold of Cohesive Sediments Using a Microcosm System. In: *Front. Mar. Sci.* 8, Artikel 695845. DOI: 10.3389/fmars.2021.695845.
- Haba, Dietmar (2013a): Scherspannung Nichtnewtonscher Fluide linear. Online verfügbar unter <https://commons.wikimedia.org/w/index.php?curid=30255276>.
- Haba, Dietmar (2013b): Viskosität nichtnewtonscher Fluide - linear. Online verfügbar unter <https://commons.wikimedia.org/w/index.php?curid=30255274>.
- Herschel, W. H.; Bulkley, R. (1926): Konsistenzmessungen von Gummi-Benzollösungen. In: *Kolloid-Zeitschrift* (39), S. 291–300.
- Hesse, Roland Fritz (2020): Zur Modellierung des Transports kohäsiver Sedimente am Beispiel des Weserästuars. Dissertation. Technische Universität Hamburg, Hamburg. Institut für Wasserbau.
- Hesse, Roland Fritz; Zorndt, Anna; Fröhle, Peter (2019): Modelling dynamics of the estuarine turbidity maximum and local net deposition. In: *Ocean Dynamics* 69 (4), S. 489–507. DOI: 10.1007/s10236-019-01250-w.

- Hillebrand, Gudrun (2008): Transportverhalten kohäsiver Sedimente in turbulenten Strömungen. Untersuchungen im offenen Kreisgerinne. Dissertation. Universität Fridericiana zu Karlsruhe (TH), Karlsruhe.
- Hwang, Kyu-Nam (1989): Erodibility of fine sediment in wave-dominated environments. Masterthesis. University of Florida.
- Jacobs, Walter; Le Hir, Pierre; Van Kesteren, Walther; Cann, Philippe (2011): Erosion threshold of sand–mud mixtures. In: *Continental Shelf Research* 31 (10), S14-S25. DOI: 10.1016/j.csr.2010.05.012.
- Jaenen, M. (2009): Wassertiefen an der Ems. Thema Wassertiefen. HTG Sprechtag. WSA. HTG. Bremerhaven, 26.03.2009, zuletzt geprüft am 07.03.2023.
- Javadi, K.; Khalili, Arzhang (2009): On generating uniform bottom shear stress. Part II: shear stress inducing devices. In: *Recent Patents on Chemical Engineering* 2 (3), S. 223–229.
- Kandiah, Arumugam (1974): Fundamental aspects of surface erosion of cohesive soils. Dissertation. University of California, Davis.
- Kappenberg, J.; Fanger, H.-U. (2007): Sedimenttransportgeschehen in der tidebeeinflussten Elbe, der Deutschen Bucht und in der Nordsee. In: *GKSS Berichte* (20).
- KFKI (2021): KFKI Forschungsrahmen. Unter Mitarbeit von Kuratorium für Forschung im Küsteningenieurwesen (KFKI).
- Khalili, Arzhang; Javadi, Khodayar; Saidi, Arash; Goharzadeh, Afshin; Huettel, Markus; Jorgensen, Bo B. (2008): On Generating Uniform Bottom Shear Stress. Part I: A quantitative study of microcosm chambers. In: *CHENG* 1 (3), S. 174–191. DOI: 10.2174/1874478810801030174.
- Klassen, Irina (2017): Three-dimensional Numerical Modeling of Cohesive Sediment Flocculation Processes in Turbulent Flows. Dissertation. Karlsruher Instituts für Technologie. Fakultät für Bauingenieur-, Geo- und Umweltwissenschaften.
- Kombiadou, Katerina; Krestenitis, N. Yannis (2013): Modelling Cohesive Sediment Dynamics in the Marine Environment. In: Andrew James Manning und Andrew James Manning (Hg.): *Sediment transport processes and their modelling applications // Sediment Transport Processes and Their Modelling Applications*. Croatia: InTech.
- Kornman, Bart A.; Deckere, Eric M. G. T. de (1998): Temporal variation in sediment erodibility and suspended sediment dynamics in the Dollard estuary. In: *SP* 139 (1), S. 231–241. DOI: 10.1144/GSL.SP.1998.139.01.19.
- Kösters, Frank (2010): Die Trübungszone der Weser. Prozessverständnis und Überblick aktueller Untersuchungen. BAW Kolloquium. Bundesanstalt für Wasserbau (BAW). BAW. Hamburg, 07.10.2010.
- Kösters, Frank; Gärtner, Sven (2012): Validierung des Weser Basismodells "Jade-Weser-Ästuar" für das Verfahren UnTRIM2007-SediMorph. Version 1: Topographie 2002. Hg. v. Bundesanstalt für Wasserbau (BAW). Hamburg, zuletzt geprüft am 09.05.2023.
- Kösters, Frank; Grabemann, Iris; Schubert, Reiner (2018): Die Schwebstoffdynamik in der Trübungszone des Weserästuars. Kuratorium für Forschung im Küsteningenieurwesen. In: *Die Küste* (86). Online verfügbar unter <https://henry.baw.de/server/api/core/bitstreams/b620ea11-f88e-43d5-8b88-51dc87cfcf92/content>, zuletzt geprüft am 08.01.2020.
- Kösters, Frank; Günther, Ulrich (2015): Anforderungen an Verfahren und Methoden wasserbaulicher Systemanalysen. Ausbauten der Seehafenzufahrten. Fahrrinnenanpassung von Unter- und

- Außenweser. BAW Kolloquium. Bundesanstalt für Wasserbau (BAW). Bundesanstalt für Wasserbau (BAW). Hamburg, 18.06.2015, zuletzt geprüft am 04.01.2022.
- Kothyari, Umesh C.; Jain, Rajesh K. (2010): Erosion characteristics of cohesive sediment mixtures. River flow 2010. In: Andreas Dittrich, Katinka Koll, Jochen Aberle und Geisenhainer (Hg.): River Flow 2010, S. 815–821. Online verfügbar unter <https://henry.baw.de/handle/20.500.11970/99722>, zuletzt geprüft am 23.06.2021.
- Kranenburg, C. (1994): The fractal structure of cohesive sediment aggregates. In: *Estuarine, Coastal and Shelf Science* 39 (6), S. 451–460. DOI: 10.1016/S0272-7714(06)80002-8.
- Kranenburg, Cees; Winterwerp, Johan Christian (1997): Erosion of Fluid Mud Layers I. Entrainment Model. In: *J. Hydraul. Eng.* 123 (6), S. 504–511. DOI: 10.1061/(ASCE)0733-9429(1997)123:6(504).
- Krishnappan, Bommanna Gounder (1993): Rotating Circular Flume. In: *Journal of Hydraulic Engineering* 119 (6), S. 758–767. DOI: 10.1061/(ASCE)0733-9429(1993)119:6(758).
- Krishnappan, Bommanna Gounder; Stone, Mike; Granger, Steven; Upadhayay, Hari; Tang, Qiang; Zhang, Yusheng; Collins, Adrian (2020): Experimental Investigation of Erosion Characteristics of Fine-Grained Cohesive Sediments. In: *Water* 12 (5), S. 1511. DOI: 10.3390/w12051511.
- Krone, Ray B. (1962): Flume studies of the transport of sediment in estuarine shoaling processes. Berkeley: University of California.
- Kühn, Gregor (2007): Untersuchungen zur Feinsedimentdynamik unter Turbulenzeinfluss. Dissertation. Universität Karlsruhe (TH), Karlsruhe. Institut für Hydromechanik.
- Kurtenbach, A.; Bierl, R.; Schorer, M.; Eisold, B.; Symader, W.; Gallé, T. (2010): Kohäsive Feinpartikel in fluvialen Systemen: einige Gedanken zu Erkenntnissen und Forschungsdefiziten. In: *Umweltwiss Schadst Forsch* 22 (6), S. 631–644. DOI: 10.1007/s12302-010-0168-8.
- Laible, Jessica; Camenen, Benoît; Le Coz, Jérôme; Pierrefeu, Gilles; Mourier, Brice; Lauters, François; Dramais, Guillaume (2023): Comparison of grain size distribution measurements of sand-silt mixtures using laser diffraction systems. In: *J Soils Sediments* 23 (5), S. 2310–2325. DOI: 10.1007/s11368-023-03470-6.
- Lange, Dietrich; Müller, Helmut; Piechotta, Friederike; Schubert, Reiner (2008): The Weser Estuary. In: *Die Küste* (74), S. 275–287. Online verfügbar unter <https://hdl.handle.net/20.500.11970/101611>, zuletzt geprüft am 04.01.2022.
- Le Hir, Pierre; Cann, Philippe; Waeles, Benoît; Jestin, Hervé; Bassoullet, Philippe (2008): Erodibility of natural sediments: experiments on sand/mud mixtures from laboratory and field erosion tests. Chapter 11. In: Tetsuya Kusuda (Hg.): Sediment and ecohydraulics. INTERCOH 2005, Bd. 9. Amsterdam, London: Elsevier (Proceedings in Marine Science, 9), S. 137–153. Online verfügbar unter <http://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S1568269208800137>.
- Le Hir, Pierre; Cayocca, Florence; Waeles, Benoît (2011): Dynamics of sand and mud mixtures: A multiprocess-based modelling strategy. In: *Continental Shelf Research* 31 (10), S135–S149. DOI: 10.1016/j.csr.2010.12.009.
- Lee, Byung Joon; Toorman, Erik A.; Molz, Fred J.; Wang, Jian (2011): A two-class population balance equation yielding bimodal flocculation of marine or estuarine sediments. In: *Water Research* 45 (5), S. 2131–2145. DOI: 10.1016/j.watres.2010.12.028.
- Lefebvre, Alice; Herrling, Gerald; Becker, Marius; Zorndt, Anna; Krämer, Knut; Winter, Christian (2022): Morphology of estuarine bedforms, Weser Estuary, Germany. In: *Earth Surf Processes Landf* 47 (1), S. 242–256. DOI: 10.1002/esp.5243.

- Li, Zhong-yue; Zhang, Jin-feng; Zhang, Qing-he; Shen, Xiao-teng; Chen, Tong-qing (2021): Effects of organic matter and salinity on the flocculation of kaolinites in a settling column. In: *J Hydrodyn* 33 (1), S. 150–156. DOI: 10.1007/s42241-021-0017-9.
- Lick, Wilbert; Jin, Lijun; Gailani, Joseph Z. (2004): Initiation of Movement of Quartz Particles. In: *J. Hydraul. Eng.* 130 (8), S. 755–761. DOI: 10.1061/(ASCE)0733-9429(2004)130:8(755).
- Maa, Jerome P.-Y.; Sanford, Lawrence P.; Schoellhamer, D. H. (Hg.) (2007): Proceedings in Marine Science. Estuarine and coastal fine sediments dynamics. INTERCOH 2003. INTERCOH; International Conference on Cohesive Sediment Transport; INTERCOH 2003. Amsterdam, London: Elsevier (Proceedings in Marine Science, 8).
- Maggi, Federico (2005): Flocculation dynamics of cohesive sediment. Dissertation. Technische Universität Delft, Delft.
- Malcherek, Andreas (2010a): Gezeiten und Wellen. Wiesbaden: Vieweg+Teubner.
- Malcherek, Andreas (2010b): Zur Beschreibung der rheologischen Eigenschaften von Flüssigschlick. k077104. In: *Die Küste* (77), S. 135–178.
- Malcherek, Andreas (2011): Zur Rheologie von Flüssigschlick: experimentelle Untersuchungen und theoretische Ansätze ; Projektbericht. Hg. v. Hyunho Cha. Aachen: Shaker (Mitteilungen Institut für Wasserwesen). Online verfügbar unter <http://d-nb.info/1013078640/04>.
- Malcherek, Andreas (2018): Gezeiten und Wellen. In *Küsteningenieurwesen und Ozeanographie*. 2. Auflage. Wiesbaden: Springer Fachmedien Wiesbaden (Lehrbuch), zuletzt geprüft am 06.02.2023.
- Manning, A. J.; Baugh, John V.; Soulsby, R. L.; Spearman, Jeremy R.; Whitehouse, Richard J. S.; Whitehouse, R. J. (2011): Cohesive Sediment Flocculation and the Application to Settling Flux Modelling, S. 91–115. DOI: 10.5772/16055.
- Manning, A. J.; Langston, W. J.; Jonas, P. J. C. (2010a): A review of sediment dynamics in the Severn Estuary: influence of flocculation. In: *Marine pollution bulletin* 61 (1-3), S. 37–51. DOI: 10.1016/j.marpolbul.2009.12.012.
- Manning, A. J.; Spearman, Jeremy R.; Whitehouse, Richard J. S.; Pidduck, Emma L.; Baugh, John V.; Spencer, Kate L. (2013): Flocculation Dynamics of Mud: Sand Mixed Suspensions. In: Andrew James Manning und Andrew James Manning (Hg.): Sediment transport processes and their modelling applications // Sediment Transport Processes and Their Modelling Applications. Croatia: InTech, zuletzt geprüft am 04.03.2019.
- Manning, Andrew J.; Baugh, John V.; Spearman, Jeremy R.; Whitehouse, Richard J. S. (2010b): Flocculation settling characteristics of mud: sand mixtures. In: *Ocean Dynamics* 60 (2), S. 237–253. DOI: 10.1007/s10236-009-0251-0.
- Manzenrieder, Georg (1983): Retardation of initial erosion under biological effects in sandy tidal flats. TU Braunschweig, Braunschweig. Leichtweiß-Institut.
- McAnally, W. H.; Mehta, Ashish J. (2009): Sediment Transport in Estuaries. In: Federico Ignacio Isla (Hg.): Coastal Zone and Estuaries: EOLSS Publications, zuletzt geprüft am 01.08.2023.
- McAnally, William H.; Friedrichs, Carl T.; Hamilton, Douglas; Hayter, Earl; Shrestha, Parmeshwar L.; Rodriguez, Hugo et al. (2007a): Management of Fluid Mud in Estuaries, Bays, and Lakes. I: Present State of Understanding on Character and Behavior. In: *J. Hydraul. Eng.* 133 (1), S. 9–22. DOI: 10.1061/(ASCE)0733-9429(2007)133:1(9).

- McAnally, William H.; Mehta, Ashish J. (2000): Preface. In: William H. McAnally und Ashish J. Mehta (Hg.): *Coastal and Estuarine Fine Sediment Processes*, Bd. 3. 1st Edition. Amsterdam: Elsevier Science Ltd., S. v–viii.
- McAnally, William H.; Mehta, Ashish J. (Hg.) (2001): *Coastal and Estuarine Fine Sediment Processes*. Unter Mitarbeit von William H. McAnally und Ashish J. Mehta. 1st Edition. Amsterdam, Niederlande: Elsevier (Proceedings in Marine Science).
- McAnally, William H.; Mehta, Ashish J. (2002): Significance of Aggregation of Fine Sediment Particles in Their Deposition. In: *Estuarine, Coastal and Shelf Science* 54 (4), S. 643–653. DOI: 10.1006/ecss.2001.0847.
- McAnally, William H.; Teeter, Allen; Schoellhamer, D. H.; Friedrichs, Carl T.; Hamilton, Douglas; Hayter, Earl et al. (2007b): Management of Fluid Mud in Estuaries, Bays, and Lakes. II: Measurement, Modeling, and Management. In: *J. Hydraul. Eng.* 133 (1), S. 23–38. DOI: 10.1061/(ASCE)0733-9429(2007)133:1(23).
- Mehta, Ashish J. (1988): Laboratory Studies on Cohesive Sediment Deposition and Erosion. In: Job Dronkers und Wim Van Leussen (Hg.): *Physical Processes in Estuaries*, Bd. 1. Berlin Heidelberg: Springer-Verlag, S. 427–444.
- Mehta, Ashish J. (1989): On estuarine cohesive sediment suspension behavior. In: *Journal of Geophysical Research: Oceans* 94 (C10), S. 14303–14314. DOI: 10.1029/JC094iC10p14303.
- Mehta, Ashish J. (Hg.) (1993): *Coastal Estuarine Studies. Nearshore and Estuarine Cohesive Sediment Transport*: American Geophysical Union.
- Mehta, Ashish J. (1994): Hydraulic behaviour of fine sediment. In: Michael B. Abbott und W. Alan Price (Hg.): *Coastal, estuarial and harbour engineers' reference book*, 1st Edition. 1. ed. London: E & FN Spon, 577-584.
- Mehta, Ashish J. (2002): Mudshore dynamics and controls. Chapter Three. In: *Muddy Coasts of the World - Processes, Deposits and function*, Bd. 4: Elsevier (Proceedings in Marine Science), S. 19–60, zuletzt geprüft am 30.08.2023.
- Mehta, Ashish J. (2014): *An introduction to hydraulics of fine sediment transport*: World Scientific Publishing Co. Pte. Ltd.
- Mehta, Ashish J.; Hwang, Kyu-Nam; Khare, Yogesh P. (2015): Critical shear stress for mass erosion of organic-rich fine sediments. In: *Estuarine, Coastal and Shelf Science* 165, S. 97–103. DOI: 10.1016/j.ecss.2015.08.020.
- Mehta, Ashish J.; Manning, A. J.; Khare, Yogesh P. (2014): A note on the Krone deposition equation and significance of floc aggregation. In: *Marine Geology* (354), S. 34–39, zuletzt geprüft am 12.03.2019.
- Mehta, Ashish J.; McAnally, William H. (2008): Fine-Grained Sediment Transport. Chapter 4. In: Marcelo H. García (Hg.): *Sedimentation engineering. Processes, measurements, modeling, and practice*. Reston, Va: American Society of Civil Engineers (ASCE manuals and reports on engineering practice, no. 110), 253-306, zuletzt geprüft am 13.03.2022.
- Mehta, Ashish J.; Partheniades, E. (1982): Resuspension of Deposited Cohesive Sediment Beds. In: *ASCE library*, zuletzt geprüft am 11.03.2022.
- Mengual, Baptiste; Le Hir, Pierre; Cayocca, Florence; Garlan, Thierry (2017): Modelling Fine Sediment Dynamics: Towards a Common Erosion Law for Fine Sand, Mud and Mixtures. In: *Water* 9 (8), S. 564. DOI: 10.3390/w9080564.

- Merckelbach, L. M. (2000): Consolidation and strength evolution of soft mud layers. Dissertation. Technische Universität Delft, Delft, zuletzt geprüft am 28.02.2019.
- Merckelbach, L. M.; Kranenburg, C. (2004a): Equations for effective stress and permeability of soft mud–sand mixtures. In: *Géotechnique* 54 (4), S. 235–243. DOI: 10.1680/geot.54.4.235.36356.
- Merckelbach, L. M.; Kranenburg, Cees (2004b): Determining effective stress and permeability equations for soft mud from simple laboratory experiments. In: *Géotechnique* 54 (9), S. 581–591. DOI: 10.1680/geot.2004.54.9.581.
- Merckelbach, L. M.; Sills, Gilliane C.; Kranenburg, Cees (2003): Laboratory experiments on consolidation and strength of bottom mud. In: William H. McAnally und Ashish J. Mehta (Hg.): Coastal and estuarine fine sediment processes, Bd. 2001. 2. impr. Amsterdam: Elsevier (Proceedings in Marine Science, 3), 201–213, zuletzt geprüft am 07.10.2019.
- Merckelbach, L. M.; Winterwerp, Johan Christian (2002): Strength modelling of consolidating mud beds. In: Johan Christian Winterwerp und Cees Kranenburg (Hg.): Fine sediment dynamics in the marine environment. INTERCOH 2000. Amsterdam: Elsevier (Proceedings in Marine Science, 5), S. 359–373.
- Mezger, Thomas G. (2019): Das Rheologie Handbuch: Vincentz Network.
- Michaels, A. S.; Bolger, J. C. (1962): Settling Rates and Sediment Volumes of Flocculated Kaolin Suspensions. In: *Ind. Eng. Chem. Fund.* 1 (1), S. 24–33. DOI: 10.1021/i160001a004.
- Mietta, Francesca; Chassagne, Claire; Manning, Andrew J.; Winterwerp, Johan Christian (2009): Influence of shear rate, organic matter content, pH and salinity on mud flocculation. In: *Ocean Dynamics* 59 (5), S. 751–763. DOI: 10.1007/s10236-009-0231-4.
- Mitchener, H. J.; Torfs, Hilde (1996): Erosion of mud / sand mixtures. PII: S0378-3839(96)00002-6. In: *Journal of Coastal Engineering* (29), S. 1–25, zuletzt geprüft am 15.03.2022.
- Müller, Volker; Vorrath, D.; Werner, A.; Witte, G. (1995): Schubspannungscharakteristik des EROMES-Systems. Messungen zur Hydrodynamik und Erosionsversuche mit Kaolinit. In: *GKSS Berichte* (43), Artikel GKSS 95/E/43.
- Naumann, Stephan; Schriever, S.; Möhling, M.; Hansen, O. (2003): Bedeutung der Nebenflüsse für den Feststoffhaushalt der Elbe. Bundesanstalt für Gewässerkunde (BfG). Koblenz, zuletzt geprüft am 07.02.2024.
- Neumeier, Urs; Friend, Patrick L.; Gangelhof, Uffe; Lunding, Jens; Lundkvist, Morten; Bergamasco, Alessandro et al. (2007): The influence of fish feed pellets on the stability of seabed sediment: A laboratory flume investigation. In: *Estuarine, Coastal and Shelf Science* 75 (3), S. 347–357. DOI: 10.1016/j.ecss.2007.04.036.
- NLWKN (2015): Deutschen Gewässerkundliches Jahrbuch. Weser- und Emsgebiet 2013. DGJ 2013. Hg. v. Niedersächsischer Landesbetrieb für Wasserwirtschaft, Küsten- und Naturschutz. NLWKN BSt. Hannover-Hildesheim. Norden, zuletzt geprüft am 06.01.2022.
- Noack, Markus; Schmid, Gerhard; Wieprecht, Silke (2018): Erosionsstabilität von Feinsedimenten: Vergleich von In-situ und laborbasierten Messtechniken. Hg. v. BfG. Bundesanstalt für Gewässerkunde (BfG).
- Oberhofer, Josef (2013): Ermittlung der Schwebstoffkonzentration im Mündungsbereich eines tidebeeinflussten Gewässers. Projektarbeit. Technische Universität Hamburg, Hamburg. Institut für Wasserbau.

- Oberrecht, Dennis; Wurpts, Andreas (2018): Untersuchung des rheologischen Fließverhaltens von Flüssigschlick anhand von Proben und Anwendung eines erweiterten Modellansatz. In: *Die Küste* (86), S. 493–500, zuletzt geprüft am 16.02.2023.
- Ockenden, Mary (1993): A Model for the Settling of Non-uniform Cohesive Sediment in a Laboratory Flume and an Estuarine Field Setting. In: *Journal of Coastal Research* 9 (4), S. 1094–1105, zuletzt geprüft am 26.08.2023.
- Ocker, Susann (2019): Laboruntersuchungen zur zeitabhängigen Dichteentwicklung von kohäsiven Sedimentablagerungen aus dem Weser-Ästuar. Experimental investigations on the time-dependent density formation of cohesive sediments from the Weser estuary. Bachelorarbeit. Technische Universität Hamburg, Hamburg. Institut für Wasserbau.
- Ohle, Nino; Thies, Thomas (2021): Das Projekt Nautische Tiefe im Hamburger Hafen und seine hydroakustischen Herausforderungen. DHyG Hydrographentag "light". HPA. Online, 08.06.2021, zuletzt geprüft am 03.11.2022.
- Ortmüller, Lisa (2021): Laboruntersuchungen zum Erosionsverhalten kohäsiver Sedimente. Studienarbeit. Technische Universität Hamburg, Hamburg. Institut für Wasserbau, zuletzt geprüft am 16.06.2021.
- Papenmeier, Svenja (2012): Properties and dynamics of suspended load and near - bed fine cohesive sediments in highly impacted estuaries. Case studies from the Weser, Ems and Elbe estuaries (Germany). Hochschulschrift. Christian-Albrechts Universität, Kiel. Mathematische-Naturwissenschaftliche Fakultät, zuletzt geprüft am 04.09.2018.
- Papenmeier, Svenja; Schrottke, Kerstin; Bartholomä, Alexander; Flemming, Burghard W. (2013): Sedimentological and Rheological Properties of the Water–Solid Bed Interface in the Weser and Ems Estuaries, North Sea, Germany: Implications for Fluid Mud Classification. In: *Journal of Coastal Research* 289, S. 797–808. DOI: 10.2112/JCOASTRES-D-11-00144.1.
- Parchure, Trimbak M.; Mehta, Ashish J. (1985): Erosion of Soft Cohesive Sediment Deposits. In: *J. Hydraul. Eng.* 111 (10), S. 1308–1326. DOI: 10.1061/(ASCE)0733-9429(1985)111:10(1308).
- Parker, W.; Abbott, Michael B.; Chapter, W. P. (1994): Determining depth and navigability in fine sediment areas. In: Michael B. Abbott und W. Alan Price (Hg.): Coastal, estuarial and harbour engineers' reference book, Bd. 1. 1. ed. London: E & FN Spon, S. 611–614.
- Partheniades, E. (2009a): Cohesive Sediments in Open Channels. In: *Journal of Hydraulic Div.* HY1 (91), S. 105–139. DOI: 10.1016/B978-1-85617-556-2.X0001-7.
- Partheniades, Emmanuel (1962): A study of erosion and deposition of cohesive soils in walt water. University of California, Berkeley.
- Partheniades, Emmanuel (1965): Erosion and Deposition of Cohesive Soils. In: *J. Hydr. Div.* 91 (1), S. 105–139. DOI: 10.1061/JYCEAJ.0001165.
- Partheniades, Emmanuel (2009b): Cohesive sediments in open channels. Properties, transport, and applications. Amsterdam, Boston: Butterworth-Heinemann/Elsevier.
- Patzke, Justus; Hesse, Roland Fritz; Nehlsen, Edgar; Fröhle, Peter (2021a): Field measurements and lab investigations to determine soil exchange characteristics for sediments from the Weser estuary. Poster. Unter Mitarbeit von TUHH Universitätsbibliothek. Hg. v. IntercoH2021. TU Delft, Deltares & IHE Delft, The Netherlands. Delft, zuletzt geprüft am 12.04.2022.
- Patzke, Justus; Hesse, Roland Fritz; Witt, Markus; Nehlsen, Edgar; Fröhle, Peter (2023): Measurement and comparison of settling velocities of cohesive sediments from the German estuaries Weser

- and Ems. Best Poster Award. Unter Mitarbeit von TUHH Universitätsbibliothek. Hg. v. Intercoh2023. Inha University. Incheon, Korea.
- Patzke, Justus; Hesse, Roland Fritz; Zorndt, Anna; Nehlsen, Edgar; Fröhle, Peter (2019): Conceptual design for investigations on natural cohesive sediments from the Weser estuary. Hg. v. INTERCOH 2019. Institut für Wasserbau, TU Hamburg. Istanbul. Online verfügbar unter <https://doi.org/10.15480/882.3599>.
- Patzke, Justus; Nehlsen, E.; Fröhle, Peter; Hesse, Roland Fritz (2022a): Spatial and Temporal Variability of Bed Exchange Characteristics of Fine Sediments From the Weser Estuary. In: *Front. Earth Sci.* 10, Artikel 916056. DOI: 10.3389/feart.2022.916056.
- Patzke, Justus; Nehlsen, Edgar; Fröhle, Peter (2021b): Lab prepared sediment samples from the weser estuary - density profiles, settling & grain size curve. Unter Mitarbeit von TUHH Universitätsbibliothek.
- Patzke, Justus; Nehlsen, Edgar; Fröhle, Peter (2022b): FAUST. Analyse der Sedimentationsdynamik im Weserästuar auf Basis von Bagger- und Peildaten von 2016-2020. Abschlussbericht IV. Technische Universität Hamburg, Hamburg. Institut für Wasserbau, TUHH, zuletzt geprüft am 12.04.2022.
- Patzke, Justus; Nehlsen, Edgar; Fröhle, Peter (2022c): FAUST. Dokumentation der Messfahrten 2018 - 2021. Abschlussbericht II. Technische Universität Hamburg, Hamburg. Institut für Wasserbau, TUHH.
- Patzke, Justus; Nehlsen, Edgar; Fröhle, Peter (2022d): FAUST. Dokumentation der Versuchsstände und Versuchsergebnisse 2018 - 2022. Abschlussbericht III. Technische Universität Hamburg, Hamburg. Institut für Wasserbau, TUHH.
- Perkey, David; Smith, S.; Priestas, Anthony (2020): Erosion thresholds and rates for sand-mud mixtures. Hg. v. US Army Corps of Engineers. The U.S. Army Engineer Research and Development Center (ERDC). Vicksburg, MS. Online verfügbar unter <https://apps.dtic.mil/sti/pdfs/AD1104225.pdf>, zuletzt geprüft am 25.07.2022.
- Raudkivi, Arved J. (1998): Loose Boundary Hydraulics. Boca Raton: CRC Press.
- Ravisangar, V.; Dennett, K. E.; Sturm, T. W.; Amirtharajah, A. (2001): Effect of Sediment pH on Resuspension of Kaolinite Sediments. In: *J. Environ. Eng.* 127 (6), S. 531–538. DOI: 10.1061/(ASCE)0733-9372(2001)127:6(531).
- Reid, T.; Van Mensel, D.; Droppo, Ian G.; Weisener, C. G. (2016): The symbiotic relationship of sediment and biofilm dynamics at the sediment water interface of oil sands industrial tailings ponds. In: *Water Research* 100, S. 337–347. DOI: 10.1016/j.watres.2016.05.025.
- Richardson, J. F.; Zaki, W. N. (1954): Sedimentation and fluidisation Part 1. In: *Chemical Engineering* (32), S. 35–53.
- Roberts, Jesse; Jepsen, Rich; Gotthard, Doug; Lick, Wilbert (1998): Effects of Particle Size and Bulk Density on Erosion of Quartz Particles. 1Grad. Student; Dept. of Mech. and Envir. Engrg. Univ. of California; Santa Barbara; CA 93106. Jepsen 2Postdoctoral Fellow 3Grad. Student; CA. Member; ASCE 4Prof.; CA. In: *J. Hydraul. Eng.*, S. 1261–1267, zuletzt geprüft am 24.03.2022.
- Roß, Benjamin (2021): Experimentelle Untersuchungen zur Rheologie hochkonzentrierter Suspensionen aus dem Weserästuar. Bachelorarbeit. Technische Universität Hamburg, Hamburg. Institut für Wasserbau.

- Rouse, Hunter (1937): Modern Conceptions of the Mechanics of Fluid Turbulence. In: *T. Am. Soc. Civ. Eng.* 102 (1), S. 463–505. DOI: 10.1061/TACEAT.0004872.
- Sanford, Lawrence P.; Maa, Jerome P.-Y. (2001): A unified erosion formulation for fine sediments. In: *Marine Geology* 179 (1-2), S. 9–23. DOI: 10.1016/S0025-3227(01)00201-8.
- Schoellhamer, D. H.; Manning, A. J. (2010): Erosion characteristics and horizontal variability for small erosion depth in the Sacramento - San Joaquin River Delta, California, USA. In: *J. Geophys. Res.* 115 (C1), S. 63. DOI: 10.1029/2008JC005189.
- Schoellhamer, D. H.; Manning, Andrew James; Work, Paul A. (2017): Erosion characteristics and horizontal variability for small erosion depths in the Sacramento-San Joaquin River Delta, California, USA. In: *Ocean Dynamics* 67 (6), S. 799–811. DOI: 10.1007/s10236-017-1047-2.
- Schrottke, Kerstin; Bartholomä, Alexander (2008): Detaillierte Einblicke in die ästuarine Schwebstoffdynamik mittels hochauflösender Hydroakustik. In: *BfG Seminar*, S. 75–83, zuletzt geprüft am 25.07.2023.
- Schrottke, Kerstin; Becker, M.; Bartholomä, Alexander (2005): Bed Mobility in Weser Estuary Turbidity Zone. In: *Hydro International*, S. 1–3, zuletzt geprüft am 20.03.2023.
- Schünemann, M. (1991): A device for erosion-measurements on naturally formed, muddy sediments: the EROMES system. In: *GKSS Berichte* (18), S. 1–26.
- Schweim, Christoph (2005): Modellierung und Prognose der Erosion feiner Sedimente. Dissertation. RWTH Aachen, Aachen. Bauingenieurwesen.
- Sequoia Scientific, Inc (2022): LISST-200X User's Manual. Hg. v. Inc Sequoia Scientific.
- Shakeel, A. (2022): Rheological Analysis of Mud. Towards an implementation of the nautical bottom concept in the port of hamburg. Delft University of Technology, zuletzt geprüft am 27.09.2022.
- Shakeel, Ahmad; Kirichek, Alex; Chassagne, Claire (2019): Is density enough to predict the rheology of natural sediments? In: *Geo-Mar Lett* 39 (5), S. 427–434. DOI: 10.1007/s00367-019-00601-2.
- Shakeel, Ahmad; Kirichek, Alex; Chassagne, Claire (2020a): Rheological analysis of mud from Port of Hamburg, Germany. In: *J Soils Sediments* 20 (6), S. 2553–2562. DOI: 10.1007/s11368-019-02448-7.
- Shakeel, Ahmad; Kirichek, Alex; Chassagne, Claire (2020b): Rheological analysis of natural and diluted mud suspensions. In: *Journal of Non-Newtonian Fluid Mechanics* 286, S. 104434. DOI: 10.1016/j.jnnfm.2020.104434.
- Shakeel, Ahmad; Kirichek, Alex; Chassagne, Claire (2021): Rheology of Mud: An Overview for Ports and Waterways Applications. In: *Sediment Transport - Recent Advances [Working Title]*: IntechOpen. Online verfügbar unter <https://www.intechopen.com/online-first/rheology-of-mud-an-overview-for-ports-and-waterways-applications>.
- Shields, Albert (1936): Anwendung der Ähnlichkeitsmechanik und der Turbulenzforschung auf die Geschiebepbewegung. Technische Hochschule Berlin, Berlin. Preußische Versuchsanstalt für Wasserbau.
- Shrestha, Parmeshwar L.; Blumberg, Alan F. (2020): Cohesive Sediment Transport. In: Charles W. Finkl und Christopher Makowski (Hg.): *Encyclopedia of Coastal Science*. Cham: Springer International Publishing (Springer Nature Living Reference Earth and Environmental Science).
- Sills, Gilliane C. (1998): Development of structure in sedimenting soils. In: *Philosophical Transactions: Mathematical, Physical and Engineering Sciences* (Vol. 356), Artikel 1747, S. 2515–2534.

- Sills, Gilliane C.; Elder, Don mcG. (1986): The Transition from Sediment Suspension to Settling Bed. In: *Estuarine cohesive Sediment Dynamics* 14, S. 192–205. DOI: 10.1007/978-1-4612-4936-8_10.
- Simon, Andrew; Thomas, Robert E.; Klimetz, Lauren (2010): Comparison and Experiences with field techniques to measure critical shear stress and erodibility of cohesive deposits. Hg. v. 2nd Joint Federal Interagency Conference. National Sedimentation Laboratory; Department of Civil and Environmental Engineering. Las Vegas.
- Smith, S. Jarrell; Friedrichs, Carl T. (2015): Image processing methods for in situ estimation of cohesive sediment floc size, settling velocity, and density. In: *Limnol. Oceanogr. Methods* 13 (5), S. 250–264. DOI: 10.1002/lom3.10022.
- Soulsby, R. L. (1997): Dynamics of marine sands. A manual for practical applications. 1. publ. London: Telford.
- Soulsby, R. L. (1998): Dynamics of Marine Sands. Technical Report.: Thomas Telford. Online verfügbar unter <http://eprints.hrwallingford.com/id/eprint/412>.
- Soulsby, R. L.; Manning, A. J.; Whitehouse, Richard J. S. (2012 (2000)): Methods for predicting suspensions of mud. In: *HR Wallingford eprints*, S. 1–69. Online verfügbar unter <https://eprints.hrwallingford.com/897/>.
- Spearman, Jeremy R. (2017): An examination of the rheology of flocculated clay suspensions. Intercoh 2015. In: *Ocean Dynamics* 67 (3-4), S. 485–497. DOI: 10.1007/s10236-017-1041-8.
- Spijker, Malte (2022): Modellierung des Erosionsverhaltens von Sedimenten aus dem Weserästuar. Modelling of erosion characteristics of sediments from the Weser estuary. Technische Universität Hamburg, Hamburg. Institut für Wasserbau, zuletzt geprüft am 01.02.2022.
- Spork, Volker; Ruland, Peter; Schneider, Barbara; Köngeter, Jürgen (1995): Das Kreisgerinne, ein Gerät zur Untersuchung der Transportvorgänge feiner Sedimente. In: *Wasserwirtschaft* (85), S. 480–484.
- Stokes, George Gabriel (Hg.) (1901): Mathematical and Physical Papers // Mathematical and physical papers. Auflage 2009. Cambridge: Cambridge University Press (Cambridge library collection. Mathematics).
- Stolzenbach, Keith D.; Elimelech, Menachem (1994): The effect of particle density on collisions between sinking particles: implications for particle aggregation in the ocean. In: *Deep Sea Research Part I: Oceanographic Research Papers* (41-3), S. 469–483, zuletzt geprüft am 31.07.2023.
- Te Slaa, S. (2020): Deposition and erosion of silt-rich sediment-water mixtures. Dissertation. Delft University of Technology, Delft.
- Terzaghi, Karl (1943): Theoretical soil mechanics. New York, London: John Wiley & Sons, Ltd, zuletzt geprüft am 14.01.2019.
- Thiebot, Jérôme; Guillou, Sylvain; Brun-Cottan, Jean-Claude (2011): An optimisation method for determining permeability and effective stress relationships of consolidating cohesive sediment deposits. In: *Continental Shelf Research* 31 (10), S117-S123. DOI: 10.1016/j.csr.2010.12.004.
- Thom, Moritz; Schmidt, Holger; Wieprecht, Silke; Gerbersdorf, Sabine Ulrike (2012): Physikalische Modellversuche zur Untersuchung des Einflusses von Biofilm auf die Sohlenstabilität. In: *Wasserwirtschaft* (6), S. 32–36.
- Thomsen, Laurenz; Gust, Giselher (2000): Sediment erosion thresholds and characteristics of resuspended aggregates on the western European continental margin. In: *Deep Sea Research*

- Part I: Oceanographic Research Papers* 47 (10), S. 1881–1897. DOI: 10.1016/S0967-0637(00)00003-0.
- Thorn, M.F.C.; Parsons, J. G. (1980): Erosion of Cohesive Sediments in Estuaries: An Engineering Guide. Cranfield, England. In: *Third International Symposium On Dredging Technology*, S. 349–358.
- Tolhurst, T. J.; Black, K. S.; Paterson, D. M. (2009): Muddy Sediment Erosion: Insights from Field Studies. In: *J. Hydraul. Eng.* 135 (2), S. 73–87. DOI: 10.1061/(ASCE)0733-9429(2009)135:2(73).
- Tolhurst, T. J.; Black, K. S.; Paterson, D. M.; Mitchener, H. J.; Termaat, G. R.; Shayler, S. A. (2000): A comparison and measurement standardisation of four in situ devices for determining the erosion shear stress of intertidal sediments. In: *Continental Shelf Research* 20 (10-11), S. 1397–1418. DOI: 10.1016/S0278-4343(00)00029-7.
- Tolhurst, T. J.; Gust, G.; Paterson, D. M. (2002): The influence of an extracellular polymeric substance (EPS) on cohesive sediment stability. In: Johan Christian Winterwerp und Cees Kranenburg (Hg.): *Fine sediment dynamics in the marine environment. INTERCOH 2000*, Bd. 5. Amsterdam: Elsevier (Proceedings in Marine Science, 5), S. 409–425.
- Toorman, Erik A. (2001): Cohesive sediment transport modeling: European perspective. In: *Coastal and Estuarine Fine Sediment Processes*.
- Toorman, Erik A.; Berlamont, J. E. (1993): Mathematical modeling of cohesive sediment settling and consolidation. In: Ashish J. Mehta (Hg.): *Nearshore and Estuarine Cohesive Sediment Transport*, Vol. 42. Unter Mitarbeit von Ashish J. Mehta. Washington, D. C.: American Geophysical Union (42).
- Torfs, Hilde (1995): Erosion of mud / sand mixtures. Dissertation. Katholieke Universiteit Leuven, Leuven, Belgium. Laboratorium voor Hydraulica, zuletzt geprüft am 15.03.2022.
- Torfs, Hilde; Mitchener, H. J.; Huysentruyt, Heidi; Toorman, Erik A. (1996): Settling and consolidation of mud/sand mixtures. In: *Coastal Engineering* 29 (1-2), S. 27–45. DOI: 10.1016/S0378-3839(96)00013-0.
- USDA (1987): Soil Mechanics Level 1 - Module 3. USDA Textural Classification - Study Guide. Hg. v. United States Department of Agriculture. Soil Conservation Service. Washington, D. C.
- Van Kessel, Thijs; Van Maren, Dirk Sebastian (2013): Far-field and long-term dispersion of dredged material. Brüssel, Belgien. Proceedings of 20th WODCON Conference.
- Van Ledden, Mathijs (2002): A process-based sand-mud model. In: Johan Christian Winterwerp und Cees Kranenburg (Hg.): *Fine sediment dynamics in the marine environment. INTERCOH 2000*, Bd. 5. Amsterdam: Elsevier (Proceedings in Marine Science, 5), S. 577–594.
- Van Ledden, Mathijs (2003): Sand-mud segregation in estuaries and tidal basins. Dissertation. Technische Universiteit Delft, Delft.
- Van Ledden, Mathijs; Van Kesteren, Walther; Winterwerp, Johan Christian (2004): A conceptual framework for the erosion behaviour of sand–mud mixtures. In: *Continental Shelf Research* 24 (1), S. 1–11. DOI: 10.1016/j.csr.2003.09.002.
- Van Leussen, Wim (1994a): Estuarine macroflocs and their role in fine-grained sediment transport. Macrovlakken en hun bijdrage aan de slibtransporten in estuaria. Zugl.: Utrecht, Univ., Diss, 1994. Den Haag: Ministry of Transport Public Works and Water Management National Institute for Coastal and Marine Management (RIKZ).
- Van Leussen, Wim (1994b): Estuarine Macroflocs and Their Role in Fine-grained Sediment Transport. Dissertation.

- Van Leussen, Wim; Cornelisse, John M. (1993): The determination of the sizes and settling velocities of estuarine flocs by an underwater video system. In: *Netherlands Journal of Sea Research* 31 (3), S. 231–241. DOI: 10.1016/0077-7579(93)90024-M.
- Van Rijn, Leonardus C. (1993): Principles of sediment transport in rivers, estuaries and coastal seas. 1 Band. Utrecht: Aqua Publications, zuletzt geprüft am 03.09.2018.
- Van Rijn, Leonardus C. (1998): Principles of coastal morphology. 1 Band. Amsterdam: Aqua Publ, zuletzt geprüft am 11.03.2019.
- Van Rijn, Leonardus C. (2007): Wash load. Online verfügbar unter http://www.coastalwiki.org/wiki/Wash_load, zuletzt aktualisiert am 18.11.2023.
- Van Rijn, Leonardus C. (2016): Fluid Mud Formation. Online verfügbar unter www.leovanrijn-sediment.com, zuletzt geprüft am 01.12.2018.
- Van Rijn, Leonardus C. (2020a): Erodibility of Mud–Sand Bed Mixtures. In: *J. Hydraul. Eng.* 146 (1), S. 4019050. DOI: 10.1061/(ASCE)HY.1943-7900.0001677.
- Van Rijn, Leonardus C. (2020b): Literature review of critical bed-shear stresses for mud-sand mixtures. www.leovanrijn-sediment.com. Online verfügbar unter <https://www.leovanrijn-sediment.com/papers/Threshsandmud2020.pdf>.
- Van Rijn, Leonardus C.; Barth, Rene (2018): Settling and Consolidation of Soft Mud-Sand Layers. In: *Journal of Waterway, Port, Coastal and Ocean Engineering*, zuletzt geprüft am 23.09.2021.
- Vowinkel, Bernhard; Zhao, Kupeng; Leiping, Ye; Manning, A. J.; Hsu, Tian-Jian; Meiburg, Eckart; Bai, Bofeng (2022): Physics of Cohesive Sediment Flocculation and Transport: State-of-the-Art Experimental and Numerical Techniques. In: Andrew J. Manning (Hg.): *Sediment Transport - Recent Advances*: IntechOpen, zuletzt geprüft am 09.01.2023.
- W. B. Dade, R. L. Self N. (1996): The Effects of Bacteria on the Flow Behavior of Clay-Seawater Suspensions. In: *Journal of Sedimentary Research* Vol. 66. DOI: 10.1306/D42682A7-2B26-11D7-8648000102C1865D.
- Wehr, Denise (2012): An isopycnal numerical model for the simulation of fluid mud dynamics. Zugl.: Neubiberg, Univ. der Bundeswehr München, Diss., 2012. Aachen: Shaker (Mitteilungen / Universität der Bundeswehr, München, Institut für Wasserwesen, 115), zuletzt geprüft am 24.09.2018.
- Weilbeer, Holger; Winterscheid, Axel; Strotmann, Thomas; Entelmann, Ingo; Shaikh, Suleman; Vaessen, Bernd (2021): Analyse der hydrologischen und morphologischen Entwicklung in der Tideelbe für den Zeitraum von 2013 bis 2018. 73. DOI: 10.18171/1.089104.
- Wengrove, Meagan E.; Foster, Diane L.; Kalnejais, Linda H.; Percuoco, Vincent; Lippmann, Thomas C. (2015): Field and laboratory observations of bed stress and associated nutrient release in a tidal estuary. In: *Estuarine, Coastal and Shelf Science* 161, S. 11–24. DOI: 10.1016/j.ecss.2015.04.005.
- Wentworth, Chester K. (1922): A Scale of Grade and Class Terms for Clastic Sediments. In: *The Journal of Geology* (30), S. 377–392. Online verfügbar unter https://www.jstor.org/stable/pdf/30063207.pdf?refreqid=fastly-default%3A554be64aabb23a9ee210303565cf810&ab_segments=&origin=&initiator=&acceptTC=1, zuletzt geprüft am 28.07.2024.
- Whitehouse, Richard J. S.; Soulsby, R. L.; Spearman, Jeremy R.; Roberts, William; Mitchener, H. J. (2000): Dynamics of estuarine muds. A manual for practical applications. London: Telford.

- Wiberg, Patricia L.; Law, Brent A.; Wheatcroft, Robert A.; Milligan, Timothy G.; Hill, Paul S. (2013): Seasonal variations in erodibility and sediment transport potential in a mesotidal channel-flat complex, Willapa Bay, WA. In: *Continental Shelf Research* 60, S185-S197. DOI: 10.1016/j.csr.2012.07.021.
- Winterwerp, Johan Christian (1989): Flow induced erosion of cohesive beds. A literature survey. Hg. v. Rijkswaterstaat. Delft Hydraulics. Lelystad, zuletzt geprüft am 26.02.2022.
- Winterwerp, Johan Christian (1999): On the dynamics of high-concentrated mud suspensions. Technische Universität Delft, Delft, zuletzt geprüft am 06.11.2018.
- Winterwerp, Johan Christian; Kranenburg, Cees (1997): Erosion of Fluid Mud Layers II. Experiments and Model Validation. In: *J. Hydraul. Eng.* 123 (6), S. 512–519. DOI: 10.1061/(ASCE)0733-9429(1997)123:6(512).
- Winterwerp, Johan Christian; Van Kessel, Thijs (2003): Siltation by sediment-induced density currents. In: *Ocean Dynamics* 53 (3), S. 186–196. DOI: 10.1007/s10236-003-0038-7.
- Winterwerp, Johan Christian; Van Kessel, Thijs; Van Maren, Dirk Sebastian; van Prooijen, Bram C. (2021): *Fine Sediment in Open Water*: World Scientific Pub. Co (55).
- Winterwerp, Johan Christian; Van Kesteren, Walther (2004a): 10 - Biological Effects. In: Johan Christian Winterwerp und Walther Van Kesteren (Hg.): *Introduction to the Physics of Cohesive Sediment in the Marine Environment*, Bd. 56: Elsevier (Developments in Sedimentology), S. 383–396. Online verfügbar unter <http://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S0070457104800116>.
- Winterwerp, Johan Christian; Van Kesteren, Walther (2004b): 3 - The Nature of Cohesive Sediment. In: Johan Christian Winterwerp und Walther Van Kesteren (Hg.): *Introduction to the Physics of Cohesive Sediment in the Marine Environment*, Bd. 56: Elsevier (Developments in Sedimentology), S. 29–85. Online verfügbar unter <http://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S0070457104800049>.
- Winterwerp, Johan Christian; Van Kesteren, Walther (2004c): 4 - Flocculation Processes. In: Johan Christian Winterwerp und Walther Van Kesteren (Hg.): *Introduction to the Physics of Cohesive Sediment in the Marine Environment*, Bd. 56: Elsevier (Developments in Sedimentology), S. 87–119. Online verfügbar unter <http://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S0070457104800050>.
- Winterwerp, Johan Christian; Van Kesteren, Walther (2004d): 5 - Settling and Sedimentation. In: Johan Christian Winterwerp und Walther Van Kesteren (Hg.): *Introduction to the Physics of Cohesive Sediment in the Marine Environment*, Bd. 56: Elsevier (Developments in Sedimentology), S. 121–159. Online verfügbar unter <http://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S0070457104800062>.
- Winterwerp, Johan Christian; Van Kesteren, Walther (2004e): 6 - Sediment-Fluid Interaction. In: Johan Christian Winterwerp und Walther Van Kesteren (Hg.): *Introduction to the Physics of Cohesive Sediment in the Marine Environment*, Bd. 56: Elsevier (Developments in Sedimentology), S. 161–210. Online verfügbar unter <http://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S0070457104800074>.
- Winterwerp, Johan Christian; Van Kesteren, Walther (2004f): 7 - Self-Weight Consolidation. In: Johan Christian Winterwerp und Walther Van Kesteren (Hg.): *Introduction to the Physics of Cohesive Sediment in the Marine Environment*, Bd. 56: Elsevier (Developments in Sedimentology), S. 211–

251. Online verfügbar unter
<http://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S0070457104800086>.
- Winterwerp, Johan Christian; Van Kesteren, Walther (2004g): 9 - Erosion and Entrainment. In: Johan Christian Winterwerp und Walther Van Kesteren (Hg.): *Introduction to the Physics of Cohesive Sediment in the Marine Environment*, Bd. 56: Elsevier (Developments in Sedimentology), S. 343–381. Online verfügbar unter
<http://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S0070457104800104>.
- Winterwerp, Johan Christian; Van Kesteren, Walther (Hg.) (2004h): *Introduction to the Physics of Cohesive Sediment in the Marine Environment*: Elsevier (Developments in Sedimentology).
- Winterwerp, Johan Christian; Van Kesteren, Walther; van Prooijen, Bram C.; Jacobs, Walter (2012): A conceptual framework for shear flow-induced erosion of soft cohesive sediment beds. In: *J. Geophys. Res.* 117 (C10), n/a-n/a. DOI: 10.1029/2012JC008072.
- Witt, M.; Patzke, J.; Nehlsen, E.; Fröhle, P. (2024): Deriving erosion thresholds of freshly deposited cohesive sediments from the port of Hamburg using a closed microcosm system. In: *Front. Mar. Sci.* 11, Artikel 1386081. DOI: 10.3389/fmars.2024.1386081.
- Wolanski, Eric; Asaeda, Takashi; Imberger, Jorg (1989): Mixing across a lutocline. In: *Limnology & Oceanography* 34 (5), S. 931–938. DOI: 10.4319/lo.1989.34.5.0931.
- Wolanski, Eric; Elliott, Michael (2016): Estuarine sediment dynamics. In: *Estuarine Ecohydrology*: Elsevier, S. 77–125, zuletzt geprüft am 15.03.2022.
- Worall, W.; Tuliani, S. (1964): Viscosity changes during the ageing of clay-water suspensions. In: *Transactions of the British Ceramic Society* (63), S. 167–185.
- Work, Paul A.; Schoellhamer, D. H. (2018): Measurements of Erosion Potential using Gust Chamber in Yolo Bypass near Sacramento, California. Hg. v. US Geological Survey, US Department of the Interior und California Department of Water Resources. US Geological Survey. Reston, Virginia, zuletzt geprüft am 22.08.2019.
- Wu, Weiming; Perera, Chamil; Smith, Jarrell; Sanchez, Alejandro (2018): Critical shear stress for erosion of sand and mud mixtures. In: *Journal of Hydraulic Research* 56 (1), S. 96–110. DOI: 10.1080/00221686.2017.1300195.
- Wurpts, Rewert; Torn, Patrick (2005): 15 Years Experience with Fluid Mud: Definition of the Nautical Bottom with Rheological Parameters. In: *Terra et Aqua* (99), zuletzt geprüft am 07.03.2023.
- Wyrwa, Jens (2003): Turbulenzmodellierung für stabil dichtegeschichtete Strömungen bei der Simulation des Transports von kohäsiven Sedimenten in Ästuaren. Dissertation. Technische Universität Berlin, Berlin. Fakultät für Verkehrs- und Maschinensysteme.
- You, Zai-Jin (2004): The effect of suspended sediment concentration on the settling velocity of cohesive sediment in quiescent water. In: *Ocean Engineering* 31 (16), S. 1955–1965. DOI: 10.1016/j.oceaneng.2004.05.005.
- Zhu, Lixuan; Sun, Ning; Papadopoulos, Kyriakos; Kee, Daniel de (2001): A slotted plate device for measuring static yield stress. In: *Journal of Rheology* 45 (5), S. 1105–1122. DOI: 10.1122/1.1392299.

Abbildungsverzeichnis

Abbildung 1.1-1: Ästuarine Sedimenttransportprozesse nach Wolanski (2007)	2
Abbildung 2.1-1: Schematische Darstellung des Gesamtkonzeptes	13
Abbildung 3.1-1: Schematische Darstellung des Sedimenttransportkreislaufs in der Trübungszone eines Ästuars, erweitert nach Hesse (2019).....	18
Abbildung 3.1-2: Sand-Schluff-Ton-Dreieck nach van Ledden et al. (2004).....	21
Abbildung 3.2-1: Einflussfaktoren der Erodibilität kohäsiver Sedimente; erweitert nach Grabowski et al. (2011)	29
Abbildung 3.4-1: Effektive Sinkgeschwindigkeiten und assoziierter Depositionsfluss in Abhängigkeit der Sedimentkonzentration nach (Mehta und McAnally 2008)	44
Abbildung 3.5-1: Schematische Darstellung der Bildung eines Sedimentbettes aus einer hochkonzentrierten Suspension, erweiterte Kombination aus (Been und Sills 1981; Winterwerp und Van Kesteren 2004f; de Boer et al. 2007)	56
Abbildung 3.6-1: Scherspannung nichtnewton'scher Fluide (Haba 2013a).....	64
Abbildung 3.6-2: Viskosität nichtnewton'scher Fluide (Haba 2013b).....	64
Abbildung 3.6-3: Theoretischer Verlauf der Modellfunktion nach (Shakeel 2022)	66
Abbildung 4.1-1: Terminologie und Klassifizierung von kohäsiven Sedimentgemischen	74
Abbildung 4.1-2: Klassifizierung der Suspensions- und Ablagerungstypen kohäsiver Sedimente und Klassenzuordnung von Bodenaustauschprozessen	76
Abbildung 4.3-1: Konzeptionelle Darstellung zur modellbasierten Beschreibung der Bodenaustauschprozesse.....	83
Abbildung 5.1-1: Hovmoeller-Darstellung der aus Bagger- und Peildaten generierten Sohländerungsraten über die Zeit, (Patzke et al. 2022b).....	87
Abbildung 5.1-2: Modellerte und gemessene Zeitreihen der SPM-Konzentration und der Strömungsgeschwindigkeiten an der Station Nordenham, aus (Kösters et al. 2018).....	89
Abbildung 5-4: Anteile der Kornfraktionen entlang des Weserästuars, aus BfG (2014c).....	90
Abbildung 5.3-1: Untersuchungsgebiet und Standorte zur Sedimententnahme, aus (Patzke et al. 2022a).....	92
Abbildung 5.2-2: Strömungsgeschwindigkeiten und Wasserstände bei den Kampagnen MW-I bis MW-III, Messdaten der WSV©	93
Abbildung 5.2-3: Visueller Eindruck von Naturproben kurz nach der Entnahme	93
Abbildung 5.2-4: Messdaten der Multiparametersonde Aanderaa Seaguard® des WSV©: der Kampagnen MW-I bis MW-III an den Standorten im Blexer Bogen und in Nordenham	95
Abbildung 5.3-1: Schwerkraftkernsammler, aus (Patzke et al. 2022a)	97

Abbildung 5.3-2: Skizze des Schwerkraftkernsammlers.....	97
Abbildung 5.3-3: Einordnung der Mittelwerte von Wesersedimenten im Korndreieck.....	101
Abbildung 5.3-5: Feststoffabhängige Fließ- und Viskositätskurven sowie Modellparametrisierungen	105
Abbildung 5.3-6: Modellbasierte Fließgrenzen τ_F für Proben der Standorte BB (A) und NH (B) ..	108
Abbildung 5.4-1: Teilkonzept für Laboruntersuchungen und Gliederung dieses Kapitels.....	110
Abbildung 6.1-1: Zeitliche Entwicklung der Lage der Lutokline bei Reproduktionsversuchen mit Laborproben.....	113
Abbildung 6.2-1: Methodik des offenen Mikrokosmossystems	116
Abbildung 6.2-2: Methodik des geschlossenen Mikrokosmossystems.....	116
Abbildung 6.2-3: Verfahren zur Bestimmung der kritischen Erosionsschubspannung aus Erosionsversuchen	119
Abbildung 6.2-4: Schematischer Verlauf der Entwicklung der Sedimentkonzentration C und der Erosionsrate E während eines Erosionsversuchs	121
Abbildung 6.2-7: Verlauf der SSC und der Erosionsrate von Einzelversuchen, $\rho_0 = 1060 \text{ kg/m}^3$, aus (Patzke et al. 2022a).....	126
Abbildung 6.2-8: Verlauf der SSC und der Erosionsrate von Einzelversuchen, $\rho_0 = 1125 \text{ kg/m}^3$, aus (Patzke et al. 2022a).....	126
Abbildung 6.2-9: Konzentrationsverlauf und Erosionsrate der Naturproben, aus (Patzke et al. 2022a)	129
Abbildung 6.2-10: Vergleich der Erosionsverläufe von Natur (blau) und an Laborproben	130
Abbildung 6.2-11: Erosionsverhalten in Abhängigkeit des initialen Feststoffanteils.....	132
Abbildung 6.2-12: Einfluss der Absetzzeit auf die Erosionsraten E_{avg} und E_{max} (FSm-Proben).	133
Abbildung 6.2-13: Einfluss einer Absetzzeit auf die Erosionsrate (FSs-Proben)	135
Abbildung 6.2-14: Erosionsparameter und Modellanpassungen als Funktion des Feststoffanteils ϕ_s : (A) kritische Sohlschubspannung für Flockenerosion τ_{cr} , EF (B) kritische Sohlschubspannung für Massenerosion τ_{cr} , EM.....	139
Abbildung 6.2-15: Aus Erosionsversuchen abgeleitete Flockenerosionsrate in Abhängigkeit des Feststoffanteils mit Absetzzeiten von 0 bis 24 h bei Suspensionstyp Flüssigschlick mobil (FSm) .	140
Abbildung 6.2-16: Vergleich der Erosionsrate in Laborversuchen und Modellparametrisierungen nach nach Partheniades (1965), Parchure und Mehta (1985) sowie Sanford und Maa (2001)	141
Abbildung 6.2-17: Anpassungsparameter der Funktion $E = aebx$ mit unb. Wertebereich	143
Abbildung 6.2-18: Anpassungsparameter der Funktion $E = aebx$ mit beschr. Wertebereich.....	143
Abbildung 6.2-20: Erosionsrate nach Partheniades und nach Patzke	145
Abbildung 6.3-1: Schema der ultraschallbasierten Sinkgeschwindigkeitsbestimmung.....	146
Abbildung 6.3-2: Raum-Zeit-Entwicklung der Sinkgeschwindigkeiten in einer Absinksäule	149
Abbildung 6.3-3: Zeitliche Entwicklung der Sinkgeschwindigkeiten im Tiefenprofil	149
Abbildung 6.3-4: Depositionsverhalten in einem Beispielversuch	151

Abbildung 6.3-5: Mittlere Geschwindigkeitstiefenprofile in Abh. der Initialkonzentration	153
Abbildung 6.3-6: Effektive Sinkgeschwindigkeiten $w_{s,eff}$ in Abhängigkeit von Salzgehalt und Sedimentkonzentration.....	154
Abbildung 6.3-7: Depositionsraten in Abh. der Sedimentkonzentration.....	154
Abbildung 6.3-8: Parametrisierte Modellfunktionen zur Beschreibung effektiver Sinkgeschwindigkeiten	156
Abbildung 6.4-1: Versuchsaufbau zur Bestimmung von Dichtetiefenprofilen	159
Abbildung 6.4-2: Tiefenprofile der Gesamtdichte ρ_b von Naturproben	165
Abbildung 6.4-3: Zeitliche Entwicklung der Dichtetiefenprofile und der Lage der Lutokline von Laborproben, aus (Patzke et al. 2022a).....	166
Abbildung 6.4-4: Vergleich der Feststoffanteilstiefenprofile von Natur- und Laborproben	167
Abbildung 6.4-5: Verlauf der Lage der Lutokline in Laborversuchen nach Initialdichte ρ_0	168
Abbildung 6.4-6: Modellparametrisierungen zur Abbildung des Konsolidierungsverhaltens anhand von Lutoklinenverläufen, BB-Proben	170
Abbildung 6.4-7: Modellparametrisierungen zur Abbildung des Konsolidierungsverhaltens anhand von Lutoklinenverläufen, NH-Proben.....	171
Abbildung 6.4-9: Aus Modellparametrisierungen abgeleitete Konsolidierungsgeschwindigkeiten	173
Abbildung 6.4-9: Anpassungsparameter der Modellfunktionen (3.37), (3.39) und (3.21)	175
Abbildung 7.1-1: Modellierte Wasserstände, Sohlschubspannungen, Fließgeschwindigkeiten und Sedimentkonzentrationen der Jahre 2016 und 2019	177
Abbildung 7.1-2: Erosions- und Depositionsraten bei Anwendung des Modellkonzepts der vorliegenden Arbeit.....	179
Abbildung 7.2-1: Tiefenprofile bodenmech. Parameter für geschichtete Schlicksuspensionen und -Ablagerungen aus Nordenham	182
Abbildung 7.2-2: Tiefenprofile der Dichte und der modellbasiert bestimmten Parameter Sinkgeschwindigkeit, Permeabilität, krit. Erosionsschubspannung und Fließgrenze	184
Abbildung 7.2-3: Schematische Darstellung zur Erklärung der Effekte zur Entstehung einer Schlicksohle	188
Abbildung A-1: Zeitlicher Verlauf versch. Einflussgrößen auf die Sedimentationsdynamik im Weserästuar, aus (Patzke et al. 2022b);.....	XXXIV
Abbildung A-2: Korrelationsmatrix für Daten des Abschnitts Bleker Bogen;.....	XXXV
Abbildung A-2: Korrelationsmatrix für Daten des Abschnitts Nordenham;.....	XXXVI
Abbildung D-1: Parametrisierung des Worall-Tuliani-Ansatzes erweitert nach Malcherek (2010b)	XLIV
Abbildung E-1: WOBS-Trübungssonden.....	XLIX
Abbildung E-2: Dichtemessgerät DMA 35 Standard der Firma Anton Paar®	XLIX
Abbildung E-4: Gemessene Erosionsrate und nach Partheniades und nach Patzke berechnete Erosionsrate	LVII

Abbildung F-1: Parametrisierte Modellfunktionen für Sinkgeschwindigkeiten bei 2 psu	LIX
Abbildung F-2: Parametrisierte Modellfunktionen für Sinkgeschwindigkeiten bei 6,5 psu	LX
Abbildung F-3: Parametrisierte Modellfunktionen für Sinkgeschwindigkeiten bei 15,5 psu	LXI
Abbildung F-4: Parametrisierte Modellfunktionen für Sinkgeschwindigkeiten bei 28,5 psu	LXII

Tabellenverzeichnis

Tabelle 3.1.1: Klassifizierung von Sedimenten nach Wentworth-Skala (1922) und McAnally und Mehta (2009)	20
Tabelle 3.2.1: Parameter für den Bodenaustausch nach Hesse (2020)	40
Tabelle Tabelle 3.4.1: Übersicht zur Terminologie und Kategorisierung kohäsiver Sedimentgemische in der Literatur	48
Tabelle 4.1.1: Definition und Zusammenhang zwischen feststoffbezogenen Materialkennwerten kohäsiver Sedimente, nach (Whitehouse et al. 2000) bzw. (Te Slaa 2020)	78
Tabelle 5.3.1: Rahmenbedingungen und Probeneigenschaften bei rheologischen Untersuchungen	103
Tabelle 6.2.1: Ergebnisse der Versuche mit Naturproben und im Labor hergestellten Proben (zwei Dichtebereiche und vier Absetzzeiten), aus.....	136
Tabelle 6.2.2: Modellparameter der Parametrisierungen für Flocken- und Massenerosion	139
Tabelle 6.2.3: Parameter zur Modellierung der Erosion kohäsiver Wesersedimente nach Parchure und Mehta (1985) sowie Sanford und Maa (2001)	142
Tabelle 6.3.1: Übersicht der Versuchsreihen zum Depositionsverhalten	150
Tabelle 6.3.3: Zusammenfassung der Parametrisierungen für Sinkgeschwindigkeitsmodelle nach Raudkivi (1998), Winterwerp (2021) und Wolanski (1989).....	157
Tabelle 6.4.1: Übersicht über die Versuchsreihen zur Bestimmung von Dichtetiefenprofilen.....	163
Tabelle 6.4.2: Übersicht über die Versuchsreihen zur Beschreibung des Konsolidierungsverhaltens	163
Tabelle 6.4.3: Mittlere Anteile der Kornfraktionen der untersuchten Wesersedimente	169
Tabelle 6.4.4: Material- und Anpassungsparameter zur Sinkgeschwindigkeits- und Konsolidierungsmodellierung.....	172
Tabelle 7.1.1: Erodierte und deponierte Gesamtmasse über eine Tide	180
Tabelle B.1: Übersicht über die Rahmen- und Umweltbedingungen der Mess- und Entnahmekampagnen im Weserästuar.....	XXXVII
Tabelle C.2: Zusammenfassung der bodenmechanischen Größen für Sedimente des Entnahmestandorts Nordenham.....	XXXIX
Tabelle C.1: Zusammenfassung der bodenmechanischen Größen für Sedimente des Entnahmestandorts im Blexer Bogen.....	XXXIX
Tabelle C.2: Zusammenfassung der bodenmechanischen Größen für Sedimente des Entnahmestandorts Nordenham.....	XLI
Tabelle D.1: Parametersatz der Oberflächenanpassung des von Malcherek erweiterten Worall-Tuliani-Modells (vgl. Gleichung (3.6.6)).....	XLIV

Tabelle D.2: Ergebnisse der Modellparametrisierungen nach Hershel-Bulkley, nach Worall-Tuliani und nach Shakeel auf Basis von CSS-Rotationsversuchen mit Teilproben von BB-21	XLV
Tabelle D.3: Ergebnisse der Modellparametrisierungen nach Hershel-Bulkley, nach Worall-Tuliani und nach Shakeel auf Basis von CSS-Rotationsversuchen mit Teilproben von von NH-21.....	XLVI
Tabelle E.1 Zusammenfassung der Rahmenbedingungen der Erosionsversuche.....	LIII
Tabelle G.1: Rahmenbedingungen der Laboruntersuchungen zum Konsolidierungsverhalten und Ergebnisse der Modellparametrisierungen.....	LXIII

Gleichungsverzeichnis

(3.2.1.) Kritischer Shields-Parameter	32
(3.2.2.) Kritische Erosionsschubspannung nach Thorn und Parsons (1980)	33
(3.2.3.) Kritische Erosionsschubspannung nach Mitchener et al. (1996)	33
(3.2.4.) Kritische Erosionsschubspannung nach Van Ledden (2003)	33
(3.2.5.) Kritische Erosionsschubspannung nach Ahmad et al (2011)	34
(3.2.6.) Kritische Erosionsschubspannung nach Chen et al. (2018)	34
(3.2.7.) Kritische Erosionsschubspannung nach Chen et al. (2021)	34
(3.2.8.) Erosionsrate nach Partheniades (1962), dimensionslos	35
(3.2.9.) Erosionsrate nach Ariathurai (1974)	35
(3.2.10.) Erosionsrate nach Partheniades (1962), dimensionsbehaftet	35
(3.2.11.) Erosionsrate nach Sanford und Maa (2001)	36
(3.2.13.) Erosionsrate nach Schweim (2005)	36
(3.2.13.) Massenerosionsrate nach Mehta (2014)	36
(3.2.14.) Massenerosionsrate nach Ariathurai und Krone (1977)	36
(3.3.1.) Transportrate, aus Whitehouse et al. (Whitehouse et al. 2000)	42
(3.4.1.) Sinkgeschwindigkeit nach Stokes (1901)	49
(3.4.2.) Konzentrationsverteilung nach Dyer (Dyer 1990)	50
(3.4.3.) Flockenmasse nach Kranenburg (1994)	50
(3.4.4.) Flockensinkgeschwindigkeit nach Winterwerp et al. (2021)	50
(3.4.5.) Eff. Sinkgeschwindigkeit für flockuliertes Absinken nach (Raudkivi 1998)	51
(3.4.6.) Eff. Sinkgeschwindigkeit für beh. Absinken nach Richardson und Zaki (1954)	51
(3.4.7.) Eff. Sinkgeschwindigkeit für beh. Absinken nach Winterwerp et al. (2004d)	51
(3.4.8.) Gelkonzentration nach Winterwerp et al. (2021)	52
(3.4.9.) Eff. Sinkgeschwindigkeit nach Soulsby (2012 (2000))	52
(3.4.10.) Eff. Sinkgeschwindigkeit nach Wolanski et al. (1989)	52
(3.4.11.) Depositionsrates aus tiefengemittelter SSC	52
(3.4.12.) Depositionsrates nach Krone (1962)	53
(3.4.13.) Depositionsrates nach Van Kessel und Van Maren (2013)	53
(3.4.14.) Depositionsrates nach Wolanski et al. (1989)	53
(3.4.13.) Depositionsrates nach Ockenden (1993)	54

(3.5.5.) Kontinuitätsgleichung Sinkgeschwindigkeit und Geschwindigkeit Fluid	58
(3.5.6.) Allgemeine Gibson-Gleichung (Gibson et al. 1967; 1981)	58
(3.5.7.) Gibson-Gleichung in Eulerkoordinaten	59
(3.5.8.) Eff. Sinkgeschwindigkeit für behindertes Absinken Winterwerp (2021)	60
(3.5.9.) Empirischer Zusammenhang bzgl. fraktale Dimension n_f	60
(3.5.10.) Lutoklinenentwicklung nach Merckelbach und Kranenburg (2004b)	60
(3.5.11.) Permeabilität k nach	60
(3.5.12.) Dichteprofil im Gleichgewichtszustand	60
(3.5.13.) Sedimenthöhe nach Konsolidierungsende	60
(3.6.1.) Rheologisches Modell eines Newton-Fluids	64
(3.6.2.) Rheologisches Modell eines Bingham-Fluids (1922)	64
(3.6.3.) Rheologisches Modell eines Herschel-Bulkley-Fluids (1926)	65
(3.6.4.) Rheologisches Modell nach Toorman (1997)	65
(3.6.5.) Strukturparameter rheologischer Modelle	65
(3.6.6.) Rheologisches Modell nach Worall-Tuliani, erw. von Malcherek (2010b)	65
(3.6.7.) Rheologisches Modell nach Shakeel et al. (2021)	65
(4.1.1.) Korndichte	78
(4.1.2.) Wasserdichte	78
(4.1.3.) Gesamtdichte	78
(4.1.4.) Sedimentkonzentration bzw. Trockendichte	78
(4.1.5.) Feststoffanteil	78
(4.2.1.) Nettomassenaustausch am Übergang von Wasser zu Sohle	79
(4.2.2.) Erosionsrate nach Mehta (1994)	80
(4.2.3.) Depositionsrate nach Krone (1962)	80
(4.3.1.) Bodenaustauschformulierung dieser Arbeit, Ansatz 1	83
(5.2.1.) Sedimentkonzentration aus NTU Daten nach Grünler (2018)	93
(5.3.1.) Wassergehalt nach DIN EN ISO 17892-1	99
(5.3.2.) Glühverlust nach DIN 18128	99
(5.3.3.) Fließgrenze für Sedimente vom Blexer Bogen	108
(5.3.4.) Fließgrenze für Sedimente aus Nordenham	108
(6.1.1.) Gesamtdichte aus zwei Gemischen	112
(6.2.1.) Erosionsrate nach Patzke	143
(7.2.1.) Sandanteil in Abhängigkeit des Feststoffanteils	183
(7.2.2.) Tonanteil in Abhängigkeit des Feststoffanteils	183
(E.1.) Schubspannungsgeschwindigkeit im GEMS	XLVII

(E.2.) Pumprate im GEMS.....	XLVII
(E.3.) Kritische Sohlschubspannung im GEMS.....	XLVIII
(E.4.) Logistische Funktion.....	L
(E.5.) Erodierter Sedimentmasse bei Erosionsversuchen.....	L
(E.6.) Suspensionsvolumen im C-GEMS.....	L
(E.7.) Erosionsrate nach C-GEMS Methode.....	L
(E.8.) Erosionstiefe nach C-GEMS Methode.....	L

Symbolverzeichnis

Symbol	Einheit	Beschreibung
a	[m]	Referenzabstand im Rouse-Profil bei $C(z = a)$
a_w, b_w, m_w, n_w	[-]	Empirische Koeffizienten nach Wolanski et al. (1989)
A	[J/m ²]	Anpassungsparameter nach Chen et al. (2021)
A_e	[m ²]	Oberfläche der Lutokline im Probenzylinder
B_0	[kg/m ² s]	Sedimentationskoeffizient Fluff-Layer nach Hesse (2020)
B_1	[1/s]	Sedimentationskoeffizient Fluff-Layer nach Hesse (2020)
C	[kg/m ³]	Konzentration suspendierter Sedimente
C_0	[kg/m ³]	Initiale Sedimentkonzentration, z.B. zu Versuchsbeginn
C_b	[kg/m ³]	Sohnlahe Sedimentkonzentration
C_{bg}	[kg/m ³]	Hintergrundsedimentkonzentration bei Erosionsversuchen
C_{cr}	[kg/m ³]	Kritische Sedimentkonzentration
C_D	[-]	Widerstandsbeiwert
C_{end}	[kg/m ³]	Sedimentkonzentration bei Versuchsende
C_h	[kg/m ³]	Sedimentkonzentration an der Grenze behinderten Absinkens
C_{gel}	[kg/m ³]	Sedimentkonzentration am Gelpunkt
C_{ini}	[kg/m ³]	Initiale Sedimentkonzentration in der Messkammer des MK
C_{lim}	[kg/m ³]	Grenzkonzentration für den Abbruch von Erosionsversuchen
$C_{D,max}$	[kg/m ³]	Sedimentkonzentration bei maximaler Depositionsrate
C_{trans}	[kg/m ³]	Grenzkonzentration für die Transition vom flockulierten zum behinderten Absinken
$C_{trans,mod}$	[kg/m ³]	Grenzkonzentration für die Transition vom flockulierten zum behinderten Absinken aus Ansatz nach Wolanski et al (1989)
$C_{trans,RkWw}$	[kg/m ³]	Grenzkonzentration für die Transition vom flockulierten zum behinderten Absinken abgeleitet aus Optimierung der Ansätze nach Raudkivi (1998) und Winterwerp (2021)
d	[mm]	(mittlerer) Partikeldurchmesser
d_s	[mm]	Mittlerer Partikeldurchmesser von Sandpartikeln
d_m	[mm]	Mittlerer Partikeldurchmesser von Schlickpartikeln
d_e	[mm]	Flockendurchmesser, effektiv
dh	[m]	Höhenänderung (z.B. der Lage der Lutokline)
D	[kg/m ² s]	Depositionsrate
D_f	[m]	Durchmesser einer Flocke
D_{max}	[kg/m ² s]	Maximale Depositionsrate
D_{mol}	[m ² /s]	Molekularer Diffusionskoeffizient (Stoffeigenschaft)
D_p	[m]	Durchmesser eines Primärpartikels
D_{turb}	[m ² /s]	Turbulenter Diffusionskoeffizient (Strömungseigenschaft)
D_*	[-]	Flockendurchmesser, dimensionslos

Symbol	Einheit	Beschreibung
e	[-]	Hohlraumanteil, $e = (1 - \phi_s) / \phi_s$
E_i	[-]	Empirische Koeffizienten bei Erosionsformulierungen
E	[kg/m ² s]	Erosionsrate
E_0	[kg/m ² s]	Erosionsrate nach Partheniades bei $\tau_b = 2\tau_{cr,EF}$
E_{avg}	[kg/m ² s]	Mittlere Erosionsrate einer Belastungsstufe
E_F	[kg/m ² s]	Erosionsrate bei Flockenerosion
$E_{cr,F}$	[kg/m ² s]	Kritische Erosionsrate zur Flockenerosion
E_{max}	[kg/m ² s]	Maximale Erosionsrate einer Belastungsstufe
E_M	[kg/m ² s]	Erosionsrate bei Massenerosion
$E_{M,0}$	[kg/m ² s]	Massenerosionsrate nach Mehta (2014) bei $\tau_b = 2\tau_F$
E_m	[kg/m ² s]	Erosionsrate von Schlick (Mud)
F_D	[N]	Strömungswiderstand
F_e	[kg]	Ästuariner Bruttosedimentexport je Ebbe
F_i	[kg]	Ästuariner Bruttosedimentimport je Flut
F_G	[N]	Gravitationskraft
F_{net}	[kg]	Bruttosedimenttransport
g	[m/s ²]	Erdbeschleunigung ($\sim 9,81$ m/s ²)
h	[m]	Wassertiefe, Sediment- oder Suspensionshöhe
h_{final}	[m]	Sedimenthöhe bei Abschluss der Konsolidierung
k	[m/s]	Permeabilität
K_k	[m/s]	Empirischer Anpassungsparameter der Konsolidierung
K_p	[m/s]	Empirischer Anpassungsparameter der Permeabilität
m	[kg/m ²]	Erodierte Gesamtmasse
m_f	[kg]	Masse einer Flocke
m_d	[kg]	Masse der getrockneten Probe
m_{Gl}	[kg]	Masse der geglühten Probe
m_w	[kg]	Masse der feuchten Probe
M_0	[s/m]	Erodibilitätskoeffizient Fluff-Layer nach Hesse (2020)
M_1	[ms/kg]	Erodibilitätskoeffizient Fluff-Layer nach Hesse (2020)
M_B	[kg/m ² s]	Erodibilitätskoeffizient Bed-Layer nach Hesse (2020)
M_D	[kg]	Deponierte Gesamtmasse
M_E	[kg]	Erodierte Gesamtmasse
M_{Net}	[kg/m ² s]	
n_p	[-]	Porosität $n_p = 1 - \phi_s$
n	[-]	Empirischer Parameter, $n = 2/(3 - n_f)$
n_f	[-]	Fraktale Dimension
n_{MK}	[s ⁻¹]	Drehzahl im Mikrokosmos
p	[-]	Anteil
p_d	[-]	Reduktionskoeffizient zur Depositionsberechnung
p_D	[-]	Anteil deponierten Sediments
p_e	[Pa]	Porenwasserüberdruck

Symbol	Einheit	Beschreibung
p_h	[-]	Hydrostatischer Druck
p_m	[-]	Schlickanteil
p_{sf}	[-]	Schluffanteil
p_s	[-]	Sandanteil
p_T	[-]	Tonanteil
$p_{T,krit}$	[-]	Kritischer Tonanteil für dominant kohäsives Verhalten
$p_{m,cr}$	[-]	Kritischer Schlickanteil für dominant kohäsives Verhalten
p_w	[-]	Porenwasserdruck
Q	[m ³ /s]	Durchfluss bzw. Pumprate im Mikrokosmos
Q_s	[kg/s]	Sedimenttransportrate, lateral
Q_{Int}	[m ³ /s]	Abfluss am Pegel Intschede
Re_p	[-]	Partikelraynolds-Zahl, $Re_p = (u_c d)/\nu$
R	[-]	Rouse-Parameter, $R = \frac{w_s}{\kappa * u^*}$
s_E	[-]	Standardabweichung bei Erosionsversuchen
S	[psu]	Salzgehalt
Sc_t	[-]	Schmidt-Zahl
t_B	[Min]	Belastungsstufendauer bei Experimenten
t_{Umw}	[Min]	Zeit, die der Mikrokosmos zum Umwälzen des Wassers im MK benötigt
t_{kp}	[s]	Beginn der permeabilitätsdominierten Konsolidierung
t_{ks}	[s]	Beginn der spannungsdominierten Konsolidierung
Δt	[s]	Zeitspanne zur Erosion einer Schicht der Mächtigkeit z_b
u^*	[m/s]	Schubspannungsgeschwindigkeit
u_{cr}^*	[m/s]	kritische Sohlschubspannungsgeschwindigkeit zur Erosion
v_{Ero}	[m/s]	Erosionsgeschwindigkeit nach Schweim (2005)
v_f	[m/s]	Fließgeschwindigkeit des Fluids
v_s	[m/s]	Fließgeschwindigkeit des Feststoffes
v	[m/s]	Fließgeschwindigkeit
V_{Mess}	[l]	Volumen in der Messkammer
V_{MK}	[l]	Volumen im Mikrokosmos
V_S	[l]	Volumen der Suspension im Mikrokosmos
V_{Sch}	[l]	Volumen in den Schläuchen des Mikrokosmos
V_{Gl}	[%]	Glühverlust
w	[%]	Wassergehalt
$w_{s,k,i}$	[mm/s]	Konsolidierungsgeschwindigkeit in Phase i
w_s	[mm/s]	Sinkgeschwindigkeit von Einzelpartikeln
$w_{s,f}$	[mm/s]	Sinkgeschwindigkeit von Einzelflocken
$w_{s,P}$	[mm/s]	Sinkgeschwindigkeit von Einzelpartikeln / -körnern
$w_{s,0}$	[mm/s]	Charakteristische Sinkgeschwindigkeit einer Einzelflocke in ruhigem Wasser

Symbol	Einheit	Beschreibung
$w_{s,eff}$	[mm/s]	Effektive (mittlere) Sinkgeschwindigkeit der Partikel einer Suspension
$w_{s,max}$	[mm/s]	Maximale effektive Sinkgeschwindigkeit bei C_{trans}
$w_{s,50}$	[mm/s]	Mediansinkgeschwindigkeit
W	[m PN / NHN]	Wasserstand
z_b	[m]	Mächtigkeit einer Schicht
z	[m]	Höhen- bzw. Abstandsangabe
z_E	[m]	Erosionstiefe
α	[-]	Verhältnisparameter im Shakeel-Modell
α_{break}	[-]	Empirischer Parameter für den Flockenzerfall
β_v	[-]	Formfaktor für $\tau_{cr,E}$ nach Van Ledden (2003)
β	[-]	Empirischer Parameter im rheologischen Modell von Toorman (1997)
ε_0	[kg/m ² s]	Erosionskonstante nach Ansatz von Mehta (1994)
ε_s	[m ² /s]	Wirbeldiffusivität
η	[Ns/m ²]	Dynamische Viskosität des Fluids (Wassers)
κ	[-]	Von-Karman-Konstante
λ	[-]	Strukturparameter in rheologischen Modellen
τ_{min}	[Pa]	Mindestschubspannung bei Experimenten
τ_b	[Pa]	Wirksame Sohlschubspannung
$\tau_{cr,E}$	[Pa]	Kritische Sohlschubspannung zur (Flocken)Erosion
$\tau_{cr,Em}$	[Pa]	Kritische Sohlschubspannung zur Massenerosion
τ_{cr,E_s}	[Pa]	Kritische Sohlschubspannung zur Erosion von Sand
$\tau_{cr,Emud}$	[Pa]	Kritische Sohlschubspannung zur Erosion von Schlick
$\tau_{cr,D}$	[Pa]	Kritische Schubspannung zur Deposition
$\tau_{cr,E_{Bed}}$	[Pa]	Kritische Sohlschubspannung des Bedlayers nach Hesse (2020)
$\tau_{cr,E_{Fluff}}$	[Pa]	Kritische Sohlschubspannung des Flufflayers nach Hesse (2020)
τ_F	[Pa]	Fließgrenze
τ_{fluid}	[Pa]	Fluidische Fließgrenze nach Shakeel (2021)
$\tau_{F,BB}$	[Pa]	Fließgrenze für Sedimente von Standort Blexer Bogen
$\tau_{F,NH}$	[Pa]	Fließgrenze für Sedimente von Standort Nordenham
τ_{FB}	[Pa]	Fließgrenze nach Bingham
τ_{FHB}	[Pa]	Fließgrenze nach Hershel-Bulkley
τ_{FWT}	[Pa]	Fließgrenze nach Worall-Tuliani
τ_{FSH}	[Pa]	Fließgrenze nach Shakeel
τ_{stat}	[Pa]	Statische Fließgrenze nach Shakeel (2021)
μ_0	[Pa*s]	Initiale differentielle Viskosität
μ_∞	[Pa*s]	Bingham-Viskosität
Φ_E	[m]	Erosionsbedingter Sohlabtrag

Symbol	Einheit	Beschreibung
Φ_D	[m]	Depositionsbedingter Sohlzuwachs
Φ_{Net}	[m]	Nettosohlländerung
ϕ_s	[-]	Volumenkonzentration der Feststoffe bzw. Feststoffanteil
$\phi_{s,0}$	[-]	Volumenkonzentration der Feststoffe bei $t = 0$
$\phi_{s,h}$	[-]	Kritischer Feststoffanteil bei Beginn behinderten Absinkens
ϕ_f	[-]	Volumenkonzentration der Flocken bzw. Flockenanteil
$\phi_{s,crit}$	[-]	Kritischer Feststoffanteil
$\phi_{s,crit,BB}$	[-]	Kritischer Feststoffanteil der BB-Proben
$\phi_{s,crit,NH}$	[-]	Kritischer Feststoffanteil der NH-Proben
$\phi_{s,gel}$	[-]	Kritischer Feststoffanteil am Gelpunkt
ρ_0	[kg/m ³]	Initiale Gesamtdichte eines Sediment-Wasser-Gemischs
ρ_b	[kg/m ³]	Gesamtdichte eines Sediment-Wasser-Gemischs
$\rho_{b,h}$	[kg/m ³]	Gesamtdichte eines Sediment-Wasser-Gemischs am Beginn behinderten Absinkens
$\rho_{b,gel}$	[kg/m ³]	Gesamtdichte eines Sediment-Wasser-Gemischs am Gelpunkt
ρ_d	[kg/m ³]	Trockendichte (ist gleich der Sedimentkonzentration)
ρ_{dm}	[kg/m ³]	Gesamttrockendichte des Schlickanteils eines kohäsiven Sedimentgemischs
ρ_{pm}	[kg/m ³]	Korndichte der Schlickfraktion einer Suspension
ρ_s	[kg/m ³]	Korndichte der Sedimentpartikel
ρ_w	[kg/m ³]	Dichte des Wassers (bei 20° C)
Δ_ρ	[-]	Relative Sedimentdichte $\Delta_\rho = ((\rho_s - \rho_w)/\rho_w)$
p_d	[-]	Reduktionskoeffizient zur Deposition, bei Krone (1962) z.B. $p_d = (1 - \tau_b/\tau_{cr,D})C_b$
σ_{tot}	[Pa]	Totalspannungen
σ'	[Pa]	Effektive Spannungen
Γ_c	[-]	Empirischer Konsolidierungskoeffizient
$\vartheta_{cr,0}$	[-]	Kritischer Shields-Parameter
$\vartheta_{sh,cr}$	[-]	Kritischer Shields-Parameter $\vartheta_{sh,cr} = \vartheta_{cr,0}(R_{*c})$
Θ_{cr0}	[-]	Kritischer Shields-Parameter
ν	[m ² /s]	Kinematische Viskosität des Wassers
$\dot{\gamma}$	[1/s]	Scherrate oder Schergeschwindigkeit
$\dot{\gamma}_0$	[1/s]	Scherrate an der Fließgrenze
ζ_m	[m]	Gibson-Höhe (theoretische Höhe des Schlickanteils)

Abkürzungsverzeichnis

Abkürzung	Beschreibung
BAW	- Bundesanstalt für Wasserbau
BB	- Blexer Bogen
CBS	- Konzentrierte benthische Suspension
C-GEMS	- Closed Gust Erosion Microcosm System
FSm	- Flüssigschlick mobil
FSs	- Flüssigschlick stationär
GEMS	- Gust Erosion Microcosm System
HCMS	- Hochkonzentrierte Schlicksuspension
HPA	- Hamburg Port Authority
KFKI	- Kuratorium für Küsteningenieurwesen
KS	- Konsolidierende Schlicksohle
LCMS	- Geringkonzentrierte Schlicksuspension
MW	- Messfahrt Weser
NH	- Nordenham
NAR	Natriumadsorptionsverhältnis
PIANC	- Weltverband für Verkehrsinfrastruktur zu Wasser
S	- Stationäre Schlicksohle
SSC	Konzentration suspendierter Sedimente
USDA	- United States Department of Agriculture
WSV	- Wasserstraßen- und Schifffahrtsverwaltung des Bundes

Appendix

(A) Untersuchungsgebiet

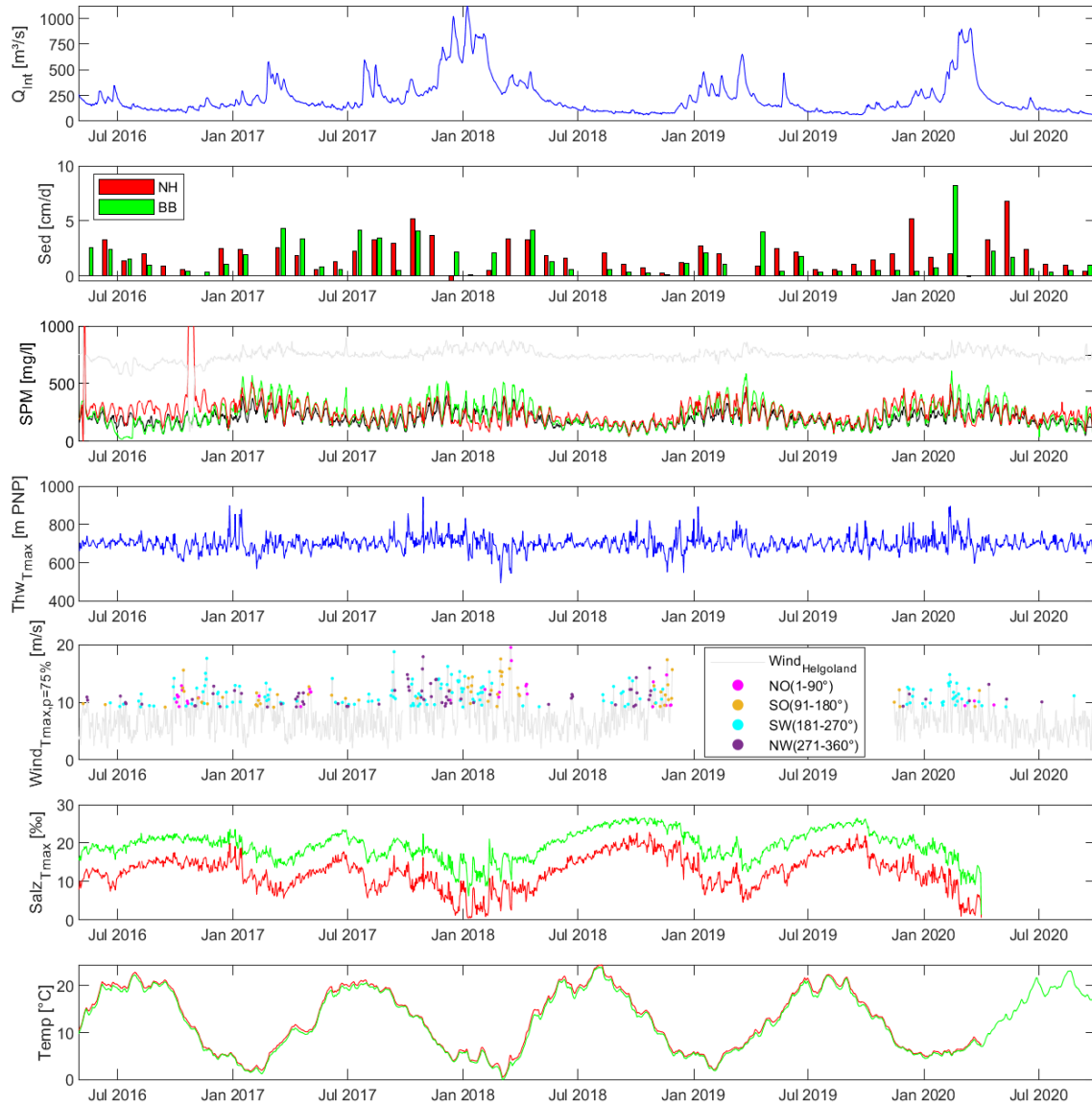


Abbildung A-1: Zeitlicher Verlauf verschiedener Einflussgrößen auf die Sedimentationsdynamik im Weserästuar für die Bereiche Nordenham (NH, rot) und Blexer Bogen (BB, grün), v.o.n.u.: Durchfluss Q_{Int} am Pegel Intschede (blau), Sohländerungsrate Sed je Gebiet, Schwebstoffkonzentration SPM für ES-I NH, ES-II BB und Station Bremerhaven (Bhv, schwarz) sowie Abweichung dSPM zwischen BB und NH, max. tägl. Tidehochwasserstände am Pegel Bhv (blau), Windstärken der Station Helgoland (grau, das 75 % Quantil nach Windrichtung gefärbt), Tagesmaximalwerte des Salzgehalts je Gebiet (NH rot, BB blau) und Tagesmitteltemperatur je Gebiet (NH rot, BB blau); Daten vom ©WSV bzw. Winddaten vom ©DWD; aus (Patzke et al. 2022b)

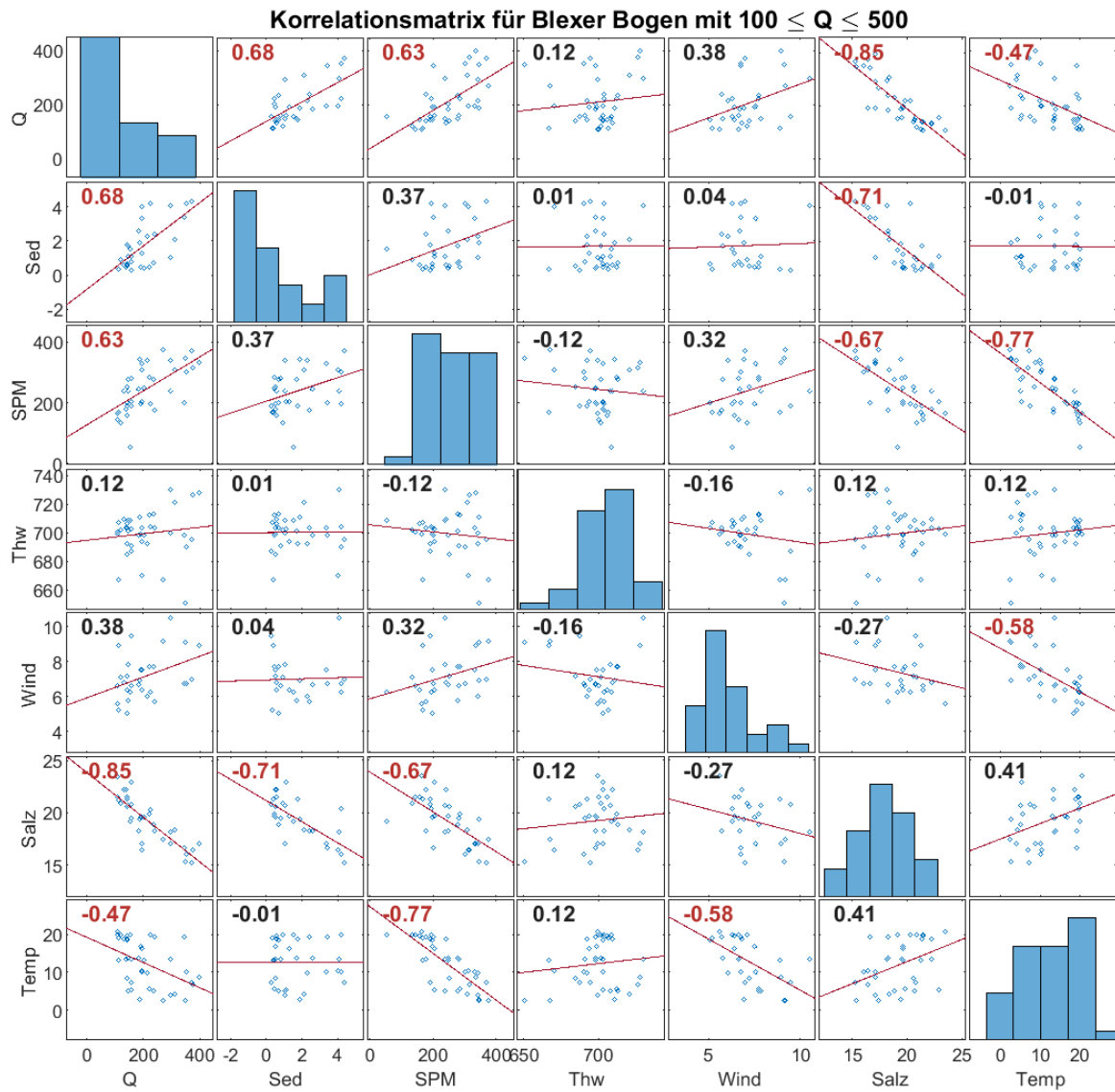


Abbildung A-2: Korrelationsmatrix für Daten des Abschnitts Blexer Bogen im Durchflussbereich von $100 \text{ m}^3/\text{s} \leq Q \leq 500 \text{ m}^3/\text{s}$; Oberwasserzufluss am Pegel Intschede Q in $[\text{m}^3/\text{s}]$, errechnete Sedimentationsraten Sed in $[\text{cm}/\text{d}]$, die Sedimentkonzentration SPM in $[\text{mg}/\text{l}]$, das Tidehochwasser Thw in $[\text{cmPNP}]$, die Windstärke Wind in $[\text{m}/\text{s}]$, der Salzgehalt Salz in $[\text{‰}]$, die Temperatur Temp $[\text{°C}]$; Korrelationskoeffizienten in Rot weichen signifikant ($\alpha = 0,01$) von null ab; aus (Patzke et al. 2022b)

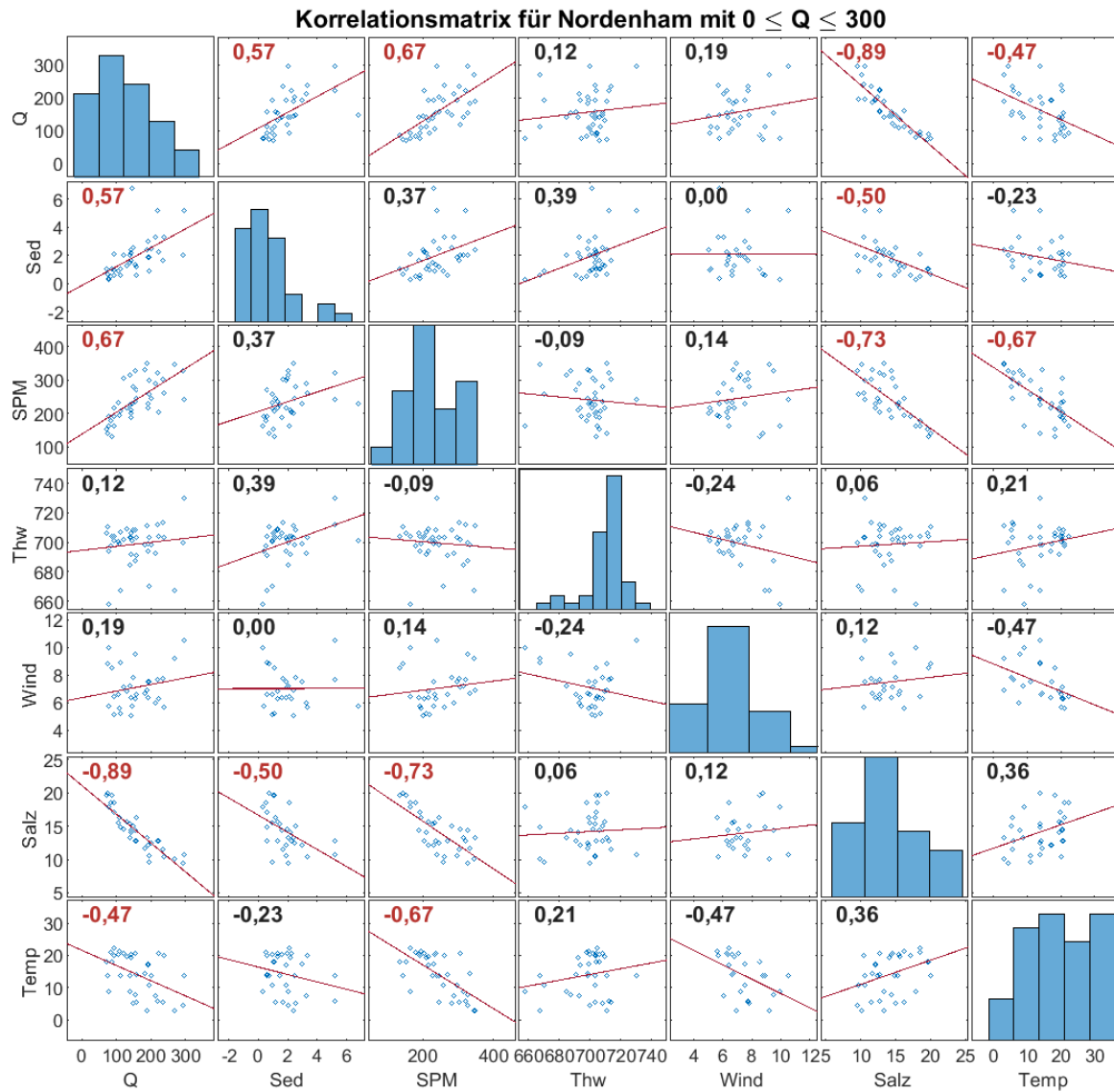


Abbildung A-3: Korrelationsmatrix für Daten des Abschnitts Nordenham im Durchflussbereich von $0 \text{ m}^3/\text{s} \leq Q \leq 300 \text{ m}^3/\text{s}$; Oberwasserzufluss am Pegel Intschede Q in $[\text{m}^3/\text{s}]$, errechnete Sedimentationsraten Sed in $[\text{cm}/\text{d}]$, die Sedimentkonzentration SPM in $[\text{mg}/\text{l}]$, das Tidehochwasser Thw in $[\text{cmPNP}]$, die Windstärke Wind in $[\text{m}/\text{s}]$, der Salzgehalt Salz in $[\text{\%}]$, die Temperatur Temp in $[\text{°C}]$; Korrelationskoeffizienten in Rot weichen signifikant ($\alpha = 0,01$) von null ab, aus (Patzke et al. 2022b)

(B) Messkampagnen

Tabelle B.1: Übersicht über die Rahmen- und Umweltbedingungen der Mess- und Entnahmekampagnen im Weserästuar

	Messfahrt Weser MW-I		Messfahrt Weser MW-II		Messfahrt Weser MW-IIb		Messfahrt Weser MW-III	
	Nordenham	Blexer Bogen	Nordenham	Blexer Bogen	Nordenham	Blexer Bogen	Nordenham	Blexer Bogen
Datum	k.A.	12.06.2019	04.12.2019	05.12.2019	27.01.2021***	27.01.2021***	28.07.2021	26.07.2021
Entnahmezeitraum	k.A.	10:20 - 11:45	12:40 - 13:45	07:15 09:00	09:20 - 09:30	08:30 - 08:40	09:50 - 10:45	11:20 - 12:15
Probenkennung*	k.A.	BB-0x-xx	NH-1x-xx	BB-1x-xx	NH-2x-xx	BB-2x-xx	NH-3x-xx	BB-3x-xx
Weser-Km	k.A.	63	56	63	56,6	63	56	63
Standort (1. Probe, Lat)	k.A.	53,520550	53,470617	53,521883	53,472083	53,518383	53,471783	53,520883
Standort (1. Probe, Lon)		8,552305	8,494833	8,553025	8,495220	8,541643	8,495232	8,552635
Witterung (T_{avg}, max. Böen)	k.A.	17 °C, 14 Km/h	5 °C, 19 Km/h	2 °C, 23 Km/h	2 °C, 38 Km/h	2 °C, 38 Km/h	23 °C, 59 Km/h	22 °C, 31 Km/h
Oberwasserabfluss	k.A.	151 m³/s	145 m³/s	140 m³/s	247 m³/s	247 m³/s	153 m³/s	154 m³/s
Tidephase	k.A.	Nipp	Nipp	Nipp	Nipp	Nipp	Spring	Spring
Kenterphase bei Entnahme	k.A.	HW	NW	HW	Flutstrom	Flutstrom	NW	NW
Strömungsgeschwindigkeiten**	k.A.	0 - 0,5 m/s	0,40 - 0,3 m/s	0,35 - 0,5 m/s	k,A,	k,A,	0,1 - 0,6 m/s	0,4 - 0,6 m/s
Wassertemperatur sohl nah	k.A.	17,8 °C	6,9 °C	5 - 7 °C	3,6 °C	3,5 °C	22,5 °C	22,5 °C
Salinität Profil (Anstieg bis Sohle)	k.A.	linear 15-18	fallend eFkt 2-3	fallend Exp. 10-18	k.A.	k.A.	fallend eFkt 2-4	linear 4 bis 7
Salinität sohl nah	k.A.	18 psu	3 psu	18 psu	2 psu	4 psu	4 psu	7 psu
Wasserdichte sohl nah***	k.A.	1012,9 kg/m³	1001,5 kg/m³	1012,9 kg/m³	1000,6 kg/m³	1002,2 kg/m³	1002,2 kg/m³	1004,5 kg/m³
Wassertiefe (Avg Probe)	k.A.	13,8 m	10,4 m	12,9 m	11,3 m	12,2 m	8,8 m	10,5 m
Entnahmetiefe (Avg Probe)	k.A.	13,9 m	9,3 m	11,0 m	k.A.	k.A.	9,4 m	9,5 m
Trübung (sohl nah)	k.A.	50 FTU (500 FTU)	150 FTU (200 - 500 FTU)	100 & 500 FTU	k.A.	k.A.	300 FTU	400 - 600 FTU
Locale Mindertiefe / Differenz	k.A.	> 1m / k.A.	0,5-1m / 0,3m	> 1m / 0,1m	k.A.	k.A.	bis 1m / k.A.	> 1m / k.A.
Zeitl. Abstand zu Baggerarbeiten	k.A.	33 Tage	1 Tag	35 Tage	19 Tage	> 30 Tage	6 Tage	4 Tage
Sedimententnahme	0x Kern	6x Kern	6x Kern	5x Kern	2x Greifer	2x Greifer	7x Kern	7x Kern

* Format der Probenkennung: Standortkürzel-Messfahrt&Probennummer-Teilprobennummer

** Die Geschwindigkeitsangaben sind Absolutwerte

*** Auf Basis der gemessenen Salinität [psu] und Wassertemperatur [°C] nach TEOS-10 Methode berechneter Wert

**** Die Kampagne am 27.01.2021 ist durch KollegInnen des WSA Bremerhaven durchgeführt worden und galt der reinen Sedimententnahme für Laboruntersuchungen

***** alle Angaben sind ungefähre Werte eines spezifischen Zeitpunkts und Orts

(C) Bodenmechanische Eigenschaften

Im Folgenden wird die Methode zur Bestimmung der Korngrößenverteilung einer Sedimentprobe auf Basis einer Sieb- und Schlämmanalyse beschrieben sowie die Ergebnisse der gesamten bodenmechanischen Analysen tabellarisch zusammengefasst.

Methode zur Bestimmung der Korngrößenverteilung nach DIN EN ISO 17892-4

Zur Bestimmung der Korngrößenverteilung von Sedimentgemischen mit sandigen, schluffigen und tonigen Bestandteilen werden kombinierte Sieb- und Schlämmanalyse nach DIN EN ISO 17892-4 durchgeführt.

Dazu wird die zu untersuchende Probe in zwei Teile geteilt. Der erste Teil wird mittels Siebung, der zweite Teil mittels Schlämmanalyse untersucht. Das Verfahren ist ausführlich in der DIN EN ISO 17892-4 beschrieben. Bei der Siebung werden die Korngrößenanteile für Grobpartikel bis 0,063, 0,125, 0,25, 0,5, 1 und 2 mm bestimmt. Zur Trennung der Fraktionen werden genormte Siebe mit entsprechender Maschenweite verwendet. Vor dem Sieben wird die Probenmenge bestimmt, bei 105 °C im Trockenschrank getrocknet und anschließend zur Bestimmung der Trockenmasse gewogen. Anschließend wird eine Nasssiebung zur Abtrennung der Fraktionen kleiner als 0,063 mm durchgeführt und die verbleibende Probe erneut getrocknet. Die Sandfraktion wird dann durch Trockensiebung in einem Rüttelsiebturm bestimmt. Zur Bestimmung der Bestandteile der Korngrößen kleiner 0,063 mm wird die in DIN EN ISO 17892-4 geregelte Schlammanalyse angewendet. In Abhängigkeit von der Korngröße sinken die durch ein Dispergiermittel vor Koagulation (Flockung) geschützten Partikel unterschiedlich schnell ab (vgl. Stoke'sche Sinkgeschwindigkeiten in Kapitel 3.3). Die Dichte der Suspensionsprobe, die mit einem Aräometer (schwimmendes Hydrometer) in definierten Zeitabständen bestimmt wird, gibt schließlich Auskunft über den Anteil der Suspensionskörner in den Proben. Insbesondere bei kohäsiven Sedimenten ist dieses Verfahren wegen möglicher Koagulation mit Unsicherheiten behaftet. Der hohe Standardisierungsgrad und das Fehlen standardisierter Alternativen führen jedoch bis heute zu einer breiten Anwendung dieser Verfahren und ermöglichen eine ästuarübergreifende Anwendung und Vergleichbarkeit der Ergebnisse.

Tabelle C.1: Zusammenfassung der bodenmechanischen Größen für Sedimente des Entnahmestandorts ES-II im Blexer Bogen (BB); Lage unterhalb der Lutokline $z - h$, Tonanteil p_T , Schluffanteil p_{Sf} , Sandanteil p_S , Korndurchmesser bei 50 % Siebdurchgang d_{50} , Korndurchmesser bei 90 % Siebdurchgang d_{90} , Glühverlust GV , Wassergehalt w , Gesamtdichte ρ_b , Wasserdichte ρ_w , Feststoffanteil ϕ_s , Fließgrenze τ_F

Ort	Probe	Entnahme	$z-h$	p_T	p_{Sf}	p_S	$\frac{p_T}{p_S}$	$\frac{p_T}{p_{Sf}}$	$\frac{p_T + p_{Sf}}{p_S}$	d_{50}	d_{90}	GV	w	ρ_b	ρ_w	ϕ_s	τ_F
	[-]	[tt.mm.jj]	[cm]	[%]	[%]	[%]	[-]	[-]	[-]	[mm]	[mm]	[%]	[%]	[kg/m³]	[kg/m³]	[-]	[Pa]
BB	BB-05-01	12.06.19	[-]	18	42	40	0,4	0,4	2	0,052	0,122	8	130	[-]	1012,9	[-]	[-]
BB	BB-05-02	12.06.19	[-]	17	36	47	0,4	0,5	1	0,057	0,142	9	179	[-]	1012,9	[-]	[-]
BB	BB-05-03	12.06.19	[-]	38	33	30	1,3	1,2	2	0,005	0,128	13	380	[-]	1012,9	[-]	[-]
BB	BB-11-01	04.12.19	-1	17	80	3	6,6	0,2	37	0,013	0,028	17	727	[-]	1012,9	[-]	[-]
BB	BB-11-02	04.12.19	-10	29	69	1	21,0	0,4	70	0,010	0,034	15	319	[-]	1012,9	[-]	[-]
BB	BB-11-03	04.12.19	-20	21	65	15	1,4	0,3	6	0,019	0,080	13	231	[-]	1012,9	[-]	[-]
BB	BB-11-04	04.12.19	-30	20	63	17	1,1	0,3	5	0,024	0,084	12	185	[-]	1012,9	[-]	[-]
BB	BB-11-05	04.12.19	-40	17	63	19	0,9	0,3	4	0,034	0,087	10	141	[-]	1012,9	[-]	[-]
BB	BB-11-06	04.12.19	-50	15	34	51	0,3	0,5	1	0,067	0,116	7	92	[-]	1012,9	[-]	[-]
BB	BB-11-07	04.12.19	-60	17	45	39	0,4	0,4	2	0,047	0,107	8	102	[-]	1012,9	[-]	[-]
BB	BB-11 Ø	04.12.19	[-]	19	60	21	0,9	0,3	4	0,030	0,077	11	257	[-]	1012,9	[-]	[-]
BB	BB-21	29.01.21	[-]	18	44	38	0,5	0,4	2	0,040	0,120	7	110	1435	1002,2	0,275	119
BB	BB-22	29.01.21	[-]	16	54	30	0,5	0,3	2	0,035	0,120	8	106	1465	1002,2	0,294	166
BB	BB-36-01	26.07.21	0	20	59	22	0,9	0,3	4	0,034	0,087	11	345	1180	1004,5	0,112	3
BB	BB-36-02	26.07.21	-3	8	47	45	0,2	0,2	1	0,057	0,120	10	235	1180	1004,5	0,112	1
BB	BB-36-03	26.07.21	-6	14	67	20	0,7	0,2	4	0,037	0,090	11	225	1210	1004,5	0,131	3
BB	BB-36-04	26.07.21	-10	17	55	28	0,6	0,3	3	0,042	0,100	10	218	1240	1004,5	0,150	6
BB	BB-36-05	26.07.21	-11	20	52	29	0,7	0,4	2	0,038	0,104	9	188	1275	1004,5	0,172	11
BB	BB-36-06	26.07.21	-13	16	59	25	0,7	0,3	3	0,038	0,095	9	174	1295	1004,5	0,185	13
BB	BB-36-07	26.07.21	-17	15	58	27	0,6	0,3	3	0,049	0,095	8	157	1330	1004,5	0,207	20
BB	BB-36-08	26.07.21	-26	20	54	26	0,8	0,4	3	0,031	0,090	10	185	1290	1004,5	0,182	15
BB	BB-36-09	26.07.21	-29	19	60	21	0,9	0,3	4	0,040	0,094	10	189	1280	1004,5	0,175	12
BB	BB-36-10	26.07.21	-32	25	57	18	1,4	0,4	5	0,024	0,086	11	206	1250	1004,5	0,156	10

Anhang
(C) Bodenmechanische Eigenschaften

XL

Ort	Probe	Entnahme	z-h	p_T	p_{Sf}	p_S	$\frac{p_T}{p_S}$	$\frac{p_T}{p_{Sf}}$	$\frac{p_T + p_{Sf}}{p_S}$	d_{50}	d_{90}	GV	w	ρ_b	ρ_w	ϕ_s	τ_F
	[-]	[tt.mm.jj]	[cm]	[%]	[%]	[%]	[-]	[-]	[-]	[mm]	[mm]	[%]	[%]	[kg/m³]	[kg/m³]	[-]	[Pa]
BB	BB-36-11	26.07.21	-39	17	70	13	1,3	0,2	7	0,038	0,074	12	214	1240	1004,5	0,150	6
BB	BB-36-12	26.07.21	-41	22	61	17	1,3	0,4	5	0,034	0,089	12	217	1245	1004,5	0,153	8
BB	BB-36-13	26.07.21	-45	20	59	22	0,9	0,3	4	0,034	0,087	12	204	1260	1004,5	0,163	9
BB	BB-36-14	26.07.21	-47	23	66	12	2,0	0,3	8	0,022	0,066	12	207	1250	1004,5	0,156	9
BB	BB-36-15	26.07.21	-51	19	55	27	0,7	0,3	3	0,036	0,108	10	183	1270	1004,5	0,169	10
BB	BB-36 Ø	26.07.21		18	58	23	0,8	0,3	3	0,037	0,092	10	210	1276	1004,5	0,173	25

Tabelle C.2: Zusammenfassung der bodenmechanischen Größen für Sedimente des Entnahmestandorts ES-I in Nordenham (NH); Lage unterhalb der Lutokline $z - h$, Tonanteil p_T , Schluffanteil p_{Sf} , Sandanteil p_S , Korndurchmesser bei 50 % Siebdurchgang d_{50} , Korndurchmesser bei 90 % Siebdurchgang d_{90} , Glühverlust GV , Wassergehalt w , Gesamtdichte ρ_b , Wasserdichte ρ_w , Feststoffanteil ϕ_s , Fließgrenze τ_F

Ort	Probe	Entnahme	z-h	p_T	p_{Sf}	p_S	$\frac{p_T}{p_S}$	$\frac{p_T}{p_{Sf}}$	$\frac{p_T + p_{Sf}}{p_S}$	d_{50}	d_{90}	GV	w	ρ_b	ρ_w	ϕ_s	τ_F
	[-]	[tt.mm.jj]	[cm]	[%]	[%]	[%]	[-]	[-]	[-]	[mm]	[mm]	[%]	[%]	[kg/m³]	[kg/m³]	[-]	[Pa]
NH	NH-11-03	05.12.19	-2	32	68	0	105,7	0,5	332	0,006	0,037	17	775	1085	1001,5	0,053	1
NH	NH-11-04	05.12.19	-6	31	68	2	20,6	0,5	66	0,006	0,036	17	737	1090	1001,5	0,056	1
NH	NH-11-07	05.12.19	-16	28	67	5	5,9	0,4	20	0,006	0,039	17	601	1105	1001,5	0,066	1
NH	NH-11-10	05.12.19	-28	25	70	5	5,4	0,4	21	0,008	0,050	17	525	1120	1001,5	0,075	1
NH	NH-11-13	05.12.19	-37	18	68	15	1,2	0,3	6	0,024	0,073	11	290	1195	1001,5	0,123	3
NH	NH-11-16	05.12.19	-55	16	63	21	0,8	0,3	4	0,032	0,089	9	189	1285	1001,5	0,180	11
NH	NH-11-19	05.12.19	-68	19	60	21	0,9	0,3	4	0,030	0,090	11	189	1280	1001,5	0,177	12
NH	NH-11-22	05.12.19	-80	16	52	32	0,5	0,3	2	0,042	0,100	8	146	1345	1001,5	0,218	28
NH	NH-11-24	05.12.19	-87	16	45	40	0,4	0,3	2	0,048	0,106	8	106	1450	1001,5	0,285	130
NH	NH-11 Ø	05.12.19	-	22	62	16	1,4	0,4	5	0,022	0,069	13	395	1217	1001,5	0,137	6
NH	NH-13-01	05.12.19	0	35	63	2	22,0	0,6	62	0,004	0,032	17	962	1065	1001,5	0,040	1
NH	NH-13-02	05.12.19	-3	38	59	2	17,5	0,6	44	0,003	0,036	16	898	1070	1001,5	0,044	1
NH	NH-13-05	05.12.19	-10	36	59	5	8,0	0,6	21	0,004	0,038	16	648	1105	1001,5	0,066	2
NH	NH-13-08	05.12.19	-18	33	64	3	12,4	0,5	36	0,005	0,030	16	699	1103	1001,5	0,064	2
NH	NH-13-11	05.12.19	-25	27	67	6	4,7	0,4	16	0,007	0,045	17	562	1110	1001,5	0,069	1
NH	NH-13-13	05.12.19	-30	26	70	3	8,3	0,4	30	0,007	0,044	18	697	1095	1001,5	0,059	1
NH	NH-13-16	05.12.19	-38	-	-	-	-	-	-	-	-	13	426	1150	1001,5	0,094	-
NH	NH-13-19	05.12.19	-45	18	56	27	0,7	0,3	3	0,039	0,096	8	47	1285	1001,5	0,180	12
NH	NH-13-22	05.12.19	-53	17	58	25	0,7	0,3	3	0,034	0,096	9	171	1310	1001,5	0,196	17
NH	NH-13-25	05.12.19	-60	21	61	19	1,1	0,3	4	0,020	0,085	9	180	1290	1001,5	0,183	16
NH	NH-13-28	05.12.19	-68	22	60	19	1,2	0,4	4	0,023	0,086	10	181	1295	1001,5	0,187	18
NH	NH-13 Ø	05.12.19	-	27	62	11	2,5	0,4	8	0,015	0,059	13	504	1173	1001,5	0,109	4
NH	NH-11/13 Ø	05.12.19	-	25	62	13	1,9	0,4	7	0,018	0,064	13	450	1195	1001,5	0,123	5

Ort	Probe	Entnahme	z-h	p_T	p_{Sf}	p_S	$\frac{p_T}{p_S}$	$\frac{p_T}{p_{Sf}}$	$\frac{p_T + p_{Sf}}{p_S}$	d_{50}	d_{90}	GV	w	ρ_b	ρ_w	ϕ_s	τ_F
	[-]	[tt.mm.jj]	[cm]	[%]	[%]	[%]	[-]	[-]	[-]	[mm]	[mm]	[%]	[%]	[kg/m³]	[kg/m³]	[-]	[Pa]
NH	NH-21	29.01.21	-	23	53	24	1,0	0,4	3	0,023	0,100	9	154	1325	1002	0,205	29
NH	NH-22	29.01.21	-	21	65	14	1,5	0,3	6	0,018	0,070	12	175	1305	1002	0,193	20
NH	NH-35-01	28.07.21	0	23	73	4	6,7	0,3	28	0,014	0,053	14	511	1104	1002	0,065	1
NH	NH-35-02	28.07.21	-4	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1117	1002	0,073	-
NH	NH-35-03	28.07.21	-8	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1119	1002	0,074	-
NH	NH-35-04	28.07.21	-11	26	70	4	5,8	0,4	22	0,009	0,048	14	449	1119	1002	0,074	1
NH	NH-35-05	28.07.21	-14	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1118	1002	0,074	-
NH	NH-35-06	28.07.21	-16	22	74	4	6,3	0,3	28	0,010	0,051	13	581	1120	1002	0,075	1
NH	NH-35-07	28.07.21	-20	19	77	4	4,5	0,2	23	0,014	0,055	14	492	1119	1002	0,074	1
NH	NH-35-08	28.07.21	-23	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1118	1002	0,074	-
NH	NH-35-09	28.07.21	-26	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1119	1002	0,074	-
NH	NH-35-10	28.07.21	-30	21	76	3	7,1	0,3	32	0,011	0,043	13	548	1121	1002	0,076	1
NH	NH-35-11	28.07.21	-34	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1122	1002	0,076	-
NH	NH-35-12	28.07.21	-37	20	76	4	4,9	0,3	24	0,019	0,049	13	658	1127	1002	0,079	1
NH	NH-35-13	28.07.21	-40	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1128	1002	0,080	-
NH	NH-35-14	28.07.21	-44	21	76	4	5,7	0,3	27	0,011	0,047	14	500	1130	1002	0,081	1
NH	NH-35-15	28.07.21	-48	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1133	1002	0,083	-
NH	NH-35-16	28.07.21	-51	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1133	1002	0,083	-
NH	NH-35-17	28.07.21	-55	23	72	4	5,4	0,3	22	0,012	0,047	14	399	1138	1002	0,086	2
NH	NH-35-18	28.07.21	-59	20	75	5	3,9	0,3	18	0,012	0,050	14	365	1140	1002	0,087	2
NH	NH-35-19	28.07.21	-62	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1145	1002	0,091	-
NH	NH-35-20	28.07.21	-67	21	74	5	4,2	0,3	19	0,013	0,050	14	336	1155	1002	0,097	2
NH	NH-35-21	28.07.21	-70	25	71	4	6,8	0,4	26	0,009	0,047	12	575	[-]	1002	-	-
NH	NH-35 Ø	28.07.21		22	74	4	6	0,3	24	0,012	0,049	13	492	1126	1002	0,079	1

(D) Rheologie

Im Folgenden wird die in Kapitel 5.3.1 beschriebene Methode zur Bestimmung des rheologischen Verhaltens um weitere Informationen ergänzt und die Modellergebnisse der Oberflächenanpassung zur modellbasierten Beschreibung des rheologischen Verhaltens in Abhängigkeit von Feststoffanteil, Scherrate und Schubspannung zusammengefasst.

Methode zur Bestimmung des rheologischen Verhaltens

Zur Beschreibung des rheologischen Verhaltens werden Teilproben aus natürlichen Sedimenten hergestellt, deren Feststoffanteil durch gezielte Verdünnung vorgegeben wird. Mit Hilfe rheometrischer Untersuchungen im Labor wird der Zusammenhang zwischen Feststoffanteil, Schubspannung und Scherrate ermittelt und schließlich das rheologische Verhalten granularer Suspensionen feststoffbezogen beschrieben (vgl. Kap. 3.6).

Die rheologischen Untersuchungen wurden mit einem kugelgelagerten MCR-72 Rheometer mit SEARLE-Messsystem der Anton Paar GmbH® im schubspannungsgesteuerten CSS-Rotationsmodus durchgeführt, um eine Scherung unterhalb der Fließgrenze zu vermeiden. Die kleinste aufgebrachte Schubspannung beträgt $\tau_{\min} = 1 \text{ Pa}$, das Intervall zur Schubspannungsänderung beträgt $dt = 1 \text{ s}$ und die Schubspannungsrampen betragen $\tau_R \sim 0,16 \text{ Pa}$. Nach Herstellerangaben kann mit dem MCR-72 eine minimale Scherrate von $\dot{\gamma} = 1,6 \cdot 10^{-5} \text{ s}^{-1}$ gemessen werden. Für jeden Versuch wird eine Fließ- und eine Viskositätskurve erstellt und, falls vorhanden, eine Fließgrenze bestimmt. Weiterhin werden alle Versuche bei einer konstanten Temperatur von $T = 20^\circ\text{C} \pm 0,5^\circ\text{C}$ durchgeführt. Die Rohdaten der Rheometerversuche wurden im Rahmen der begleitenden Bachelorarbeit von Ross (2021) erhoben. Für die vorliegende Auswertung wurden die Rohdaten erneut geprüft, plausibilisiert und dargestellt. Weitergehende Auswertungen basieren allein auf den Arbeiten des Autors.

Ergebnisse der Oberflächenanpassung des feststoffbezogenen Worall-Tuliani-Modells

In diesem Abschnitt werden die Ergebnisse der Modellparametrisierung des feststoffbezogenen Worall-Tuliani-Modells zusammengefasst. Die Abbildung D-1 zeigt die Ergebnisse der Parametrisierung des Worall-Tuliani-Modells (vgl. Gleichung (3.6.6)) zur Beschreibung des rheologischen Verhaltens granularer Suspensionen, das von Malcherek (2010b) zur Berücksichtigung des Feststoffanteils angepasst wurde. Für die Sedimente der Probenahmestellen Nordenham und Blexer Bogen wurde jeweils ein Parametersatz ermittelt, der in Tabelle D.1 zusammengefasst ist. Das rheologische Verhalten der Proben ist aufgrund der unterschiedlichen Zusammensetzung (Korngrößenverteilung, Organik) zu unterschiedlich, um einen einheitlichen Parametersatz abzuleiten. Zukünftige Untersuchungen sollten systematisch auch den Einfluss des Verhältnisses der Anteile der Fraktionen von Schlick und Sand untersuchen.

Für die vorliegende Analyse ist eine standortübergreifende Anpassung möglich, wenn eine Korrelation zwischen der Korngrößenverteilung bzw. dem Organikgehalt der Proben und den Anpassungsparametern hergestellt wird. Shakeel (2022) verwendet z.B. eine vergleichbare Methode, um den Einfluss der Organik in seinem Modell abbilden zu können. Mit dem vorliegenden Datensatz ist dies nicht möglich, da die Stichprobe der verfügbaren Kornzusammensetzungen und Organikgehalte im Zusammenhang mit dem rheologischen Verhalten zu klein ist. Wie in Kapitel 7.2 gezeigt wurde, ist es jedoch möglich, die aus den Modellen abgeleitete Fließgrenze in Abhängigkeit vom Feststoffanteil darzustellen, auf die ermittelten Tiefenprofile zu übertragen und Aussagen zur Widerstandsfähigkeit und des Fließverhaltens insbesondere von frisch gebildeten hochkonzentrierten Suspensionen und

Flüssigschlicken zu treffen. Die aus dem Shakeel-Modell abgeleiteten fluidalen Fließgrenzen lassen sich am besten durch einen exponentiellen Zusammenhang beschreiben, wie für die Sedimente des Blexer Bogens mit Gleichung (5.3.3) und für die Sedimente aus Nordenham mit Gleichung (5.3.4) gezeigt wurde. Daraus wird deutlich, dass bei gleichem Feststoffgehalt auch die Fließgrenze der NH-Proben höher liegt als die der BB-Proben.

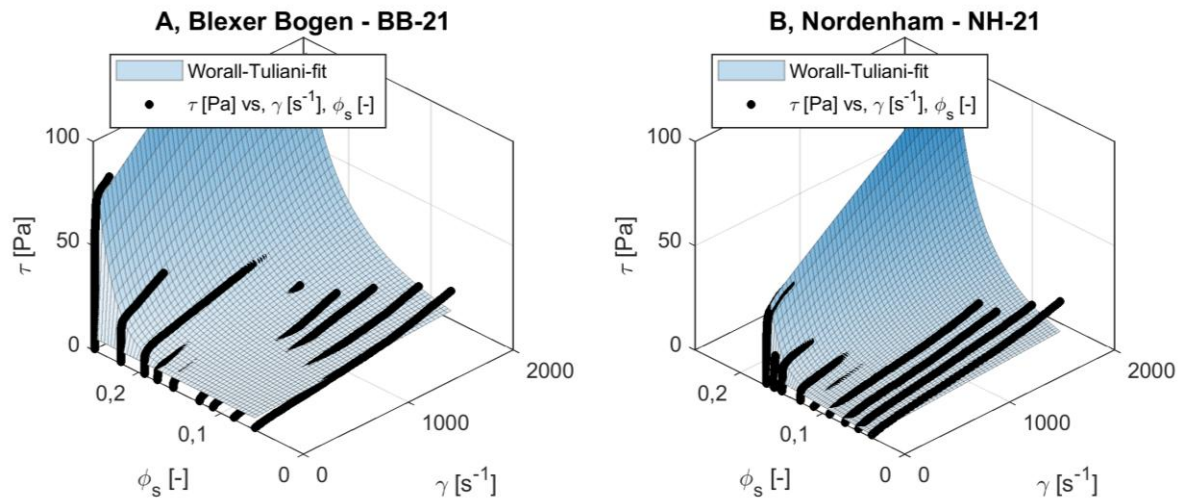


Abbildung D-1: Ergebnisse der Parametrisierung des Worall-Tuliani-Ansatzes erweitert nach Malcherek (2010b) auf Basis einer Oberflächenanpassung an das rheologische Verhalten der Sedimentproben BB-21 und NH-21

Tabelle D.1: Parametersatz der Oberflächenanpassung des von Malcherek erweiterten Worall-Tuliani-Modells (vgl. Gleichung (3.6.6))

Parameter	Blexer Bogen BB-21	Nordenham NH-21
$\tau_{y,0}$	5,82	33,72
b_2	12,00	11,41
α_{break}	1,61E-04	1,47E-07
a_2	459,39	222,37
b_1	1282,99	89,86
a_1	15,47	21,84
n	8,54E-04	9,96E-01
r^2	0,92	0,79

Tabelle D.2: Ergebnisse der Modellparametrisierungen (Parameter für Gleichung (3.6.2) nach Bingham, für Gleichung (3.6.3) nach Hershel-Bulkley, für Gleichung (3.6.6) nach Worall-Tuliani und für Gleichung (3.6.7) nach Shakeel) auf Basis von CSS-Rotationsversuchen mit Teilproben von BB-21

Typ	Parameter	BB-21-01	BB-21-02	BB-21-03	BB-21-04	BB-21-05	BB-21-06	BB-21-07	BB-21-08	BB-21-09
	$\rho_w [kg/m^3]$	1002,2	1002,2	1002,2	1002,2	1002,2	1002,2	1002,2	1002,2	1002,2
	$\rho_b [kg/m^3]$	1095	1135	1175	1200	1250	1280	1305	1350	1400
	$\varphi_s [-]$	0,06	0,08	0,11	0,13	0,16	0,18	0,19	0,22	0,25
	$C_b [g/L]$	152	217	283	324	406	455	496	569	651
Patzke	$\tau_{FStat1} [Pa]$	1	1	1	1	1	1	1	4	2
	$\tau_{FStat2} [Pa]$	5	5	6	8	10	11	28	23	78
	$\tau_{FStat3} [Pa]$	1	1	1	1	1	2	3	6	27
	$\tau_{FStat4} [Pa]$	0	0	0	0	0	5		19	NaN
Bingham	η_B	0,0105	0,0109	0,0129	0,0144	0,0128	0,0112	0,0164	0,0338	0,0497
	$\tau_{F,B} [Pa]$	0	0	0	0	3	6	11	20	73
	r^2	0,97	0,98	0,99	0,96	0,95	0,99	0,99	1,00	0,99
Hershel-Bulkley	$\tau_{FHB} [Pa]$	3	2	3	4	3	5	7	0	0
	q_{HB}	0,00	0,00	0,00	0,00	0,01	0,05	0,14	11,58	46,53
	α_{HB}	1,65	1,40	1,38	1,72	1,01	0,79	0,72	0,17	0,14
	r^2	0,99	1,00	1,00	0,99	0,97	0,99	0,97	0,97	0,92
Worall-Tuliani	$\tau_{y,0WT} [Pa]$	7000	7000	7010	7010	6963	7107	6853	10627	4417
	$a_{1,WT}$	38,17	27,29	22,34	20,20	15,58	13,57	14,33	16,43	20,81
	$\alpha_{break,WT}$	1,21	1,36	1,61	1,33	1,15	1,21	2,10	1,05	1,88
	$a_{2,WT}$	87,99	87,99	87,77	87,38	89,45	84,42	183,71	92,89	292,14
	n_{WT}	3,52	3,73	3,95	8,56	5,39	5,13	5,20	5,09	4,07
	$b_{1,WT}$	9,28	8,37	8,49	24,40	17,06	15,96	27,28	46,08	574,37
	$b_{2,WT}$	3,19	3,48	4,01	2,29	2,17	2,06	2,29	2,73	4,47
	r^2	0,97	0,98	0,99	0,97	0,98	1,00	1,00	0,98	0,93
Shakeel	μ_{Sh}	0,01	0,01	0,01	0,01	0,01	0,01	0,02	0,03	0,02
	s_{0Sh}	7,68	10,00	3,24	3,95	1,81	3,91	1,39	0,71	3,66
	s_{fSh}	1,00	1,00	3,23	3,67	3,42	16,93	2,60	1,40	6,54
	$s_{s,sh}$	0,00	0,00	0,78	1,00	0,29	0,89	0,02	0,00	0,00
	$\tau_{fSh} [Pa]$	0	0	1	0	2	1	8	12	36
	$\tau_{s,sh} [Pa]$	0	1	0	2	2	5	4	8	42
	r^2	0,97	0,98	0,99	0,97	0,98	1,00	1,00	1,00	0,92

Tabelle D.3: Ergebnisse der Modellparametrisierungen (Parameter für Gleichung(3.6.2) nach Bingham, für Gleichung (3.6.3) nach Hershel-Bulkley, für Gleichung (3.6.6) nach Worall-Tuliani und für Gleichung (3.6.7) nach Shakeel) auf Basis von CSS-Rotationsversuchen mit Teilproben mit Teilproben von NH-21

[illegible]

(E) Erosion

Im Folgenden werden einige im Hauptteil der Arbeit nur kurz erwähnten Methoden und Apparaturen detaillierter erläutert. Dazu zählt eine Aufzählung der Komponenten des C-GEMS, der Beschreibung der Methode zur Ableitung von Sedimentkonzentrationen aus Trübungs- und Dichtemessungen, die Beschreibung der Kalibrierung des Trübungssensors, die Beschreibung der Methode zur Bestimmung von Erosionsrate und Tiefe, die Beschreibung des Vorgehens zur Auswertung der Messdaten von Erosionsversuchen sowie die Angabe von weiteren Informationen zu den bei Erosionsversuchen gewählten Rahmenbedingungen.

Beschreibung der Komponenten des C-GEMS Versuchsaufbaus

Im Folgenden werden die Komponenten des C-GEMS Versuchsaufbaus erläutert.

1. Probe und Probenhalterung

Die Probe besteht aus dem zu untersuchenden Sediment, das sich in einem Plexiglaszylinder befindet. Eine Probe wird entweder im Labor aus Naturmaterial hergestellt oder direkt aus der Natur entnommen. Das maximale Probenvolumen wird durch die Abmessungen des Probenzylinders mit einer Höhe von 1,2 m, einem Innendurchmesser von 0,19 m und einer Abdichtung mit einer Höhe von 0,1 m sowie durch den Aufbau des Mikrokosmos mit einem Abstand der Erosionskammer zur Probe 0,11 m auf etwa 28 L begrenzt. Das Probenvolumen entspricht einer 1 m hohen Probe im Probenzylinder.

Die Probenhalterung stabilisiert den Stand des Zylinders und besitzt eine Aufnahme zur Fixierung des Mikrokosmos. Der Einbau einer Probe und das Aufsetzen des Mikrokosmos erfolgt mit größtmöglicher Sorgfalt, um eine Störung der Probe zu vermeiden. Aufgrund des relativ geringen Gewichts, der kleinen Abmessungen, der Möglichkeit einer mobilen Probenintegration in die Probenhalterung sowie der Konsistenz des Aufbaus mit dem Entwickelten Kernsampler können Sedimentproben unmittelbar nach der Entnahme untersucht werden. Wird der Standfuß der Probenhalterung demontiert, kann der C-GEMS auch in situ auf freien Sedimentflächen (wie z.B. im Watt) eingesetzt werden.

2. Antrieb mit geschürzter Rührscheibe

Die Antriebseinheit des Mikrokosmos erzeugt eine Kreisströmung mit definierten Sohlschubspannungen in einem vorgegebenen Abstand von 0,07 m unterhalb der Rührscheibe. Durch ein zentrales Abpumpen und eine exzentrische Rückführung der Suspension werden die erzeugten Sohlschubspannungen auf der Probenoberfläche homogenisiert und die bei rotierenden Gerinnen auftretende vertikale Sekundärströmungen (Booij 1994) minimiert. Zur Ableitung eines funktionalen Zusammenhangs zwischen Drehzahl n_{MK} [Min^{-1}] und Pumprate Q [L/Min] mit den erzeugten Sohlschubspannungsgeschwindigkeiten u^* [cm/s] wurde der Mikrokosmos kalibriert und die folgenden Funktionen abgeleitet (Gust und Meyer 2019):

$$u_* = -2,07 * 10^{-5} n^2 + 1,57 * 10^{-2} n + 0,10527 \quad (\text{E.1})$$

$$Q = -0,0138 n^2 + 5,5 n + 20 \quad (\text{E.2})$$

Über die Dichte ρ_w der wässrigen Phase kann dann die aufgebrachte flächengemittelte Sohlschubspannung τ_b abgeleitet werden:

$$\tau_b = u_*^2 * \rho_w \quad (E.3)$$

Für eine Wasserdichte von $\rho_w = 1000 \text{ kg/m}^3$ ergibt sich der in Abbildung 6.2-5 dargestellte Zusammenhang zwischen der Pumprate Q , der Schubspannungsgeschwindigkeit u^* und der Sohlschubspannung τ_b über die Drehzahl n des Mikrokosmos.

Um eine gezielte Belastung aufzubringen, muss die Lutokline klar erkennbar sein. Die rotierende Scheibe des C-GEMS wird gemäß der Kalibrierung in einem definierten Abstand von $0,07 \text{ m}$ zur Lutokline positioniert. Da die Lage der Lutokline im Zylinder bei Naturproben nicht festgelegt werden kann, wurde für den C-GEMS ein Verfahrenweg des Strömungsantriebs von bis zu 1 m integriert (maximale Probenhöhe).

3. Messkammer sowie und Trübungs- und Dichtemessung

Die zentral aus dem Mikrokosmos abgepumpte Suspension wird in eine Messkammer (MK) geleitet. Diese hat ein Volumen von 10 Litern. Zur Homogenisierung der Sedimentkonzentration und zur Vermeidung von Ablagerungen ist in der Messkammer eine zusätzliche Umwälzung integriert. Über die optische Sonde WOBS (siehe Kapitel 6.2.1.2) wird die Trübung in einem Intervall von 1 s^{-1} dokumentiert. Zusätzlich wird in der Messkammer in definierten Zeitabständen von fünf Minuten eine Dichtemessung mit dem Dichtesensor DMA 35 Standard der Firma Anton Paar.

4. Pumpen und Steuerungseinheit

Die Pumpen regeln die Kreislaufführung der Suspension, um i) die Zirkulation zwischen Messkammer und Mikrokosmos sowie ii) die Zirkulation innerhalb der Messkammer zu ermöglichen. Über die Steuerungseinheit wird die Pumprate sowie die Rotationsgeschwindigkeit der Rührscheibe gesteuert. Jeder Rotationsgeschwindigkeit ist dabei eine spezifische Pumprate zugeordnet (vgl. Abbildung 6.2-5). Für jede Kombination aus Pumprate und Drehzahl ist die mittlere Sohlschubspannung an der Gewässersohle bekannt (Abbildung 6.2-2).

Methode zur Bestimmung der Sedimentkonzentration

Zur Bestimmung von Sedimentkonzentrationen unter 2 g/L wird eine optische Trübungssonde (WOBS) eingesetzt, die eine Messfrequenz von 1 Hz aufweist. Im Rahmen der vorliegenden Arbeit wurde eine Weiterentwicklung der am Institut für Wasserbau der TUHH entwickelten Sonden (Oberhofer 2013) vorgenommen, um den Messbereich von $0 \leq C \leq 1 \text{ g/L}$ auf etwa $0 \leq C \leq 5 \text{ g/L}$ zu erweitern (Patzke et al. 2022d). Eine WOBS-Sonde besteht aus zehn Trübungssensoren, die vertikal übereinander in einem Stahlrohr mit einem Durchmesser von $0,015 \text{ m}$ vergossen sind, siehe Abbildung E-1. Die Sensoren arbeiten nach dem Prinzip der optischen Rückstreuintensitätsmessung. Die Rückstreuung eines ausgesendeten Lichtimpulses ist direkt umgekehrt proportional zu der im Umgebungsmedium (Suspension) enthaltenen Trübung. Bei einer Zunahme der Trübung nimmt die Rückstreuung ab.

Der Messbereich eines Sensors kann über die Stärke des Lichtimpulses und der Widerstände bei der Prozessierung des empfangenen Signals individuell variiert werden. Die bisherige Konfiguration von Lichtimpuls und Verstärkung der Sensoren wird daher paarweise verändert, um auch bei höheren Konzentrationen eine Totalreflexion zu vermeiden. Durch diese Methode entstehen fünf gleich konfigurierte Sensorpaare, wobei jedes Sensorpaar Daten in einem eigenen Messbereich aufnehmen kann. Die Sensorpaare werden so eingestellt, dass sich der Messbereich auf $0 \leq C \leq 5 \text{ g/L}$ vergrößert.

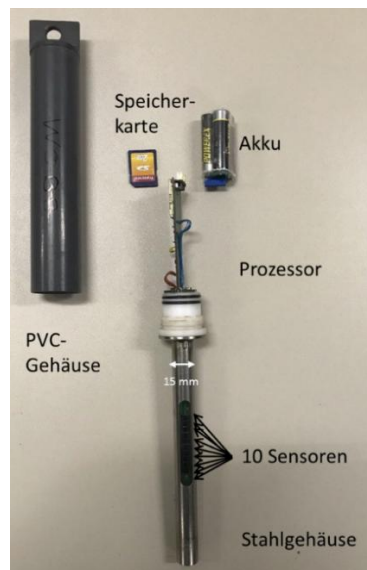


Abbildung E-1: WOBS-Trübungssonden



Abbildung E-2: Dichtemessgerät DMA 35 Standard der Firma Anton Paar®

Zur Bestimmung von Sedimentkonzentrationen oberhalb von $C = 1 \text{ g/L}$ wird eine weitere Methodik verwendet, deren Anwendung nachfolgend vorgestellt wird. Mit Kenntnis der Korndichte kann die Sedimentkonzentration aus Messungen der Gesamtdichte und der Wasserdichte nach Gleichung (4.1.4) bestimmt werden. Hierzu wird ein Biegeschwingersensor des Typs DMA™ 35 Standard der Anton Paar GmbH® verwendet. Für die Dichtebestimmung wird der Messkammer mit der im DMA 35 integrierten Pumpe eine maximal $0,005 \text{ L}$ fassende Probe entnommen und dem Sensor zugeführt. Nach der Messung wird die Probe zurück ins System gegeben.

Die initiale Sedimentkonzentration in der Messkammer beträgt $0 < C_0 \ll 1 \text{ g/L}$ und unterliegt zwischen den Versuchen gewissen Schwankungen. Die Ursache hierfür liegt an den Versuchsbedingungen, Messungenauigkeiten und dem Zustand der Probe. Insbesondere Suspensionen unterhalb des Gelpunkts sind durch den laufenden Absinkprozess und den minimalen Zusammenhalt der Partikel extrem störungsanfällig durch äußere Einflüsse. Aufgrund der geringen Konzentrationen und der Betrachtung von Änderungsraten statt Absolutwerten haben diese Abweichungen jedoch keinen wesentlichen Einfluss auf die abzuleitenden Zielgrößen aus den Versuchsergebnissen. Für den Vergleich der Versuchsergebnisse untereinander sowie für die Ableitung der kritischen Sohlschubspannungen auf Basis der in Kapitel 6.2.1.4 beschriebenen Methoden werden die Messdaten jeweils um die initiale Sedimentkonzentration C_{ini} bereinigt, in dem der Konzentrationsmittelwert einer eine Minute andauernden Referenzmessung vor Beginn der Strömungsbelastung im Mikrokosmos von den Messdaten abgezogen wird.

Kalibrierung des WOBS-Trübungssensors

Der Messbereich des Trübungssensors kann über die Stärke des Lichtimpulses sowie den Widerständen bei der Prozessierung des empfangenen Signals individuell variiert werden. Die bisherige Konfiguration von Lichtimpuls und Verstärkung der Sensoren wird daher paarweise verändert, um auch bei höheren Konzentrationen eine Totalreflexion zu vermeiden. Durch diese Methode entstehen fünf gleich konfigurierte Sensorpaare, wobei jedes Sensorpaar Daten in einem eigenen Messbereich aufnehmen kann. Die Sensorpaare werden so eingestellt, dass sich der Messbereich sich insgesamt auf $0 \leq C \leq 5 \text{ g/L}$ vergrößert. Mit Kenntnis der Korndichte kann die

Sedimentkonzentration darüber hinaus aus Messungen der Gesamtdichte und der Wasserdichte nach Gleichung (4.1.4) bestimmt werden. Hierzu wird ein Biegeschwingersensor des Typs DMA™ 35 Standard der Anton Paar GmbH verwendet. Der Dichtesensor kann Sedimentkonzentrationen ab einer Konzentration von $C = 1 \text{ g/L}$ bestimmen, in dem über eine im Messgerät befindliche Pumpe eine etwa $0,005 \text{ L}$ fassende Probe entnommen und dem Sensor zugeführt wird. Nach der Messung wird die Probe zurück ins System gegeben.

Als Folge der Neukonfiguration der Trübungssonde wurde eine umfangreiche Kalibrierung der neu eingestellten Sensoren durchgeführt, um einen Zusammenhang zwischen den gemessenen Trübungswerten und der Sedimentkonzentration abzuleiten (vgl. (Patzke et al. 2022d)). An die Messergebnisse eines jeden Sensors wird eine logistische Funktion der folgenden Form angepasst und die Parameter A , B , C , M und T ermittelt:

$$Y = A + \frac{C}{(1 + Te^{-B(x-M)})^{\frac{1}{T}}} \quad (\text{E.4})$$

Wird die Funktion nach x (= Sedimentkonzentration) umgestellt, kann innerhalb des Messbereichs aus einem bekannten Trübungsmesswert Y die vorhandene Konzentration berechnet werden. Im Mittel liegt das Bestimmtheitsmaß der Anpassungsfunktionen bei $r^2 = 0,977$.

Durch eine bezüglich der Auswahl der Sensoren je Konzentration automatisierte Auswertungsroutine erhält die Trübungssonde ihren resultierenden Messbereich. Für die Ermittlung von kontinuierlichen Konzentrationsverläufen im Bereich von $0 < C < 20 \text{ g/L}$ in Erosionsversuchen wird jedoch ab einer Konzentration von 2 g/L auf die Messwerte des Dichtesensors zurückgegriffen, da die messprinzipbedingten Schwankungen der Trübungssensoren mit steigender Konzentration zunehmen und der Dichtesensor in diesem Bereich zuverlässigere Ergebnisse liefert.

Methode zur Bestimmung von Erosionsrate und Erosionstiefe

Zur Bestimmung der Erosionsrate wird die erodierte Sedimentmasse $M_E [\text{kg}]$ pro Zeitschritt dt bestimmt, welche sich aus dem Produkt der ermittelten Sedimentkonzentration $C [\text{kg/m}^3]$ und dem Volumen der Suspension $V_s [\text{m}^3]$ ergibt:

$$dM_E = \frac{dC}{dt} * V_S \quad (\text{E.5})$$

Das Volumen der Suspension V_S wiederum setzt sich zusammen aus dem Volumen im Mikrokosmos V_{MK} , dem Volumen in den Schläuchen V_{Sch} und dem Volumen der Messkammer V_{Mess} :

$$V_S = V_{MK} + V_{Sch} + V_{Mess} \quad (\text{E.6})$$

Anschließend wird durch den Bezug der erodierten Sedimentmasse pro Zeit dM_E auf die Oberfläche der Primären Lutokline $A_e [\text{m}^2]$ die mittlere Erosions-(massen-)rate $E [\frac{\text{kg}}{\text{m}^2 * \text{s}}]$ bestimmt:

$$E = \frac{dM_E}{A_e} \quad (\text{E.7})$$

Ist neben der Erosionsrate zusätzlich die Dichte der erodierten Schicht $\rho_b [\text{kg/m}^3]$ bekannt, kann die mittlere Erosionstiefe $z_e [\text{m}]$ pro Zeit abgeleitet werden:

$$dz_E = \frac{E}{\rho_b} \quad (\text{E.8})$$

Die Bestimmung der Dichte unmittelbar unterhalb der Lutokline mit einer räumlichen Auflösung von wenigen Millimetern ist mit den vorhandenen Apparaturen messtechnisch nicht genau zu erfassen. Daher wird die Lage der Lutokline visuell mit einer Genauigkeit von 0,001 m bestimmt und daraus die Erosionstiefe abgeleitet. Dies ist möglich, so lange eine klar definierte Lutokline erkennbar ist. Die Untersuchungen haben ergeben, dass die Lutokline ab einer Grenzkonzentration C_{lim} von 20 kg/m^3 nicht mehr mit bloßem Auge (Kamera) bestimmbar ist. Bei Konzentrationen in diesem Bereich ist zusätzlich davon auszugehen, dass die Viskosität der Suspension sich deutlich von der Viskosität von Wasser unterscheidet. Durch die erhöhte Viskosität ist die vom C-GEMS induzierte Strömung wiederum nicht mehr in der Lage, die prognostizierten Sohlschubspannungen aufrecht zu erhalten. Erosionsversuche werden daher spätestens bei Erreichen der Grenzkonzentration C_{lim} abgebrochen. Inwieweit solche Zustände in der Natur und im Speziellen im Weserästuar auftreten ist bislang nicht eindeutig belegt. Die Arbeiten von Becker et al. (2018) deuten aber daraufhin, dass die strömungsinduzierte Auflösung der klaren Lutokline durch Erosionsprozesse von Flüssigschlicklagen zu zeitweise sehr hohen Sedimentkonzentrationen in der unteren Wassersäule führt.

Vorgehen zur Auswertung der Messdaten von Erosionsversuchen mit dem C-GEMS

Das entwickelte Vorgehen zur Beschreibung des Erosionsverhaltens ist in Abbildung E-3 schematisch dargestellt und wird nachfolgend kurz zusammengefasst:

- (I) Im ersten Schritt wird während eines Erosionsversuchs der Verlauf der Sedimentkonzentration bestimmt. Dies erfolgt durch eine kombinierte Trübungs- und Dichtemessung. Zur Ableitung der Sedimentkonzentrationen aus der Trübungsmessung werden nach der Datenaufzeichnung die Schritte i) Trübungsberechnung aus der Differenz von Hell- und Dunkelwert, ii) Bildung eines gleitenden Mittels zur Zeitreihenglättung mit Fensterbreite von 60 s, iii) Plausibilitätsprüfung, iv) Offsetkorrektur (Reduktion der Messwerte um C_{ini}) und Berechnung der Sedimentkonzentration mittels Kalibrierfunktion und schließlich v) die Zusammenführung der berechneten Verläufe der Sedimentkonzentration für die verschiedenen Sensoren der Sonde. Zur Ableitung der Sedimentkonzentration aus Dichtemessungen wird eine Temperaturkorrektur der Dichtemessung vorgenommen und anschließend die Sedimentkonzentration nach Gleichung (4.1.4.) berechnet.
- (II) Im zweiten Schritt werden die aus den Trübungs- und Dichtemessungen abgeleiteten Konzentrationsverläufe zu einem konsistenten Verlauf zusammengeführt. Der Anschlusspunkt der Messwerte beider Methoden wird im Übergangsbereich bei Sedimentkonzentrationen von $1 - 2 \text{ g/L}$ definiert, wo Messwerte beider Methoden vorliegen. Um Datenpunkte einer einheitlichen zeitlichen Auflösung zu generieren wird obendrein eine Spline-Funktion über die Messdaten gelegt, sodass Datenpunkte für jede Sekunde eines Versuchs vorliegen. Anschließend werden aus dem abgeleiteten Verlauf der Sedimentkonzentration die Erosionsrate und die erodierte Gesamtmasse bestimmt und die Verläufe systematisch und einheitlich visuell aufbereitet.
- (III) Im letzten Schritt werden funktionale Zusammenhänge zur Beschreibung des Erosionsverhaltens abgeleitet. Hierzu wird zunächst die kritische Sohlschubspannung eines Versuchs bestimmt. Anschließend werden die Zusammenhänge zwischen den Probeneigenschaften und den Rahmenbedingungen der Versuche untersucht und schließlich mathematisch beschrieben.

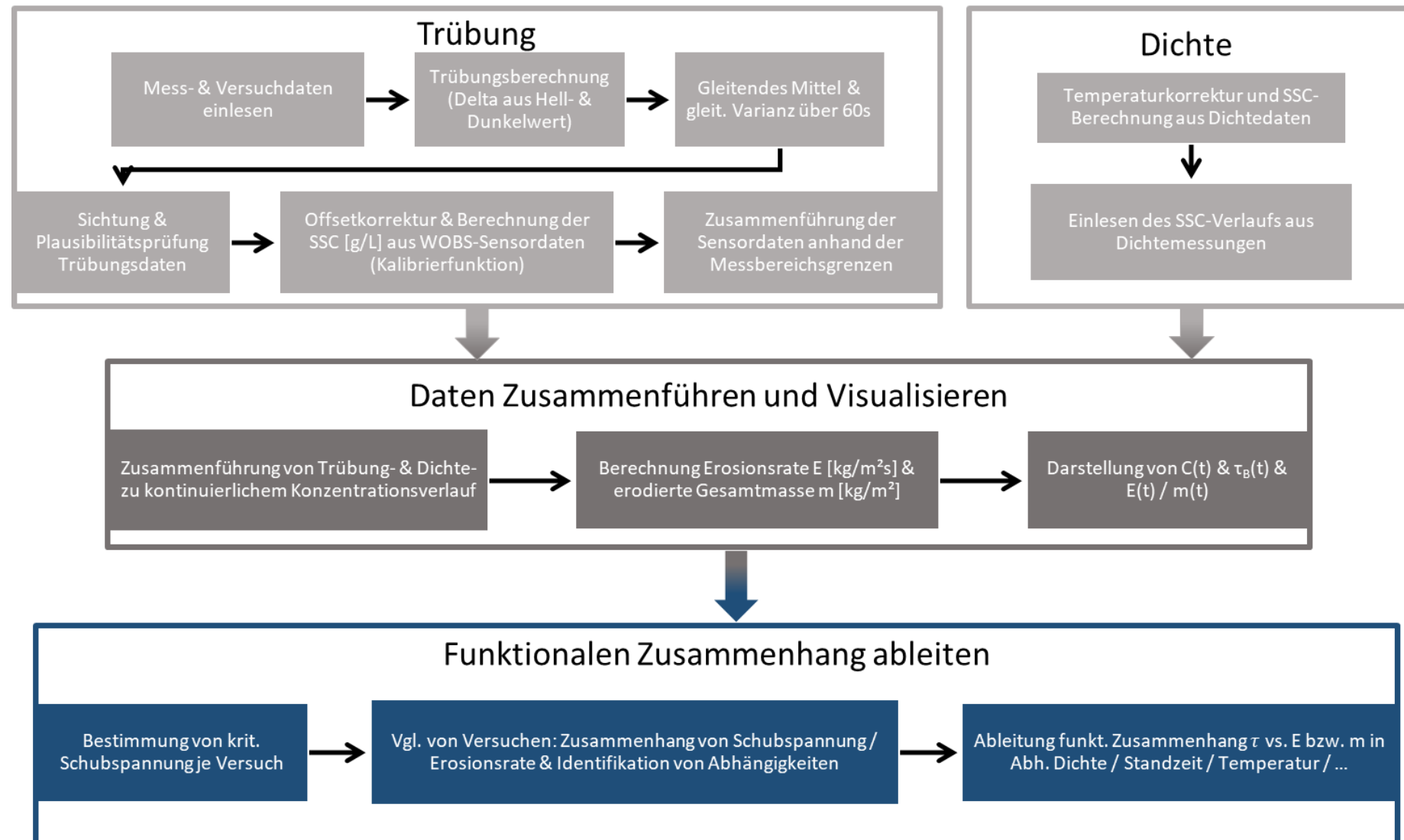


Abbildung E-3: Vorgehen zur Auswertung der Messdaten und zur Beschreibung des Erosionsverhaltens anhand von Erosionsversuchen mit dem geschlossenen Mikrokosmossystem C-GEM

Rahmenbedingungen der Erosionsversuche

Tabelle E.1: Zusammenfassung der Rahmenbedingungen der im der vorliegenden Arbeit durchgeführten Erosionsversuche

Nr.	Probe [-]	t [h]	ρ_0 [kg/m ³]	C_0 [g/L]	ρ_w [kg/m ³]	T_0 [°C]	T_{end} [°C]	Stufen [-]	t_B [Min]	τ_{cr} [Pa]	τ_{cr,E_M} [Pa]
1	NH-15	5	1088	146	998,60	15,2	20,0	10	20	0,07	0,15
2	NH-15	20	1076	125	999,80	16,1	21,7	10	20	-	-
3	NH-15	54	1084	137	1000,40	17,1	21,3	9	20	0,12	-
4	NH-15	2	1084	137	1000,40	17,7	21,3	10	20	0,07	0,10
5	NH-15	1	1100	163	1000,40	17,7	21,3	9	20	0,07	0,10
6	NH-15	2	1075	123	999,80	18,3	24,1	10	20	-	-
7	NH-15	2	1088	147	998,00	19,4	30,6	10	20	-	-
8	NH-15	19	1102	168	999,00	20,0	21,4	10	20	-	-
9	NH-15	3	1057	95	999,00	17,8	18,8	8	20	-	-
10	NH-15	2	1057	95	998,70	19,1	00,0	8	20	0,05	0,07
11	NH-15	2	1056	93	999,00	17,7	18,9	7	20	0,05	0,07
12	NH-15	3	1053	88	999,30	17,9	19,3	9	20	-	-
13	NH-15	2	1057	94	999,20	16,7	18,6	7	30	0,05	0,07
14	NH-15	2	1057	94	999,40	17,1	18,7	8	20+30	-	0,07
15	NH-15	3	1057	94	999,30	16,7	19,8	8	30	0,05	0,07
16	NH-15	18	1057	94	999,25	17,4	20,0	8	30	0,05	0,15
17	NH-15	18	1057	95	999,00	18,1	19,4	10	20+30	0,05	0,15
18	NH-15	12	1057	94	999,18	17,6	19,7	8	30	0,05	0,15
19	NH-15	12	1057	95	999,15	17,7	20,9	8	30	0,05	0,15
20	NH-15	1	1057	95	998,70	16,5	17,1	4	30		-
21	NH-15	1	1057	86	1004,70	16,3	18,2	8	30	0,01	0,05
22	NH-21	1	1048	79	999,60	17,3	18,6	8	30	0,01	0,05
23	NH-21	4	1049	81	999,40	19,0	19,9	8	30	0,01	0,05
24	NH-21	2	1048	79	999,40	18,5	20,1	8	30		0,05

Nr.	Probe [-]	t [h]	ρ_0 [kg/m³]	C_0 [g/L]	ρ_w [kg/m³]	T_0 [°C]	T_{end} [°C]	Stufen [-]	t_B [Min]	τ_{cr} [Pa]	$\tau_{cr,EM}$ [Pa]
25	NH-21	3	1047	77	1000,10	18,6	19,4	3	25/20/15	0,03	0,05
26	NH-21	2	1047	77	999,70	17,6	19,9	8	30	[-]	[-]
27	NH-21	2	1047	77	999,90	17,8	19,5	4	30	[-]	0,05
28	NH-21	3	1047	76	1000,60	19,4	21,1	6	30	0,01	0,07
29	NH-21	3	1060	96	1001,50	17,5	20,1	7	30	0,05	0,07
30	BB-21	3	1055	89	1000,80	20,9	21,7	6	30	0,03	0,05
31	BB-21	18	1067	109	1000,70	24,9	28,1	8	30	0,07	0,12
32	BB-21	2	1085	139	1000,20	24,9	27,5	8	30	0,03	0,05
33	BB-21	SawTooth	1006	13	997,80	25,7	[-]	[-]	30	[-]	[-]
34	BB-21	Sinus	1005	8	1000,30	27	29	[-]	30	[-]	[-]
35	BB-35	5	1300	492	998,60	27,1	30,0	9	30	0,05	0,15
36	BB-35	6	1065	108	999,20	27,8	26,9	8	30	0,07	0,12
37	BB-37	24	1300	491	999,50	25,6	27,4	8	30	0,05	[-]
38	NH-33	6	1120	202	996,30	24,1	23,6	6	30	0,07	0,10
39	BB-35	Sinus	1008	14	999,50	[-]	[-]	[-]	30	[-]	[-]
40	NH-31	23	1140	233	996,90	21,5	22,8	9	10+30	[-]	0,18
41	NH-31	1	1140	234	996,80	22,4	23,2	9	30	[-]	0,21
42	NH-31	17	1140	227	1001,10	22,1	25,2	8	30	0,05	[-]
43	NH-31	4	1139	232	997,10	22,5	25,5	10	30	0,07	0,18
44	NH-33	3	1118	198	996,40	23,7	26,6	10	30	0,07	0,18
45	BB-35	45	1065	105	1000,70	23,7	27,2	10	30	0,05	0,15
46	NH-33	3	1118	197	997,10	21,3	23,3	9	30	[-]	[-]
47	NH-32	3	1125	209	996,90	21,4	23,4	9	30	0,07	0,12
48	NH-32	3	1125	209	996,80	21,6	24	11	30	0,07	0,21
49	BB-37	697	1125	201	1002,30	22	25,4	12	30	0,21	0,30
50	NH-32	19	1125	209	996,80	22,7	24,2	8	30	0,07	0,18
51	BB-37	42	1123	198	1002,20	21	22,6	8	30	0,05	0,15
52	NH-36	3	1182	302	997,10	21,7	23,3	9	30	0,12	0,21

Nr.	Probe [-]	t [h]	ρ_0 [kg/m³]	C_0 [g/L]	ρ_w [kg/m³]	T_0 [°C]	T_{end} [°C]	Stufen [-]	t_B [Min]	τ_{cr} [Pa]	$\tau_{cr,EM}$ [Pa]
53	NH-36	3	1150	250	997,00	22,7	25,4	9	30	0,07	0,18
54	NH-33	1	1122	204	997,10	22,5	24,2	10	30	0,05	0,15
55	NH-36	20	1110	184	997,20	21,6	24,8	11	30	0,07	0,18
56	NH-36	1	1123	204	998,10	18,7	22,7	11	30	0,07	0,21
57	NH-36	1	1125	208	997,80	19,9	22,5	11	30	0,07	0,21
58	NH-32	24	1125	207	998,00	19,5	21,4	11	30	0,07	0,21
59	NH-36	24	1120	200	997,75	19,7	21,2	10	30	0,05	0,21
60	NH-36	24	1130	215	998,13	19,3	22,0	12	30	0,05	0,21
61	NH-32	12	1128	212	998,20	19,5	21,4	10	30	0,07	0,15
62	NH-36	24	1066	109	999,60	20,2	21,4	8	30	0,05	0,10
63	NH-32	12	1125	205	999,40	21,2	23,1	12	30	0,07	0,27
64	NH-36	1	1070	115	999,75	19,3	20,5	8	30	0,05	0,10
65	NH-36	1	1069	113	999,60	19,3	20,5	8	30	0,05	0,07
66	NH-36	24	1064	105	999,40	20,2	21,5	7	30	[-]	[-]
67	NH-32	12	1119	196	999,35	20,3	23,0	9	30	[-]	[-]
68	NH-36	24	1063	103	999,35	20,4	22,7	6	30	[-]	[-]
69	NH-36	1	1066	109	999,33	19,8	21,1	5	30	0,05	0,10
70	BB-35	1	1065	107	999,30	00,0	17,9	5	30	[-]	[-]
71	BB-35	1	1063	104	999,30	16,8	18,1	4	30	[-]	[-]
72	BB-35	2	1072	118	1000,00	16,2	19,3	11	30	[-]	[-]
73	BB-35	12	1072	118	999,50	18,2	20,4	10	30	[-]	[-]
74	BB-37	24	1072	119	999,40	18,0	18,0	10	30	[-]	[-]
75	BB-37	12	1125	205	999,82	18,3	21,8	8	30	[-]	[-]
76	BB-37	1	1129	212	999,90	18,7	20,2	6	30	[-]	[-]
77	BB-37	1	1120	196	999,90	19,9	23,7	9	30	[-]	[-]
78	NH-22	1	1190	310	1000,60	17,9	19,8	10	30	[-]	[-]
79	NH-22	1	1225	366	1001,00	17,5	20,5	10	30	[-]	[-]
80	NH-22	1	1260	424	1001,00	16,0	19,4	10	30	[-]	[-]

Nr.	Probe [-]	t [h]	ρ_0 [kg/m ³]	C_0 [g/L]	ρ_w [kg/m ³]	T_0 [°C]	T_{end} [°C]	Stufen [-]	t_B [Min]	τ_{cr} , [Pa]	$\tau_{cr,EM}$ [Pa]
81	NH-22	1	1290	473	1001,00	19,8	23,5	12	30	[-]	[-]
82	NH-22	1	1335	547	1000,50	20,7	25,1	12	30	[-]	[-]
83	NH-22	1	1146	236	1002,10	17,1	19,8	10	30	[-]	[-]
84	NH-22	1	1335	548	999,90	21,4	25,7	14	30	[-]	[-]
85	NH-22	1	1285	466	999,80	22,6	26,6	14	30	[-]	[-]
86	NH-22	1	1245	401	999,40	25,0	28,4	14	30	[-]	[-]
87	NH-22	1	1218	357	999,35	24,3	29,4	14	30	[-]	[-]

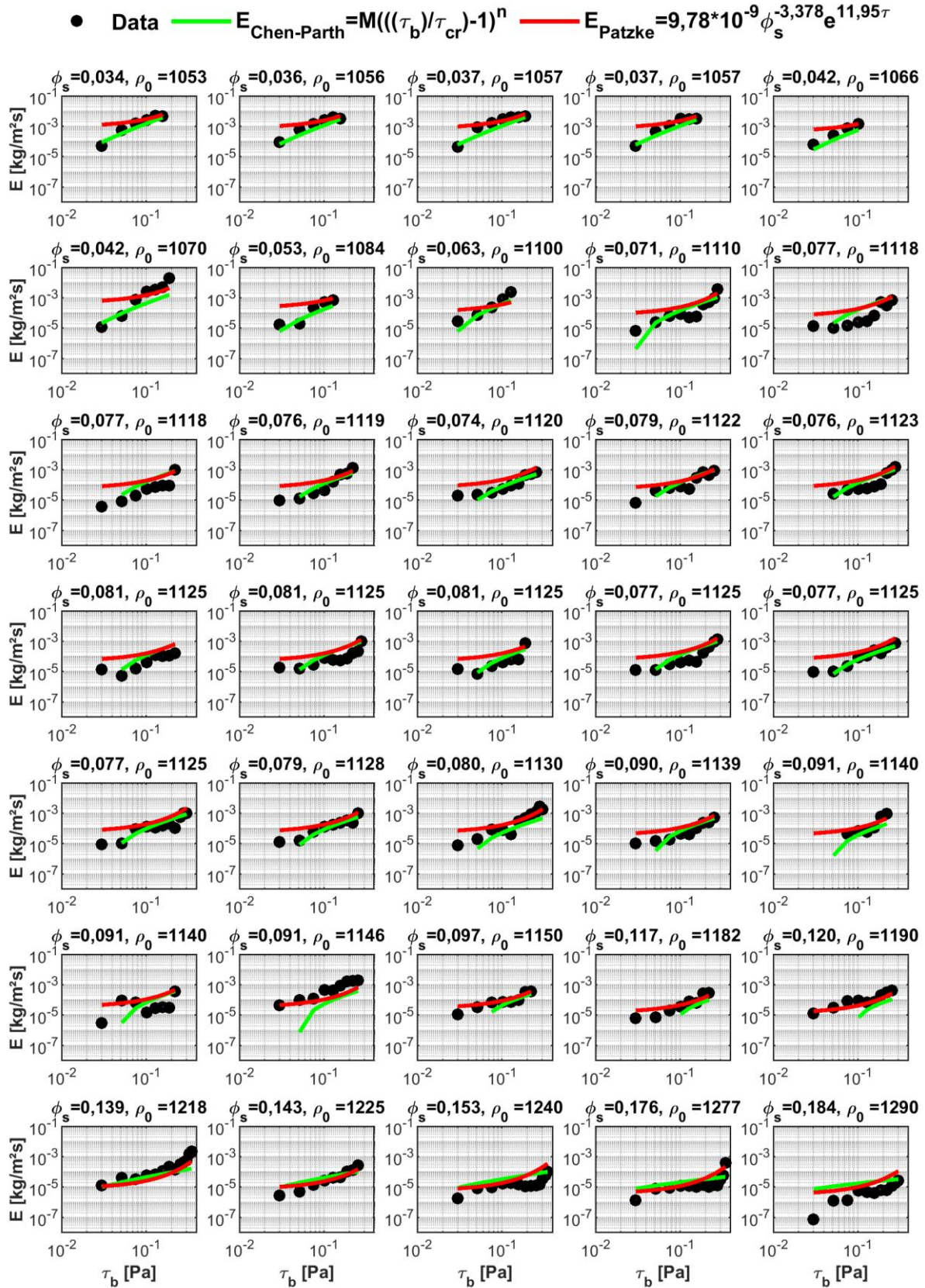


Abbildung E-4: Vergleich der Erosionsrate E gegenüber der aufgetragenen Sohlschubspannung τ_b aus dem gekoppelten Chen-Partheniades-Modell und nach dem Modell nach Patzke in Abhängigkeit des initialen Feststoffanteils ϕ_s bzw. der initialen Dichte ρ_0

(F) Sedimentation und Deposition

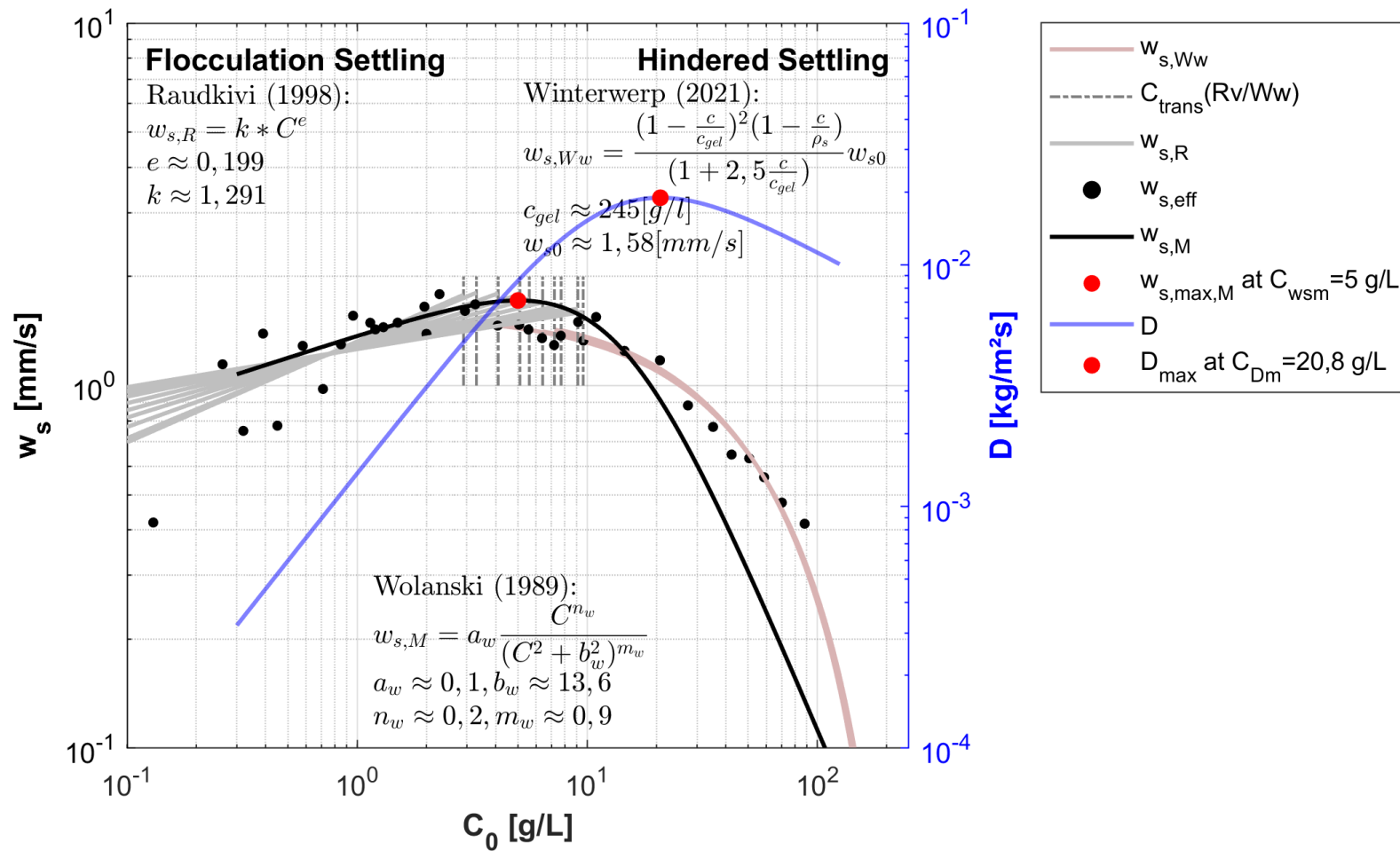


Abbildung F-1: Konzentrationsabhängige Sinkgeschwindigkeiten $w_{s,eff}$ und aus parametrisierten Modellfunktionen abgeleitete Sinkgeschwindigkeiten $w_{s,R}$ nach Raudkivi (1998), $w_{s,Ww}$ Winterwerp (2021) und $w_{s,M}$ nach Wolanski (1989) bei einem Salzgehalt S von 2 psu; die Transition von $w_{s,R}$ zu $w_{s,Ww}$ erfolgt bei C_{trans} , das Modell nach Wolanski ergibt die maximalen Sinkgeschwindigkeiten $w_{s,max,M}$ bei Sedimentkonzentration C_{wsm} und die maximalen Depositionsraten D_{max} bei Sedimentkonzentration C_{Dm}

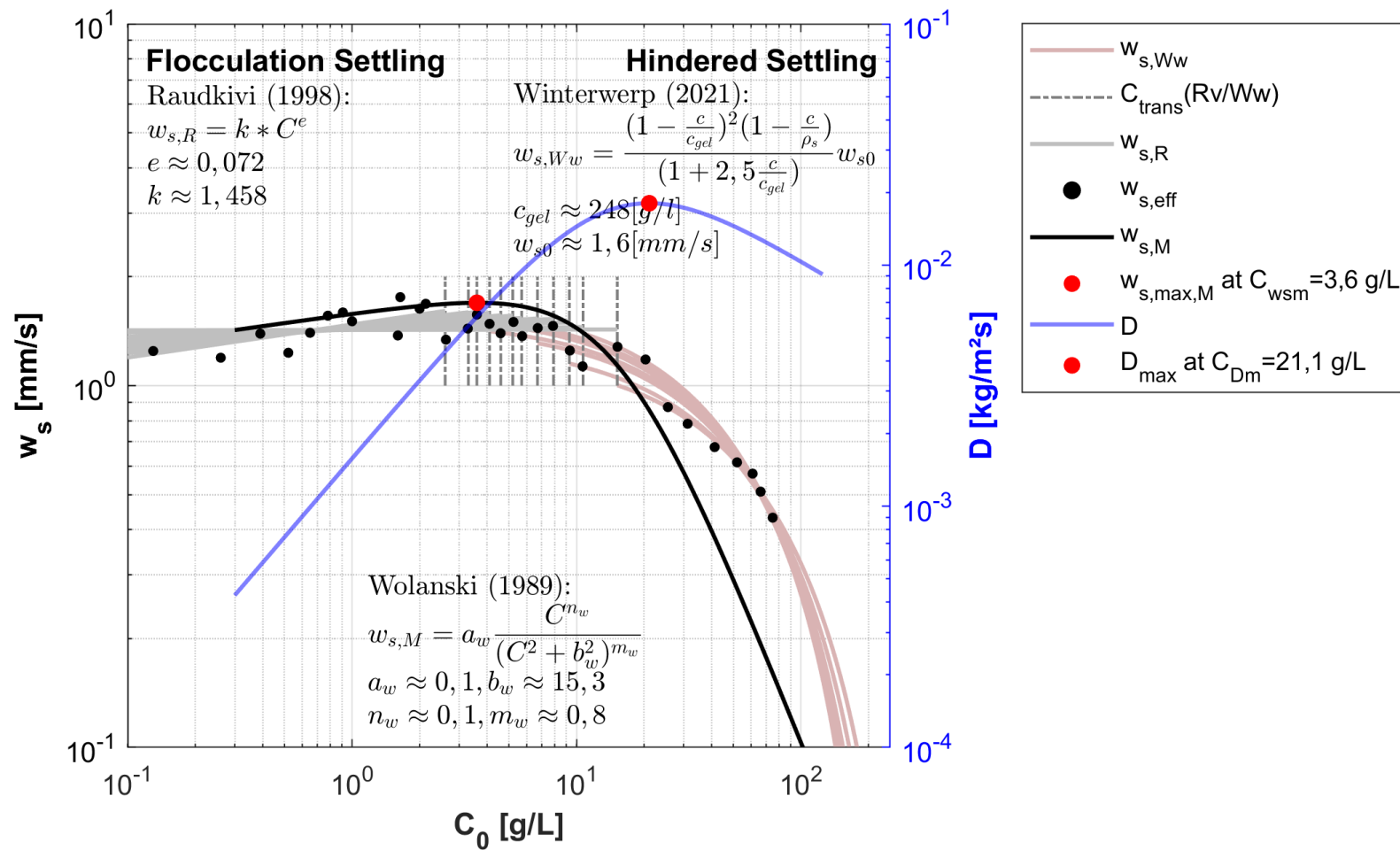


Abbildung F-2: Konzentrationsabhängige Sinkgeschwindigkeiten $w_{s,eff}$ und aus parametrisierten Modellfunktionen abgeleitete Sinkgeschwindigkeiten $w_{s,R}$ nach Raudkivi (1998), $w_{s,Ww}$ Winterwerp (2021) und $w_{s,M}$ nach Wolanski (1989) bei einem Salzgehalt S von 6,5 psu; die Transition von $w_{s,R}$ zu $w_{s,Ww}$ erfolgt bei C_{trans} , das Modell nach Wolanski ergibt die maximalen Sinkgeschwindigkeiten $w_{s,max,M}$ bei Sedimentkonzentration C_{wsm} und die maximalen Depositionsraten D_{max} bei Sedimentkonzentration C_{Dm}

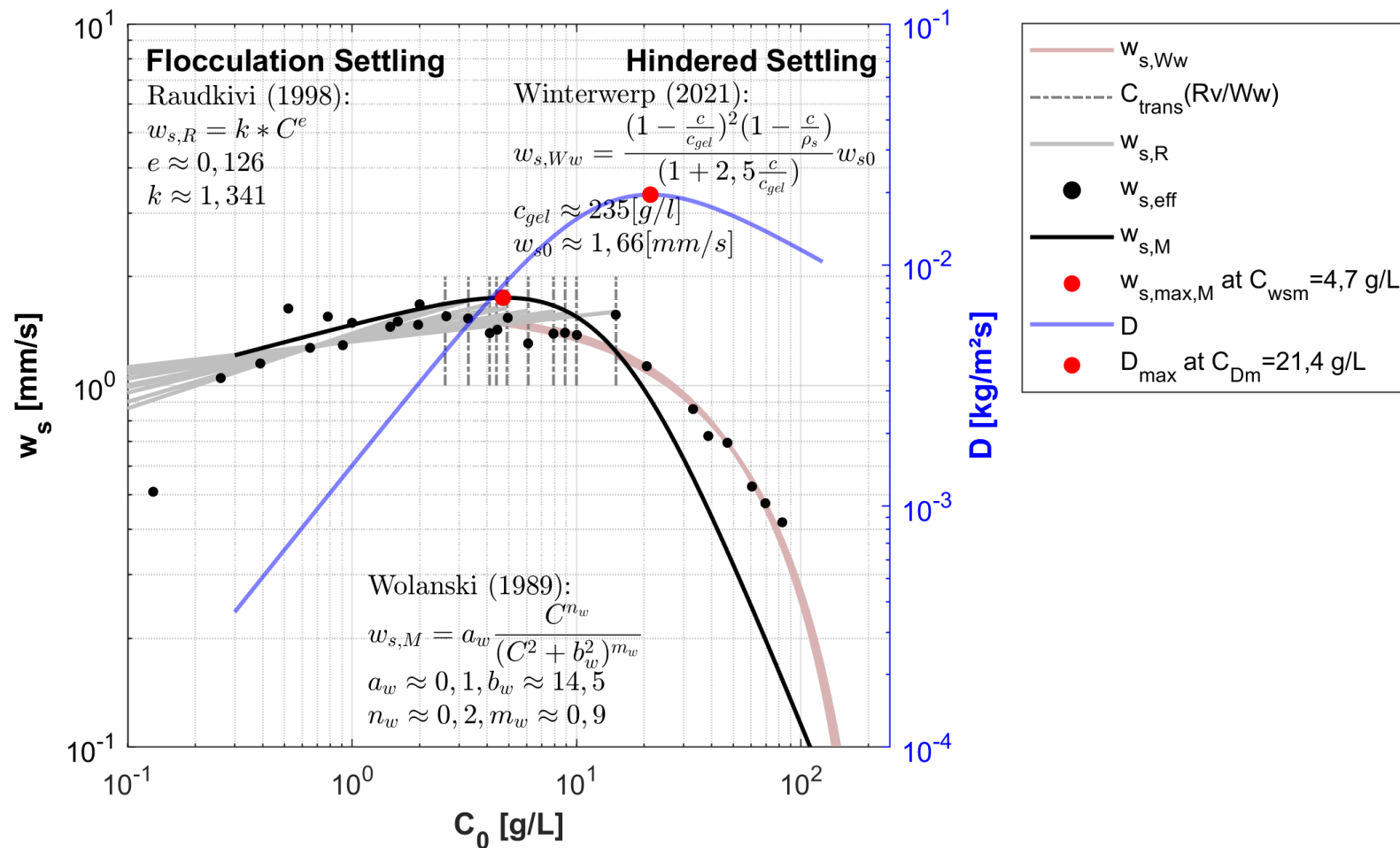


Abbildung F-3: Konzentrationsabhängige Sinkgeschwindigkeiten $w_{s,eff}$ und aus parametrisierten Modellfunktionen abgeleitete Sinkgeschwindigkeiten $w_{s,R}$ nach Raudkivi (1998), $w_{s,Ww}$ Winterwerp (2021) und $w_{s,M}$ nach Wolanski (1989) bei einem Salzgehalt S von 15,5 psu; die Transition von $w_{s,R}$ zu $w_{s,Ww}$ erfolgt bei C_{trans} , das Modell nach Wolanski ergibt die maximalen Sinkgeschwindigkeiten $w_{s,max,M}$ bei Sedimentkonzentration C_{wsm} und die maximalen Depositionsraten D_{max} bei Sedimentkonzentration C_{Dm}

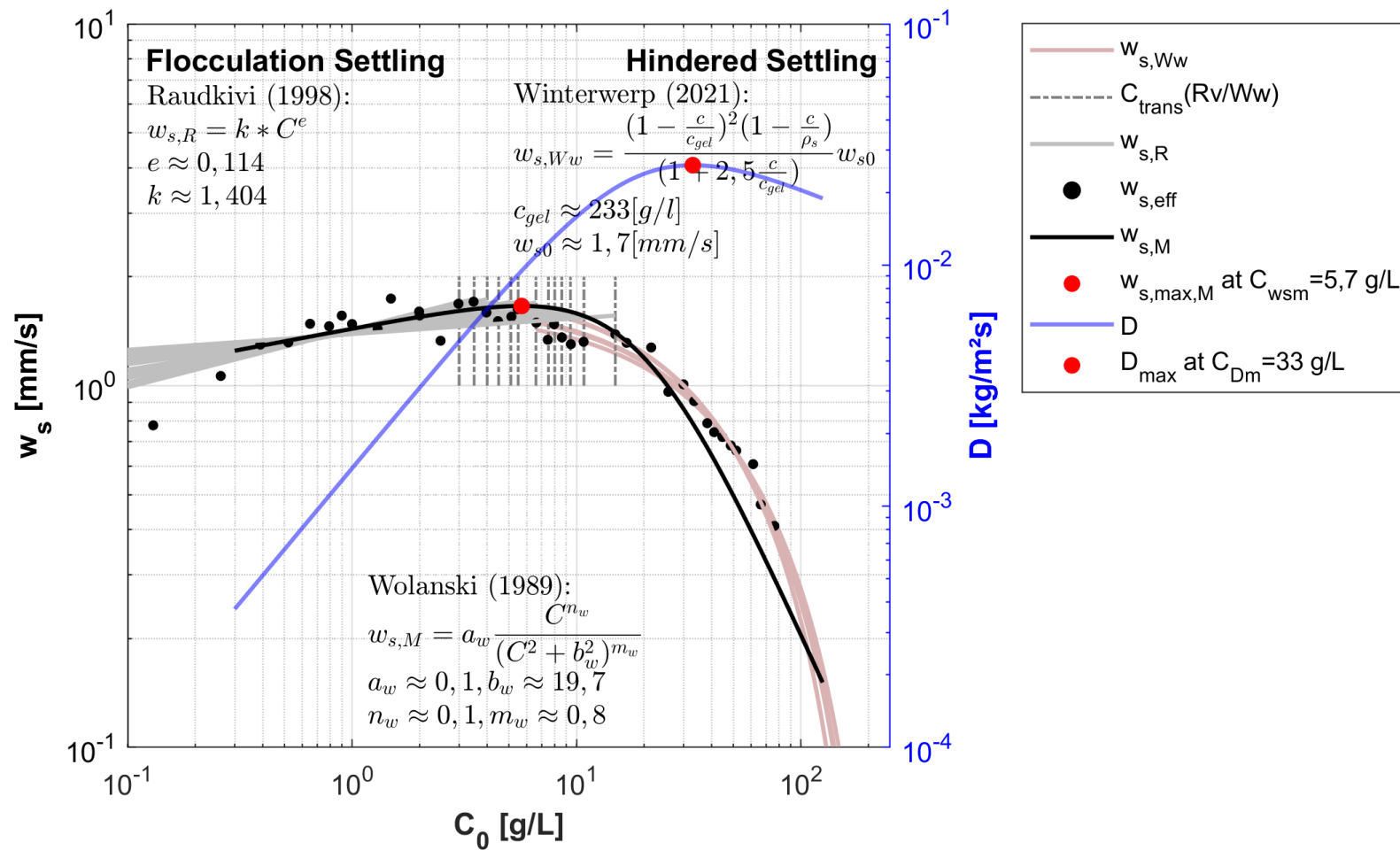


Abbildung F-4: Konzentrationsabhängige Sinkgeschwindigkeiten $w_{s,eff}$ und aus parametrisierten Modellfunktionen abgeleitete Sinkgeschwindigkeiten $w_{s,R}$ nach Raudkivi (1998), $w_{s,Ww}$ Winterwerp (2021) und $w_{s,M}$ nach Wolanski (1989) bei einem Salzgehalt S von 28,5 psu; die Transition von $w_{s,R}$ zu $w_{s,Ww}$ erfolgt bei C_{trans} , das Modell nach Wolanski ergibt die maximalen Sinkgeschwindigkeiten $w_{s,max,M}$ bei Sedimentkonzentration C_{wsm} und die maximalen Depositionsraten D_{max} bei Sedimentkonzentration C_{dm}

(G) Konsolidierung

Tabelle G.1: Rahmenbedingungen der Laboruntersuchungen zum Konsolidierungsverhalten und Ergebnisse der Modellparametrisierungen

Probe	h_0	ρ_b	ϕ_0	C_0	$w_{s,eff}$	c_{gel}	ρ_{gel}	$w_{s0(WW)}$	D	K_{k_p}	k_p
NH-22	0,5	1053	0,034	58	0,033	80	1075	1,33E-03	2,76	7,74E-16	1,49E-03
NH-22	0,5	1053	0,034	58	0,044	84	1079	1,39E-03	2,77	1,39E-16	1,49E-03
NH-22	0,5	1069	0,044	75	0,025	95	1089	1,58E-03	2,80	1,39E-17	3,53E-04
NH-22	0,5	1070	0,044	76	0,027	99	1092	1,64E-03	2,80	1,76E-17	5,01E-04
NH-22	0,5	1086	0,055	94	0,025	115	1107	1,91E-03	2,81	6,92E-18	2,65E-04
NH-22	0,5	1088	0,056	96	0,025	116	1108	1,94E-03	2,82	4,47E-18	2,02E-04
NH-22	0,5	1104	0,066	113	0,018	124	1115	5,92E-03	2,83	1,02E-18	9,79E-05
NH-22	0,5	1109	0,069	119	0,001	122	1112	6,41E-03	2,85	3,87E-22	1,95E-06
NH-22	0,5	1153	0,097	167	0,000	161	1147	1,37E-03	2,98	-7,12E-36	-2,17E+77
NH-22	0,5	1153	0,097	167	0,003	152	1138	1,51E-03	2,98	1,12E-35	5,52E+97
BB-22	0,5	1052	0,033	62	0,037	86	1076	1,44E-03	2,76	1,21E-16	3,04E-04
BB-22	0,5	1067	0,043	80	0,041	110	1097	1,83E-03	2,78	8,90E-17	3,11E-04
BB-22	0,5	1089	0,057	106	0,030	130	1113	2,84E-03	2,78	4,28E-16	1,12E-04
BB-22	0,5	1098	0,062	117	0,019	129	1110	8,06E-03	2,81	1,10E-17	3,61E-05
BB-22	0,5	1145	0,092	173	0,014	145	1118	1,61E-03	2,82	4,53E-17	1,01E-05
Avg NH	0,5	1094	0,060	102	0,020	115	1106	2,50E-03	2,84	9,57E-17	5,52E+96
Avg BB	0,5	1090	0,057	107	0,028	120	1103	3,15E-03	2,79	1,39E-16	1,55E-04
Avg Total	0,5	1093	0,059	104	0,023	116	1105	2,72E-03	2,82	1,10E-16	3,68E+96