

**Schwebstofftransportberechnungen in
alluvialen Fließgewässern
- eine neue Herangehensweise -**

Vom Promotionszentrum Umwelt und Technik an
der Hochschule Magdeburg-Stendal
in der Fachrichtung Wasserbau

zur Erlangung des akademischen Grades eines

DOKTOR INGENIEUR
(Dr.-Ing.)

genehmigte

DISSERTATION

von
Daniel Hesse, M. Eng.
aus Rinteln

Gutachter: Prof. Dr.-Ing. Oscar Link
Gutachterin: Prof. Prof. h.c. Dr. rer. nat. Brigitte Urban
Gutachter: Prof. Dr.-Ing. habil. Jürgen Wiese

1. Betreuer: Prof. Dr.-Ing. Bernd Ettmer
2. Betreuer: Prof. Dr.-Ing. Gerhard Böttge

Eingereicht am: 31. Mai 2022
Mündliche Prüfung am: 12. Oktober 2022

Magdeburg 2023

Eidesstattliche Erklärung

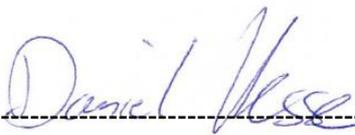
Hiermit erkläre ich, die vorliegende Dissertation selbständig und ohne unzulässige fremde Hilfe angefertigt zu haben. Ich habe keine anderen als die angeführten Quellen und Hilfsmittel benutzt und sämtliche Textstellen, die wörtlich oder sinngemäß aus veröffentlichten oder unveröffentlichten Schriften entnommen wurden, und alle Angaben, die auf mündlichen Auskünften beruhen, als solche kenntlich gemacht. Ebenfalls sind alle von anderen Personen bereitgestellten Materialien oder erbrachten Dienstleistungen als solche gekennzeichnet.

Hesse, Daniel

Name, Vorname

Magdeburg, 31.05.2022

Ort, Datum



Unterschrift

Kurzfassung

Kenntnisse zum Geschiebe- und Schwebstofftransport in Flachlandflüssen sind eine wichtige Voraussetzung bei der Planung vieler flussbaulicher Maßnahmen und ökologischer Fragestellungen. In der Vergangenheit wurde eine Vielzahl von Berechnungsgleichungen entwickelt, um den Geschiebe- und Schwebstofftransport zu berechnen.

Ein vielversprechendes Verfahren um den Geschiebetransport zu berechnen, ist die statistische Auswertung von Sohlenmessdaten von Dünensohlen. Vergleichsrechnungen im Labor sowie in Flüssen konnten zeigen, dass das Verfahren eine geeignete Methode sein kann, um den Geschiebetransport zu quantifizieren. Bisherige Berechnungsansätze zum Schwebstofftransport zielten im Wesentlichen darauf ab, die Schwebstoffkonzentrationsverteilung im Wasserkörper zu berechnen. Den Berechnungsansätzen liegen vereinfachende Annahmen zu Grunde, so dass Prognoserechnungen zum Schwebstofftransport mit Unsicherheiten behaftet sind. Ziel dieser Arbeit war es deshalb zu untersuchen, wie sich die statistischen Methoden für die Geschiebetransportberechnung dazu verwenden lassen, den Schwebstofftransport zu berechnen.

Dazu wurde mithilfe experimenteller Untersuchungen in einer Versuchsrinne ein Berechnungsansatz entwickelt, mit dem sich der Geschiebetransport in den Schwebstofftransport umrechnen lässt. Der Berechnungsansatz setzt Kenntnisse zur mittleren Fließgeschwindigkeit und kritischen Fließgeschwindigkeit sowie Sohlenmessdaten von Dünensohlen z. B. aus Echolotpeilungen voraus. Das Berechnungsverfahren wurde in zwei sandgeprägten Flüssen mit Dünensohlen getestet. Ein Vergleich mit Schwebstoffmessungen zeigte, dass es mit dem hergeleiteten Ansatz möglich war, den Geschiebetransport aus statistisch ausgewerteten Sohlenmessdaten von Dünensohlen in den Schwebstofftransport umzurechnen. Zudem ließ sich durch einen Vergleich der Berechnungsergebnisse mit Schwebstofftransportansätzen aus der Literatur ermitteln, dass der aufgestellte Ansatz den Schwebstofftransport insgesamt besser prognostizieren konnte.

Abstract

Knowledge of bed load transport and suspended load transport in lowland rivers is important for the planning of river engineering projects. A large number of equations were developed in the past in order to calculate bed load and suspended load transport.

A promising method for calculating bed load transport is statistically evaluating bottom measurements of dune beds. Comparative calculations in the laboratory and in rivers using this method have shown that it can be a suitable method for quantifying bed load transport. Comparative calculations in laboratories and in rivers using this method have shown that it can be a suitable method for quantifying bed load transport.

Generally, former approaches to calculate the suspended load transport have been based upon calculating the distribution of suspended sediment concentrations between the river bed and the water surface. These approaches are based on simplifying assumptions, so that the calculations can have uncertainties.

The aim of this work was therefore to investigate how the statistical methods for bed load transport calculation can be used in order to calculate suspended sediment transport.

Experimental investigations were done in a flume and an approach was developed to convert bed load transport into suspended load transport. The approach requires knowledge of mean flow velocity, critical flow velocity and bottom measurement data of dune beds, e.g. from echo soundings. The calculation method was tested in two sand-covered rivers with dune beds. A comparison with suspended sediment measurements showed that it was possible to convert the bedload transport from statistically evaluated bottom data of dune beds to suspended sediment transport using the derived approach. Furthermore, a comparison of the calculation results with suspended sediment transport approaches from literature also indicated that the established approach was able to predict suspended sediment transport overall more effectively.

Inhaltsverzeichnis

SYMBOLVERZEICHNIS	I
ABKÜRZUNGSVERZEICHNIS	III
ABBILDUNGSVERZEICHNIS	IV
TABELLENVERZEICHNIS	VI
1 EINLEITUNG	1
1.1 Veranlassung	1
1.2 Ziel der Arbeit	4
2 THEORETISCHE GRUNDLAGEN UND WISSENSSTAND	6
2.1 Geschiebetransport	6
2.1.1 Bewegungsbeginn	6
2.1.2 Transportkörper	11
2.1.3 Geschiebetransportansätze	15
2.2 Schwebstofftransport.....	24
2.2.1 Beginn der Schwebstoffbewegung.....	24
2.2.2 Schwebstofftransportberechnung.....	26
2.3 Fazit	31
3 DIMENSIONSANALYSE	33
3.1 Sedimenttransport nach Yalin (1965)	33
3.2 Prozentuale Geschiebe- und Schwebstofftransportanteile.....	38
3.3 Erforderliche experimentelle Untersuchungen	39
4 EXPERIMENTELLE UNTERSUCHUNGEN	41
4.1 Versuchseinrichtung.....	41
4.2 Sediment	44
4.3 Messtechnik und Datenaufnahme	46
4.3.1 Sedimenttransport (Zielgröße: q_{Ges})	46
4.3.2 Sohlenvermessung (Zielgröße: $q_G=f(\sigma_Z, u_D)$).....	49
4.4 Versuchsdurchführung	55
5 ERGEBNISSE	57
5.1 Versuchsauswertung	57
5.1.1 Vorbemerkungen	57
5.1.2 Beobachtungen.....	57

Schwebstofftransportberechnungen in alluvialen Fließgewässern
- eine neue Herangehensweise -

5.1.3	Sedimentgesamttransport (q_{Ges}).....	60
5.1.4	Standardabweichung der Sohlenoberfläche (σ_z)	64
5.1.5	Sohlenfortschrittgeschwindigkeit (u_D)	67
5.1.6	Fazit.....	70
5.2	Geschiebetransport und Schwebstofftransportrate (q_G, q_S).....	72
5.2.1	Geschiebetransportrate (q_G)	72
5.2.2	Schwebstofftransportrate (q_S)	76
5.3	Aufstellen des Berechnungsansatzes	78
5.4	Vorgehensweise bei der Schwebstofftransportberechnung	82
6	PRAKTISCHES ANWENDUNGSBEISPIEL	84
6.1	Einleitung	84
6.2	Datengrundlagen.....	86
6.2.1	Hydrologische Hauptwerte	86
6.2.2	Sohlenvermessungen	86
6.2.3	Sedimentanalyse	89
6.2.4	Schwebstofftransportmessung.....	90
6.3	Computermodell (2d-hn-Modell).....	91
6.3.1	Theoretische Grundlagen.....	91
6.3.2	Räumliche Diskretisierung des Modells.....	94
6.3.3	Rauheiten	96
6.3.4	Modellkalibrierung.....	97
6.3.5	Modellvalidierung.....	98
6.4	Untersuchungsprogramm	100
6.5	Ergebnisse	101
6.5.1	Hydraulische Berechnungen (u/u_c -Verhältnisse)	101
6.5.2	Geschiebetransportberechnung.....	103
6.5.3	Schwebstofftransportberechnung.....	108
6.6	Ergänzende Untersuchungen.....	120
6.6.1	Einleitung.....	120
6.6.2	Ergebnisse.....	124
7	ZUSAMMENFASSUNG UND AUSBLICK.....	128
7.1	Zusammenfassung.....	128
7.2	Ausblick.....	131
8	LITERATURVERZEICHNIS.....	133

Symbolverzeichnis

Symbol	SI-Einheit	Bezeichnung
A	m ²	Dünenquerschnittsfläche
A _{E,O}	m ²	Einzugsgebiet
A _{E,O,rel}	1	Einzugsgebietsfaktor
a	m	Referenzabstand über der Sohle
b	m	Breite
C	kg/m ³	Schwebstoffkonzentration
C _a	kg/m ³	Referenzkonzentration
C _a	1	Kohäsionsparameter Sedimentologischer Durchmesser
D [*]	1	$D^* = \left(\frac{\rho' \cdot g}{\nu^2} \right)^{\frac{1}{3}} \cdot d_{ch}$
d	m	Korndurchmesser
d ₁₆ d ₅₀ d ₈₄	m	Korndurchmesser bei 16%, 50% bzw. 84% Siebdurchgang
d _{ch}	m	charakteristischer Korndurchmesser
Fr	1	Froude-Zahl $Fr = \frac{u_m}{\sqrt{g \cdot h}}$
Fr [*]	1	Feststoff-Froude-Zahl $Fr^* = \frac{u_0^{*2}}{\rho' \cdot g \cdot d_{ch}}$
Fr [*] _c	1	Krit. Feststoff-Froude-Zahl $Fr_c^* = \frac{u_{0,c}^{*2}}{\rho' \cdot g \cdot d_{ch}}$
F _A	N	Auftriebskraft
F _G	N	Gewichtskraft
F _{G'}	N	Gewichtskraft unter Auftrieb
F _R	N	Beharrungskraft
F _S	N	Kraft am Einzelkorn
g	m/s ²	Fallbeschleunigung
h	m	Wassertiefe
H	m	Absoluthöhe des Wasserspiegels
h _D	m	Dünenhöhe
I	1	Gefälle
i	1	Zählvariable
l _D	m	Dünenlänge

Schwebstofftransportberechnungen in alluvialen Fließgewässern
- eine neue Herangehensweise -

Symbol	SI-Einheit	Bezeichnung
I_{Rx}, I_{Ry}	1	Reibungsgefälle in x- und y-Richtung
I_{Sx}, I_{Sy}	1	Sohlengefälle in x- und y-Richtung
k_{St}	$m^{1/3}/s$	Widerstandsbeiwert nach Manning-Strickler
M_w	kg	Gewicht des Kunststoffbehälters mit Wasser
M_{w+s}	kg	Gewicht des Kunststoffbehälters mit Wasser und Sediment
M_s	kg	Trockengewicht des Sediments
M_S	kg/s	Schwebstofftransport
m_G	kg/(s·m)	Geschiebetransportrate
n	1	Anzahl der Einzelmessungen
Q	m^3/s	Abfluss
q_G	$m^3/(s·m)$	Volumetrische Geschiebetransportrate
q_S	$m^3/(s·m)$	Volumetrische Schwebetransportrate
q_{Ges}	$m^3/(s·m)$	Volumetrische Sedimentgesamtransportrate
r	1	Korrelationskoeffizient
Re	1	Reynolds-Zahl $Re = \frac{u \cdot h}{\nu}$
Re^*	1	Feststoff Reynolds-Zahl $Re^* = \frac{d_{ch} \cdot u_0^*}{\nu}$
s	1	Streuungsmaß
t	s	Zeit
U	1	Ungleichförmigkeit
u_0^*	m/s	Schubspannungsgeschwindigkeit $u_0^* = \sqrt{\frac{\tau_0}{\rho}}$
$u_{0,c}^*$	m/s	Kritische Schubspannungsgeschwindigkeit
u	m/s	mittlere Fließgeschwindigkeit
u_x, v_y	m/s	Fließgeschwindigkeit in x- und y-Richtung
u_c	m/s	kritische mittlere Fließgeschwindigkeit
u_D	m/s	Dünengeschwindigkeit / mittlere Fortschrittgeschwindigkeit der Dünensohle
w'	m/s	Vertikale turbulente Schwankungen
w	m/s	Sinkgeschwindigkeit
x, y, z	m	Räumliche x, y, z-Koordinaten
Z	1	Schwebstoffzahl
α	1	Formbeiwert
β	1	Sohlenformkoeffizient

Schwebstofftransportberechnungen in alluvialen Fließgewässern
- eine neue Herangehensweise -

Symbol	SI-Einheit	Bezeichnung
ε	m	relative Überdeckung
ε_S	m ² /s	Diffusionskoeffizient der Sedimentkörner
ε_W	m ² /s	Impulsaustauschkoeffizienten der Strömung
η_P	1	Porosität
μ	m	Mittlere Sohlenhöhe
K	1	Konstante nach <i>von Karman</i>
ν	m ² /s	Kinematische Viskosität
ν_K	m ² /s	Viskositätskoeffizient
λ	1	Widerstandsbeiwert
ρ_S	kg/m ³	Sedimentdichte
ρ	kg/m ³	Dichte des Wassers
ρ'	1	relative Dichte $\rho' = \frac{\rho_S - \rho}{\rho}$
$\rho_{S,L}$	kg/m ³	Lagerungsdichte $\rho_{S,L} = \rho_S \cdot \eta_P$
σ_z	m	Standardabweichung der Sohlenoberfläche
τ_0	N/m ²	Schubspannung an der Sohle
$\tau_{0,c}$	N/m ²	Kritische Schubspannung
θ	1	Shields-Parameter $\theta = \frac{\tau_0}{(\rho_S - \rho) \cdot g \cdot d_{ch}}$
θ_c	1	kritischer Shields-Parameter $\theta_c = \frac{\tau_{0,c}}{(\rho_S - \rho) \cdot g \cdot d_{ch}}$
φ	1	Reibungswinkel

Abkürzungsverzeichnis

Abb.	Abbildung	MQ	Mittelwasserabfluss
bspw.	beispielsweise	MHQ	Mittlerer Hochwasserabfluss
BfG	Bundesanstalt für Gewässerkunde	Tab.	Tabelle
d. h.	dass heißt	u. a.	unter anderem / und andere
DGJ	Deutsches Gewässerkundliches Jahrbuch	vgl.	vergleiche
Fluss-km	Flusskilometer	z. B.	zum Beispiel
GPS	Global Positioning System	z. T.	zum Teil
MNQ	Mittlerer Niedrigwasserabfluss		

Abbildungsverzeichnis

Abb. 1.1: Baggergut aus dem Fluss Aller bei Celle	1
Abb. 1.2: Transportkörper in der Alten Elbe bei Magdeburg	2
Abb. 2.1: Hjulström-Diagramm, nach Hjulström (1935)	7
Abb. 2.2: Shields-Diagramm nach Zanke (2002)	9
Abb. 2.3: Formen von Transportkörpern, aus DVWK (1988)	11
Abb. 2.4: Bewegungsmechanismus einer Düne nach Führböter (1991)	12
Abb. 2.5: Klassifikation der Transportkörper im mod. Hjulström-Diagramm	14
Abb. 2.6: Klassifikation der Transportkörper im mod. Shields-Diagramm	14
Abb. 2.7: Modellvorstellung zur Dünenwanderung; Definition des Beiwerts β	16
Abb. 2.8: Darstellung der Nulldurchgangsmethode und der Extremwertmethode	18
Abb. 2.9: Skizze zur Verschiebung von Linienprofilen	20
Abb. 2.10: Vergleich Geschiebetransportberechnung und Geschiebetransportmessungen .	23
Abb. 2.11: Abgrenzung der Sedimenttransportarten	24
Abb. 2.12: Modellvorstellung zum Schwebstofftransport im Wasserkörper	27
Abb. 2.13: Referenzkonzentration C_a in Abhängigkeit vom Shields-Parameter θ	30
Abb. 3.1: Versuchsprogramm	40
Abb. 4.1: Versuchsrinne im Wasserbaulabor der Hochschule Magdeburg	42
Abb. 4.2: Technische Skizze der Versuchsrinne	43
Abb. 4.3: Fotoaufnahmen des Kunststoffgranulats	45
Abb. 4.4: Versuchsrinne mit Sedimentbett	45
Abb. 4.5: Gewebebeutel mit Kunststoffstutzen	46
Abb. 4.6: Darstellung mehrerer Einzelmessungen in chronologischer Reihenfolge	47
Abb. 4.7: Vergleich gemessenes und berechnetes Trockengewicht	48
Abb. 4.8: Photogrammetriesystem	51
Abb. 4.9: Höhenmodell, Sedimentsohle mit projiziertem Messraster	51
Abb. 4.10: Darstellung zeitlich aufeinander folgender Sohlenvermessungen	52
Abb. 4.11: Echolotsonde	53
Abb. 4.12: Technische Skizze des Versuchsausbaus mit Echolotsonde und Videokamera..	53
Abb. 4.13: Höhenprofil der Dünensohle über die Zeit $z(x,t)$	54
Abb. 5.1: Sedimenttransport bei $u/u_c = \text{rd. } 1,2 \text{ bis rd. } 2,0$	58
Abb. 5.2: Sedimenttransport bei $u/u_c > \text{rd. } 2,0 \text{ bis rd. } 2,5$	59
Abb. 5.3: Sedimenttransport bei $u/u_c > \text{rd. } 2,5 \text{ bis rd. } 3,6$	60
Abb. 5.4: Sedimentgesamtransportrate q_{Ges} in Abhängigkeit vom Verhältnis u/u_c	61
Abb. 5.5: Sedimentgesamtransportrate q_{Ges} mit Messergebnissen aus der Literatur	63
Abb. 5.6: Standardabweichung σ_z in Abhängigkeit von u/u_c	65
Abb. 5.7: Standardabweichung σ_z mit Messergebnissen aus der Literatur	66
Abb. 5.8: Fortschrittgeschwindigkeit u_D in Abhängigkeit von u/u_c	68
Abb. 5.9: Fortschrittgeschwindigkeit u_D mit Messergebnissen aus der Literatur	70
Abb. 5.10: Gegenüberstellung Messung und Rechnung	73
Abb. 5.11: Geschiebetransportrate q_G und Sedimentgesamtransportrate q_{Ges}	75

Abb. 5.12: q_S , q_G , und q_{Ges} in Abhängigkeit von u/u_c	77
Abb. 5.13: q_G/q_{Ges} und q_S/q_{Ges} in Abhängigkeit von u/u_c	79
Abb. 5.14: Gegenüberstellung der Ergebnisse aus Gl. 5.11 und 5.12 und $q_S = q_{Ges} - q_G$	81
Abb. 5.15: Vorgehensweise bei der Schwebstofftransportberechnung.....	83
Abb. 6.1: Lage des Untersuchungsgebiets in Celle.....	85
Abb. 6.2: Fotoaufnahmen der Aller.....	85
Abb. 6.3: Schlauchboot mit 798C-SI Combo Echolot.....	87
Abb. 6.4: Sohlenlängsprofile vom 16.01.2012 und 30.01.2012.....	88
Abb. 6.5: Sieblinien der Probenahmen, Aller 1 und 2, Lachte sowie Fuhse.....	89
Abb. 6.6: Gemessener Schwebstofftransport M_S in Abhängigkeit vom Abfluss Q	91
Abb. 6.7: Modellgrenzen im Orthofoto von Fluss-km 0,0 bis 7,0.....	95
Abb. 6.8: Berechnungsgitters von Fluss-km 1,8 bis 2,9.....	95
Abb. 6.9: Rauheitsflächen im Modell, Fluss-km 1,7 bis 3,7.....	96
Abb. 6.10: Ergebnisse der Modellkalibrierung.....	98
Abb. 6.11: Ergebnisse der Modellvalidierung.....	99
Abb. 6.12: Berechnete Fließgeschwindigkeiten zwischen Fluss-km 1,2 bis 5,2.....	101
Abb. 6.13: Verhältnisse u/u_c in Abhängigkeit vom Abfluss Q	102
Abb. 6.14: Sohlenlängsprofil mit und ohne Längsgefälle.....	103
Abb. 6.15: Standardabweichung σ_z in Abhängigkeit Abfluss Q	104
Abb. 6.16: Fortschrittgeschwindigkeit u_D in Abhängigkeit Abfluss Q	106
Abb. 6.17: Geschiebetransportrate q_G in Abhängigkeit Abfluss Q	107
Abb. 6.18: Vergleich $M_{S,Rechnung}$ und $M_{S,Messung}$ in Abhängigkeit vom Abfluss Q	109
Abb. 6.19: Berechnungsergebnisse von verschiedenen Schwebstofftransportansätzen....	112
Abb. 6.20: Vergleich $M_{S,Rechnung}$ und $M_{S,Messung}$ am Pegel Marklendorf.....	113
Abb. 6.21: Untersuchungsgebiets am Pegel Barby.....	120
Abb. 6.22: Vergleich zwischen Messung und Rechnung.....	125
Abb. 6.23: Vergleich zwischen Messung und fraktionsweiser Berechnung.....	126

Tabellenverzeichnis

Tab. 2.1: Formbeiwerte β	20
Tab. 2.2: Grenzwerte für den Schwebstoffbeginn.....	25
Tab. 4.1: Materialeigenschaften und Kenngrößen des Kunststoffgranulats	45
Tab. 4.2: Versuchsparameter	55
Tab. 5.1: Sedimentgesamttransportrate q_{Ges}	60
Tab. 5.2: Standardabweichungen σ_z	64
Tab. 5.3: Fortschrittgeschwindigkeit der Dünensohle u_D	67
Tab. 5.4: Berechnete Geschiebetransportraten q_G	74
Tab. 5.5: Berechnete Schwebstofftransportrate q_S	76
Tab. 5.6: Anteile q_G/q_{Ges} und q_S/q_{Ges}	78
Tab. 6.1: Hydrologische Hauptwerte der Aller am Pegel Celle	86
Tab. 6.2: Echolotpeilungen	88
Tab. 6.3: Gemessener Schwebstofftransport M_S	90
Tab. 6.4: Eigenschaften des Berechnungsgitters	94
Tab. 6.5: Kartiereinheiten und zugehörige Rauheitsbeiwerte (k_{Si})	96
Tab. 6.6: Abflüsse und Wasserstände am Pegel Celle.....	97
Tab. 6.7: Abflüsse der Modellvalidierung am Pegel Celle.....	98
Tab. 6.8: Fließgeschwindigkeiten u und u/u_c -Verhältnisse.....	102
Tab. 6.9: Berechnete Standardabweichungen σ_z	104
Tab. 6.10: Fortschrittgeschwindigkeiten u_D	105
Tab. 6.11: Berechnete Geschiebetransportraten q_G	107
Tab. 6.12: Schwebstofftransportraten q_S	108
Tab. 6.13: Schwebstofftransport $M_{S,Rechnung}$	109
Tab. 6.14: Vergleich Schwebstofftransport $M_{S,Rechnung}$ und $M_{S,Funktion}$	111
Tab. 6.15: Vergleich Schwebstofftransport $M_{S,Rechnung}$ und $M_{S,Funktion}$ am Pegel Marklendorf	114
Tab. 6.16: Prozentuale Abweichungen der Berechnungsergebnisse.....	117
Tab. 6.17: Hydrologische Hauptwerte der Elbe am Pegel Barby	120
Tab. 6.18: Verwendete Datengrundlagen.....	122
Tab. 6.19: Berechnete u/u_c -Verhältnisse und berechneter Schwebstofftransport M_S	125

1 Einleitung

1.1 Veranlassung

In Flüssen wird mit dem Wasser für gewöhnlich eine mehr oder weniger große Menge an Sedimenten mit der Strömung transportiert. Dabei können insbesondere in Flachlandflüssen die verfrachteten Sedimentmengen mitunter erheblich sein. Bereits in kleineren Flüssen, wie bspw. dem niedersächsischen Fluss Aller, werden je nach Abflussgeschehen Sedimentfrachten von mehreren zehntausend Tonnen im Jahr transportiert, vgl. Ettmer und Dittrich (2009), DGJ-WE (2015). In Flachlandregionen großer Flüsse, wie bspw. den Flüssen Rhein, Elbe und Oder, kann der jährliche Sedimenttransport sogar mehrere hunderttausend Tonnen und in einigen Flüssen weltweit, wie bspw. dem Huang He (Gelber Fluss) in China, bis zu mehreren Millionen Tonnen betragen, vgl. Zanke (1982), Miao et al. (2010), BfG (2014a).

Dabei sind insbesondere die in Flüssen transportierten Sand- und Kiesfrachten von großem Interesse, da sich diese bspw. an der Flusssohle als Sandbänke bzw. in Flussaufweitungen an z. B. Abzweigen, in Zufahrten zu Hafenanlagen, Zuläufen zu Flutmulden und Umflutern (z. B. Zarn 1997, Ettmer et al. 2017, 2022), oder in Stauseen (z. B. Mertens 1987) ablagern können. Die daraus resultierenden morphologischen Veränderungen können dazu führen, dass z. B. die Schifffahrt, der Hochwasserschutz bzw. die Nutzung von Stauseen beeinträchtigt werden. Die Folge daraus ist, dass oftmals zeit- und kostenintensive Unterhaltungsmaßnahmen, wie bspw. regelmäßige Ausbaggerungen an der Gewässersohle erforderlich sind, um die Nutzbarkeit des Gewässers zu gewährleisten, vgl. **Abb. 1.1**.



Abb. 1.1: Baggergut aus dem Fluss Aller bei Celle, Foto: D. Hesse (2011)

Die Kenntnis der transportierten Sedimentfrachten ist auch insofern von großem Interesse, weil an diese Schadstoffe wie z. B. Schwermetalle gebunden sein können. Die Schadstoffe können bspw. aus eingeleiteten Industrie- oder Grubenabwässern stammen. Tritt der Fluss bei Hochwasser über seine Ufer, werden diese Sedimente teilweise in die Vorländer und Auen eingetragen, was zu einer hohen Schadstoffbelastung des Bodens führen kann. Dies kann weitreichende Folgen haben, wenn diese Flächen z. B. landwirtschaftlich genutzt werden und

die im Boden gebundenen Schadstoffe in die Nahrungskette des Menschen gelangen, vgl. FGG-Elbe (2013), Krüger und Urban (2014), Ciszewski und Gryga (2016).

Vor dem Hintergrund klimawandelbedingter Veränderungen und der erwarteten Zunahme von z. B. Starkregenereignissen ist zudem davon auszugehen, dass die Auswirkungen durch den Sedimenttransport und die damit verbundenen morphologischen Veränderungen noch verstärkt werden, vgl. Walling (2009). Neben diesen Beeinträchtigungen können morphologische Veränderungen aber auch positive Auswirkungen auf den Fluss haben. So können sich an Sohle, am Ufer und auf dem Vorland bspw. neue morphologische Strukturen ausbilden, die als Lebensraum für Pflanzen und Tiere dienen und damit zur Biodiversität in einem Gewässerabschnitt beitragen können, vgl. Patt et al. (2018).

Um die morphologischen Veränderungen, die durch den Fluss hervorgerufen werden, einschätzen zu können, sind möglichst genaue Kenntnisse über die transportierten Sedimentmengen (Sedimentmassen bzw. -volumina) erforderlich. Für Prognoserechnungen werden die transportierten Sedimentmengen in der Regel dazu in den Geschiebetransport und den Schwebstofftransport unterteilt, Vetter (1992).

Als Geschiebetransport wird der Anteil am Sedimenttransport bezeichnet, der an der Gewässersohle stattfindet. In Flachlandflüssen wird das Geschiebe im Wesentlichen durch



Abb. 1.2: Transportkörper in der Alten Elbe bei Magdeburg, Foto: D. Hesse (2019)

Transportkörper transportiert, vgl. **Abb. 1.2**. Bei Transportkörpern handelt es sich um Verformungen an der Gewässersohle, die sich durch Umlagerung vergleichsweise langsam mit der Strömung voran bewegen. Von großer Bedeutung für den Geschiebetransport sind Sanddünen, da diese auf Grund ihrer Höhe von bis zu mehreren Metern und ihrer Länge von bis zu mehreren

hundert Metern erheblich zum Geschiebetransport beitragen können, vgl. Ashley (1990), Zarn (1997), Kleinhans und Ten Brinke (2001), Wilbers (2004).

Als Schwebstofftransport werden Sedimente bezeichnet, die im Wasserkörper ohne oder mit seltenem Kontakt zur Gewässersohle transportiert werden. Schwebstofftransport setzt ein, wenn Sedimentkörner durch die Strömung an der Gewässersohle erodiert und aufgrund der

Turbulenz in höhere Wasserschichten emporgehoben werden. In der Folge bildet sich zwischen der Gewässersohle und dem Wasserspiegel ein Konzentrationsprofil aus, wobei der Konzentrationsgradient von der Gewässersohle zum Wasserspiegel hin abnimmt. Der Schwebstofftransport kann außerdem einen Anteil an Spülfracht enthalten. Dabei handelt es sich um feinkörnige Sedimente wie Schluffe und Tone oder auch organische Materialien, die durch einen Flussabschnitt ohne Kontakt zur Gewässersohle hindurchtransportiert werden. Solche Feinbestandteile stammen üblicherweise nicht aus der Gewässersohle, sondern werden aus dem Einzugsgebiet, bspw. in Folge von Flächenerosion, in das Gewässer eingetragen, Graf (1971). In Flachlandflüssen findet der Großteil des jährlichen Sedimenttransports mit rd. 75 % bis 95% als Schwebstofftransport statt, während der Geschiebetransport mit rd. 5 % bis 25 % zur jährlichen Sedimentfracht beiträgt, Yang (1996).

Um den Geschiebetransport zu berechnen wurden in den vergangenen Jahrzehnten zahlreiche empirische Berechnungsansätze (z. B. Shields 1936, Meyer-Peter und Müller 1948, Einstein 1950, Laursen 1958, Engelund and Fredsoe 1976, van Rijn 1984a, Zanke 2001, Lajeunesse et al. 2010) entwickelt. Diese Ansätze basieren auf der Herangehensweise, den Geschiebetransport als Trockenmasse auf Grundlage sedimentologischer und hydraulischer Kenngrößen wie z. B. der Sohlenschubspannung oder Fließgeschwindigkeit zu berechnen. Die meisten Gleichungen wurden in hydraulischen Versuchsrinnen entwickelt, da hier der Geschiebetransport unter kontrollierten Bedingungen nachgebildet werden kann. Trotz zahlreicher Bemühungen die hydraulisch-sedimentologische Interaktion theoretisch und messtechnisch zu erfassen, lässt sich der Geschiebetransport mit diesen Ansätzen nur näherungsweise einschätzen. Eine zuverlässige Berechnung ist nicht möglich. Die Folge ist, dass die berechneten Geschiebemengen z. T. um mehrere Zehnerpotenzen vom gemessenen Geschiebetransport in einem Fluss abweichen können, vgl. Zanke (1987), Mertens (1995).

Eine andere Herangehensweise, den Geschiebetransport in Flachlandflüssen zu berechnen, ist die Auswertung von Sohlenmessdaten von Dünensohlen. Die Gewässersohle wird dazu heutzutage partiell mit modernen Messverfahren wie z. B. Echolotpeilungen messtechnisch erfasst. Das Grundprinzip bei diesem Ansatz ist, zunächst einzelne Dünen in den Peilungen zu identifizieren und deren Höhe, Länge und Form sowie dessen Fortbewegungsgeschwindigkeit zu bestimmen. Der Geschiebetransport wird dann als Produkt aus den geometrischen Größen und der Fortbewegungsgeschwindigkeit berechnet. Ein wesentlicher Nachteil dieser Methode besteht darin, dass sich die Dünenhöhen, -längen und -formen oftmals nicht zweifelsfrei in den Peildaten identifizieren lassen und damit die Geschiebetransportberechnungen deutliche Unsicherheiten aufweisen können, vgl. Simons et al. (1965), Führböter (1967), van

den Berg (1987), Ten Brinke et al. (1999), Wilbers (2004), Gaeuman und Jacobson (2007), Zorndt et al. (2010), Gehres und Frings (2012).

Eine Alternative, den Geschiebetransport aus Sohlenpeilungen zu berechnen, ist die statistische Analyse von Dünensohlen. Bei der statistischen Analyse wird eine Vielzahl von Dünen als Dünenfeld ausgewertet, wodurch die Bedeutung einzelner Dünen in den Hintergrund tritt. Die räumliche Lage einzelner Sohlenhöhen im Dünenfeld werden dabei als zufallsverteilte Einzelhöhen interpretiert und anhand statistischer Kenngrößen charakterisiert. Von besonderer Bedeutung für die Geschiebetransportberechnung ist die Standardabweichung, da diese eine Ersatzgröße für die mittlere Dünenhöhe im Dünenfeld ist. In der wasserbaulichen Praxis wurde die statistische Analyse bereits erfolgreich auf Dünensohlen angewendet, um den Geschiebetransport in Labor- und Naturuntersuchungen zu berechnen. vgl. Crickmore (1970), Willis und Kennedy (1978), LWI (2008), Ettmer et al. (2009), Aberle et al. (2012), Henning (2013).

Der Schwebstofftransport wird üblicherweise indirekt auf Grundlage der vertikalen Schwebstoffkonzentrationsverteilung im Wasserkörper berechnet. In den vergangenen Jahrzehnten wurden zahlreiche Modelle entwickelt, um die Schwebstoffverteilung rechnerisch zu bestimmen. Auf Grund der äußerst komplexen Wechselwirkung zwischen den Sedimentkörnern und der turbulenten Strömung basieren die Modelle auf Vereinfachungen, so dass die Schwebstofftransportberechnungen deutliche Unsicherheiten aufweisen können, vgl. Garcia und Parker (1991), Vetter (1992), van Rijn (1984b, 1993).

Für den Planer bedeutet dies, dass für Geschiebetransportberechnungen durch den Einsatz moderner Sohlenvermessungstechnik und statistischer Analyseverfahren grundsätzlich eine leistungsfähige Herangehensweise existiert. Mit Blick auf die Planung flussbaulicher Maßnahmen sind in Flachlandflüssen jedoch insbesondere Kenntnisse zum Schwebstofftransport von großer Bedeutung, da dieser den Großteil am Sedimentgesamtransport ausmacht.

1.2 Ziel der Arbeit

Ziel der Arbeit ist es, zu untersuchen, wie sich der Einsatz moderner Sohlenvermessungstechnik und statistischer Analyseverfahren dazu nutzen lässt den Schwebstofftransport aus Sohlenmessdaten zu berechnen. Hierfür soll ein neues Verfahren entwickelt werden, mit dem der Geschiebetransport aus Sohlenmessdaten in den Schwebstofftransport umgerechnet werden kann.

Um das Verfahren zu entwickeln, wurden experimentelle Rinnenversuche durchgeführt. Die Rinnenversuche wurden mit einem mobilen Sedimentbett durchgeführt, in dem sich der Geschiebetransport und der Schwebstofftransport unter klar definierten Randbedingungen ausbilden konnte. Da Schwebstofftransportuntersuchungen für gewöhnlich hohe Fließgeschwindigkeiten erfordern, wurde anstatt Sand ein Kunststoffgranulat mit geringer Dichte eingesetzt, vgl. Ettmer et al. (2015). Auf Grund der geringeren Dichte setzte der Schwebstofftransport – im Vergleich zu Sanden – bei deutlich niedrigeren Strömungsgeschwindigkeiten ein.

Während der Versuche bildeten sich im Sedimentbett Dünensohlen aus. Die Dünensohlen wurden mit modernen Messverfahren hochaufgelöst räumlich und zeitlich vermessen und zunächst der Geschiebetransport mit statistischen Verfahren berechnet. Der Sedimenttransport wurde zudem als Gesamttransport gemessen. Der Schwebstofftransport wurde als Differenz aus dem gemessenen Gesamttransport und dem berechneten Geschiebetransport ermittelt. Ziel war es, den Schwebstofftransport als maßgeblichen Anteil am Gesamttransport aus den Sohlenmessdaten abzuleiten. Der berechnete Geschiebetransport und der berechnete Schwebstofftransport wurden dazu verwendet, die prozentualen Anteile der beiden Transportarten am Gesamttransport zu bestimmen. Die Ergebnisse wurden dazu verwendet einen Berechnungsansatz herzuleiten, mit dem der Geschiebetransport in den Schwebstofftransport umgerechnet werden kann. Das Verfahren wurde abschließend in sandgeprägten Flüssen getestet.

Nach dem einleitenden Kap. 1 erfolgt im Kap. 2 ein Überblick über den Wissensstand zu Geschiebe- und Schwebstofftransportberechnungen. Dabei wird insbesondere auf die Geschiebetransportberechnungen aus Sohlenmessdaten eingegangen, da diese von zentraler Bedeutung für die vorliegende Arbeit sind. In Kap. 3 wird die Thematik dimensionsanalytisch aufbereitet. Schwerpunkt bei der Dimensionsanalyse war es, geeignete Kennzahlen herzuleiten, mit denen sich der statistisch berechnete Geschiebetransport in den Schwebstofftransport umrechnen ließ. Die Kennzahlen wurden in einem Ansatz zusammengeführt und die erforderlichen experimentellen Untersuchungen abgeleitet. In Kap. 4 ist der Versuchsaufbau, die verwendete Messtechnik und die Versuchsdurchführung beschrieben. Im Kap. 5 werden die Messergebnisse aus den experimentellen Untersuchungen ausgewertet sowie der Berechnungsansatz für den Schwebstofftransport aufgestellt. Im Kap. 6 wird das Verfahren in sandgeprägten Flüssen angewendet, um den Schwebstofftransport zu berechnen. Ziel ist es, das Verfahren unter natürlichen Randbedingungen zu erproben. Kap. 7 fasst die wesentlichen Inhalte dieser Arbeit zusammen und gibt einen Ausblick auf den weiteren Forschungsbedarf.

2 Theoretische Grundlagen und Wissensstand

2.1 Geschiebetransport

2.1.1 Bewegungsbeginn

Der Geschiebetransport setzt ein, sobald die Kräfte an der Gewässersohle einen kritischen Grenzwert überschreiten. Dieser Grenzwert wird als Bewegungsbeginn bezeichnet und definiert den Zustand, bei dem sich das Sediment an der Gewässersohle entweder in Ruhe oder in Bewegung befindet. Der Grenzwert für den Bewegungsbeginn wird üblicherweise über dimensionsbehaftete Größen wie die kritische mittlere Fließgeschwindigkeit u_c oder die kritische mittlere Sohlenschubspannung $\tau_{0,c}$ bzw. die mittlere Sohlenschubspannungsgeschwindigkeit u_c^* sowie über dimensionslose Größen wie den kritischen Shieldparameter θ_c bzw. die kritische Feststoff-Froude-Zahl Fr_c^* charakterisiert, wobei sich die Größen ineinander umrechnen lassen, vgl. Zanke (1982, 1990).

a) Kritische Fließgeschwindigkeit

Die Untersuchungen zur kritischen Fließgeschwindigkeit u_c gehen auf Hjulström (1935) zurück. Hjulström (1935) stellte einen empirischen Zusammenhang zwischen der mittleren Fließgeschwindigkeit u und einem charakteristischen Korndurchmesser d_{ch} für verschiedene Sohlenmaterialien her und stellte diesen als Diagramm dar, vgl. **Abb. 2.1**.

Die kritische Fließgeschwindigkeit u_c ist in **Abb. 2.1** als Kurvenband dargestellt, da der Übergang von ruhenden zu bewegten Sedimentkörnern fließend ist und sich deshalb nicht eindeutig bestimmen lässt. Eine Definition des Bewegungsbeginns ist deshalb nur näherungsweise möglich. Oberhalb des Kurvenbands ist das Sediment in „Bewegung“, unterhalb in „Ruhe“. Das Diagramm gilt für nicht bindige Sedimente und Wassertiefen größer als rd. 1 m, vgl. Hjulström (1935), Zanke (1990, 2002), van Rijn (1993), Dey (2014).

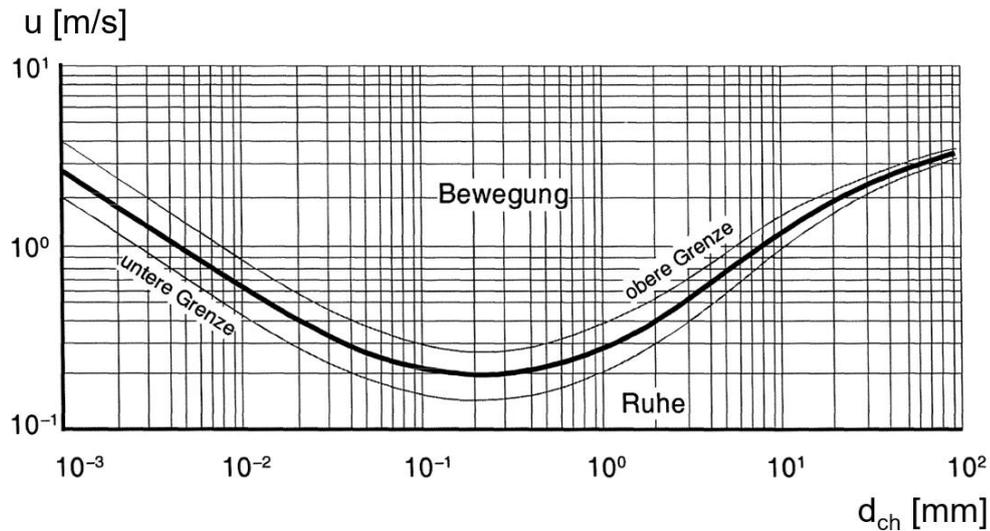


Abb. 2.1: Hjulström-Diagramm, nach Hjulström (1935) aus Zanke (2002), modifiziert (die Beschriftung wurde angepasst)

Ein Ansatz um die kritische Fließgeschwindigkeit u_c rechnerisch näherungsweise zu bestimmen wurde z. B. von Zanke (1977) aufgestellt, wonach sich die kritische Fließgeschwindigkeit wie folgt berechnen lässt:

$$u_c = 2,8 \cdot (\rho' \cdot g \cdot d_{ch})^{0,5} + 14,7 \cdot \frac{\nu}{d_{ch}} \cdot c_a \left[\frac{m}{s} \right] \quad \text{Gl. 2.1}$$

wobei u_c die mittlere kritische Fließgeschwindigkeit, $\rho' = (\rho_s - \rho) / \rho$ die relative Dichte, g die Fallbeschleunigung, d_{ch} der charakteristische Korndurchmesser, ν die kinematische Viskosität, und c_a der Adhäsionsparameter ist. Über c_a werden Adhäsionskräfte zwischen den Sedimentkörnern berücksichtigt, die bei sehr feinen Sedimenten auftreten können. Für nicht kohäsive Sedimente kann der Parameter mit $c_a = 1$ angesetzt und für stark kohäsive Sedimente auf bis zu $c_a = 0,1$ verringert werden. Der Ansatz ist für Wassertiefen $h > 0,30$ m gültig.

Es wurden weitere Berechnungsansätze entwickelt, um die kritische Fließgeschwindigkeit u_c zu berechnen. Zusammenfassende Darstellungen zu verschiedenen Ansätzen sind z. B. in Zanke (1982), van Rijn (1993), Dey (2014) gegeben.

b) Kritische Schubspannung

Der Ansatz zur kritischen Schubspannung $\tau_{0,c}$ geht auf Untersuchungen von Shields (1936) zurück. Nach Shields (1936) müssen im Grenzzustand zwischen Ruhe und Bewegung die angreifende Kraft am Einzelkorn $F_S = \tau_0 \cdot d^2$ und die Widerstandskraft $F_R = \varphi \cdot F_{G'}$ im Gleichgewicht stehen, wobei $F_{G'}$ die Gewichtskraft des Korns unter Auftrieb $F_{G'} = F_G - F_A = (\rho_s - \rho_w) \cdot g \cdot d^3$ und φ der Winkel der inneren Reibung des Sediments ist. Die Sohlenschubspannung τ_0 wurde aus der Gleichgewichtsbetrachtung zwischen der Gewichtskraft des Wasserkörpers und dem Gerinnewiderstand abgeleitet und ist wie folgt definiert:

$$\tau_0 = \rho \cdot g \cdot h \cdot l \left[\frac{\text{N}}{\text{m}^2} \right] \quad \text{Gl. 2.2}$$

Im Grenzzustand vom ruhenden Sedimentkorn in den Bewegungszustand gilt dementsprechend:

$$\theta = \frac{F_S}{F_R} = \frac{\rho \cdot g \cdot h \cdot l \cdot d^2}{(\rho_s - \rho) \cdot g \cdot d^3} = \frac{\tau_{0,c}}{(\rho_s - \rho) \cdot g \cdot d} = \theta_c \quad [1] \quad \text{Gl. 2.3}$$

Die Größen θ bzw. θ_c werden als Shieldsparameter θ bzw. kritischer Shieldsparameter θ_c bezeichnet und charakterisieren die Relation zwischen der Schubkraft am Sedimentkorn und dem Unterwassergewicht des eingetauchten Korns. Der θ -Parameter wird in der Literatur oftmals auch als Feststoff-Froude-Zahl Fr^* ausgedrückt:

$$Fr^* = \frac{u_0^{*2}}{\rho' \cdot g \cdot d} \quad [1] \quad \text{Gl. 2.4}$$

wobei $u_0^* = \sqrt{\tau_0 / \rho}$ als Schubspannungsgeschwindigkeit bezeichnet wird. Die Feststoff-Froude-Zahl Fr^* und der θ -Parameter sind in ihrer physikalischen Bedeutung identisch. Es handelt sich lediglich um eine mathematische Umformung.

Um den Bewegungsbeginn für verschiedene Sohlensedimente zu quantifizieren, führte Shields (1936) experimentelle Untersuchungen in einer rechteckigen Versuchsrinne durch. Die

Ergebnisse stellte dieser grafisch in Abhängigkeit von der θ - bzw. Fr^* -Zahl und der Feststoff-Reynolds-Zahl

$$Re^* = \frac{u_0^* \cdot d}{\nu^2} [1]$$

Gl. 2.5

dar, vgl. **Abb. 2.2**. Der schraffierte Bereich markiert den Bewegungsbeginn. Über dem schraffierten Bereich befindet sich das Sediment in Bewegung, darunter in Ruhe. Die Sohlenschubspannungsgeschwindigkeit u_0^* ist in der Fr^* - und Re^* -Zahl für gewöhnlich die einzige variable Größe, da stoffliche Größen wie die Fluiddichte ρ und Sedimentdichte ρ_s (enthalten in $\rho' = (\rho_s - \rho)/\rho$), die kinematische Viskosität ν , der Korndurchmesser d und die Fallbeschleunigung g für ein definiertes Fluid und Sohlenmaterial konstant sind. Aus dem Shields-Diagramm lassen sich dann entlang des schraffierten Bereichs Zahlenwerte für die kritische Feststoff-Froude-Zahl Fr_c^* bzw. kritische Feststoff-Reynolds-Zahl Re_c^* ablesen und die kritische Schubspannungsgeschwindigkeit $u_{0,c}^*$ ausrechnen.

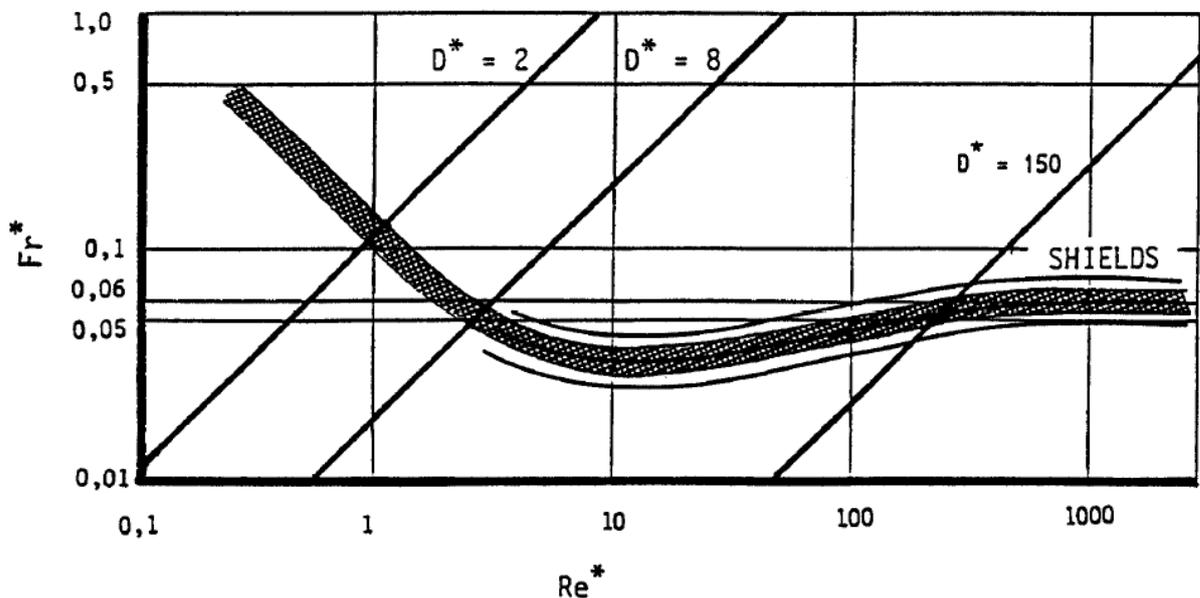


Abb. 2.2: Shields-Diagramm nach Zanke (2002)

Zusätzlich wurden Herangehensweisen entwickelt, θ_c bzw. Fr_c^* rechnerisch zu bestimmen, vgl. van Rijn (1993), Zanke (2013). Nach van Rijn (1993) lässt sich θ_c wie folgt berechnen:

$$\begin{aligned}
 \theta_c &= 0,24 \cdot D^{*-1} && \text{für } 1 < D^* \leq 4 \\
 \theta_c &= 0,14 \cdot D^{*-0,64} && \text{für } 4 < D^* \leq 10 \\
 \theta_c &= 0,04 \cdot D^{*-0,10} && \text{für } 10 < D^* \leq 20 \\
 \theta_c &= 0,013 \cdot D^{*0,29} && \text{für } 20 < D^* \leq 150 \\
 \theta_c &= 0,055 && \text{für } D^* > 150
 \end{aligned}
 \tag{Gl. 2.6}$$

wobei D^* der sedimentologische Korndurchmesser nach Bonnefille (1963) ist.

$$D^* = \left(\frac{Re^{*2}}{Fr^*} \right) = \left(\frac{\rho' \cdot g}{\nu^2} \right)^{1/3} \cdot d \quad [1]
 \tag{Gl. 2.7}$$

Gl. 2.6 basiert auf Polygonzügen, über die der mittlere Bereich der schraffierten Fläche im Shields-Diagramm abschnittsweise definiert wurde. Der sedimentologische Korndurchmesser D^* verknüpft die Fr^* -Zahl und Re^* -Zahl über den Quotienten Re^{*2}/Fr^* . Im Shields-Diagramm kann der sedimentologische Korndurchmesser D^* als Gerade in der doppeltlogarithmischen Skalierung eingetragen werden, vgl. **Abb. 2.2**. D^* beinhaltet neben den Fluid- und sedimentologischen Kenngrößen ρ , ν , ρ_s , d die Erdbeschleunigung g , nicht aber die Sohlenschubspannungsgeschwindigkeit u_*^* . Für ein gegebenes Fluid mit definierter Dichte ρ und kinematischer Viskosität ν hängt der sedimentologische Korndurchmesser D^* nur noch von den Sedimenteigenschaften, dem Korndurchmesser d und der Sedimentdichte ρ_s ab. Mit der Verwendung von D^* lassen sich im Shields-Diagramm somit beliebige Sohlenmaterialien charakteristischen Fr^*_c -Zahlen bzw. Re^*_c -Zahlen zuordnen.

2.1.2 Transportkörper

In Flachlandflüssen mit vergleichsweise geringen Gefällen und Strömungsgeschwindigkeiten wird das Geschiebe an der Gewässersohle in sogenannten Transportkörpern verfrachtet. Transportkörper sind sich wiederholende Sohlenverformungen, die sich an der Gewässersohle durch Umlagerung voran bewegen, Zanke (1982). In der Literatur wird grundsätzlich zwischen Riffel (b), Dünen (c) und Antidünen (d) unterschieden, vgl. DVWK (1988), **Abb. 2.3**. Bei Riffeln handelt es sich um kleine Transportkörper, die nur wenige Zentimeter bis Dezimeter hoch und lang sowie im Verhältnis zur Wassertiefe klein sind. Auf Grund ihrer Größe tragen diese für gewöhnlich kaum zum Geschiebetransport bei, Raudkivi und Witte (1991). Im Vergleich zu Riffeln sind Dünen deutlich länger und höher. Dünen können eine Höhe von bis zu etwa einem Drittel der Wassertiefe (rd. $1/3h$) und Längen von einigen Dezimetern bis zu mehreren hundert Metern aufweisen, vgl. Zanke (1982). Ashlye (1990) teilte z. B. Dünen in kleine (0,6 m-5 m) mittlere (5-10 m), große (10-100 m) und sehr große (>100 m) Dünen ein.

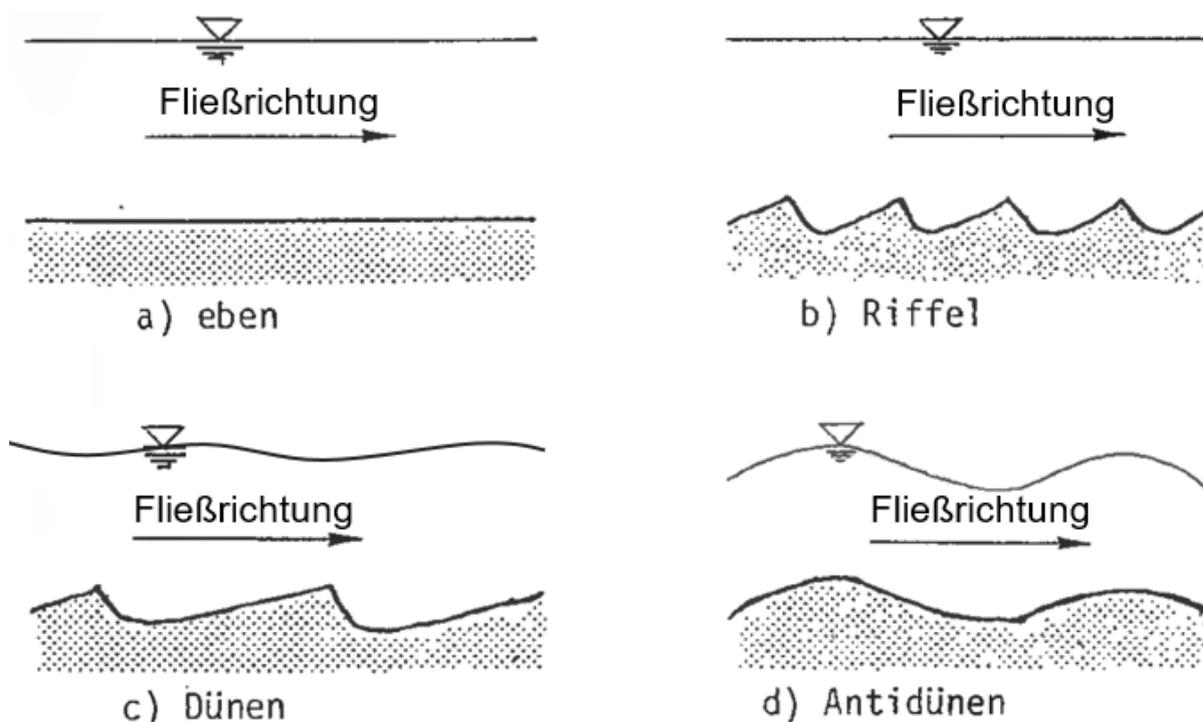


Abb. 2.3: Formen von Transportkörpern, aus DVWK (1988), modifiziert (die Wasserspiegellage in c) wurde angepasst)

Werden Dünen durch einen Längsschnitt dargestellt, weisen diese eine etwa dreieckige asymmetrische Form auf. Die strömungszugewandte Seite (Luv-Seite) steigt, ausgehend vom Dünenental (Tiefpunkt), flach bis zum Dünenkamm (Hochpunkt) an. Ausgehend vom Kamm fällt die strömungsabgewandte Seite (Lee-Seite) zum unterstrom gelegenen Tal steiler ab. Die Böschungeneigung der Lee-Seite beträgt unter natürlichen Randbedingungen oftmals weniger

als 10 Grad. Weist der Kamm zudem einen geraden Frontverlauf auf, werden Dünen als 2d- und bei einem asymmetrischen Frontverlauf als 3d-Transportkörper bezeichnet, Fleming (1988), Best (2005), Núñez-González et al. (2014). Die Bewegung von Dünen erfolgt durch Umlagerung. An der Luv-Seite werden die Sedimentkörner durch die Strömung erodiert, bewegen sich rollend, gleitend oder springend bis zum Kamm und werden an der Leeseite abgelagert. Dabei wandern kleinere Dünen tendenziell schneller als größere Dünen, da diese sich auf Grund ihrer geringeren Abmaße schneller umlagern können, vgl. Zanke (1982), Führböter (1991), **Abb. 2.4**.

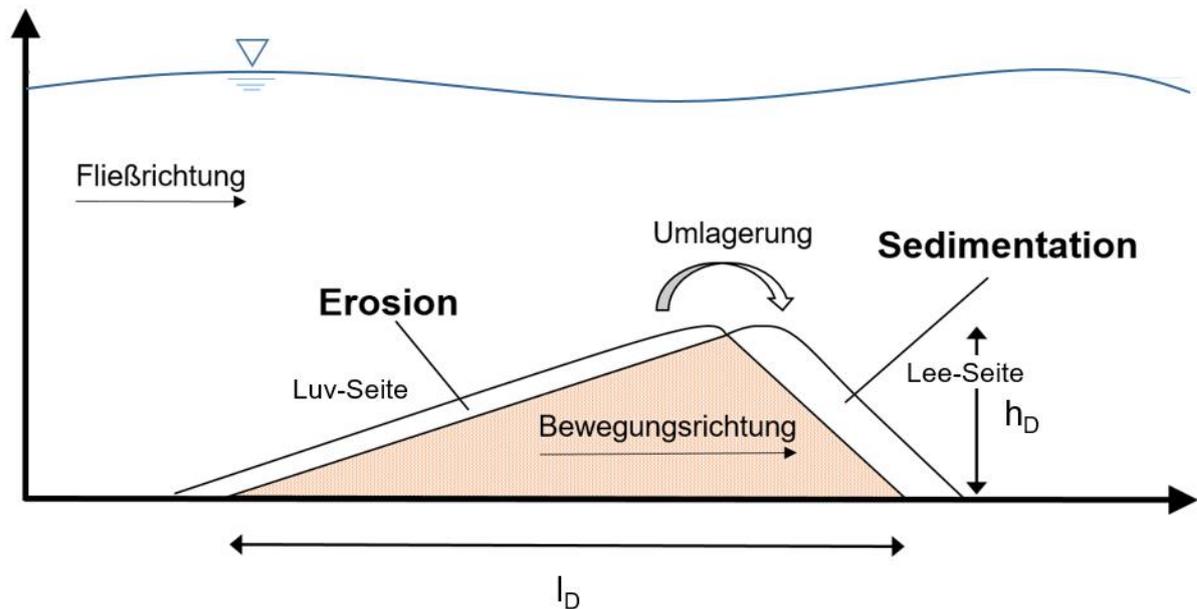


Abb. 2.4: Bewegungsmechanismus einer Düne nach Führböter (1991), mit l_D = Dünenlänge, h_D = Dünenhöhe (eigene Abbildung)

Zusammen mit Riffeln- und Dünen können Sandbänke auftreten. Diese weisen mit Längen von mehreren hundert Metern noch deutlich größere Abmaße auf und werden meist von Riffeln- und Dünen überlagert, Zarn (1997). Eine Sonderform bei Transportkörpersohlen stellt die ebene Sohle (a) dar, vgl. **Abb. 2.3**. Diese tritt bei hohen Strömungsgeschwindigkeiten auf, wenn die Transportkörper in Folge des Strömungsangriffs vollständig eingeebnet wurden, vgl. Engelund und Fredsoe (1982), van Rijn (1993). Antidünen treten in Flüssen und Gerinnen mit steilen Gefällegradienten und hohen Strömungsgeschwindigkeiten auf. Da diese Strömungsverhältnisse in Flachlandflüssen nicht vorliegen, werden Antidünen hier nicht näher betrachtet.

Es wurden verschiedene empirische Untersuchungen durchgeführt, um Transportkörpersohlen voneinander abzugrenzen, z. B. Chabert und Chauvin (1963), Engelund und Hansen (1967), Zanke (1976a), van Rijn (1984c), Southard und Boguchwal (1990a, b).

Grundsätzlich lassen sich die Transportkörper in Abhängigkeit vom Abfluss einem

- unteren Abflussregime
- Übergangsregime
- oberen Abflussregime

zuordnen, Mertens (2006). Im unteren Abflussregime bilden sich Riffel- / Dünensohlen aus. Die Höhe der Transportkörper nimmt hier mit steigender Fließgeschwindigkeit zunächst zu. Im Übergangsbereich zum oberen Abflussregime nimmt die Transportkörperhöhe mit steigender Fließgeschwindigkeit wieder ab, bis am Ende des Übergangsbereichs eine ebene Sohle vorliegt.

Eine einfache Klassifikation kann z. B. anhand der hydraulischen Froude-Zahl vorgenommen werden, wobei Riffel- und Dünensohlen bei $Fr < 1$ vorliegen:

$$Fr = \frac{u}{\sqrt{g \cdot h}} \quad [1] \qquad \text{Gl. 2.8}$$

mit: u = mittlere Fließgeschwindigkeit, g = Fallbeschleunigung, h = Wassertiefe

Es wurden zudem empirische Diagramme entwickelt, mit denen sich einschätzen lässt, bei welchen hydraulisch-sedimentologischen Randbedingungen bestimmte Transportkörperarten auftreten. Die verbreitetsten Diagrammtypen sind das modifizierte Hjulstöm- oder Shields-Diagramm, vgl. **Abb. 2.5** und **Abb. 2.6**. Danach entstehen Riffelsohlen tendenziell bei feineren Sedimenten (Fein- und Mittelsand, $d_{ch} < \text{rd. } 0,6 \text{ mm}$) während Dünen bei gröberem Sedimenten ($d_{ch} > \text{rd. } 0,6 \text{ mm}$) auftreten. Bei feineren Sedimenten und hohen Strömungsgeschwindigkeiten können zudem Mischsohlen entstehen, bei denen Dünen durch Riffel überlagert werden, vgl. Mertens (2006).

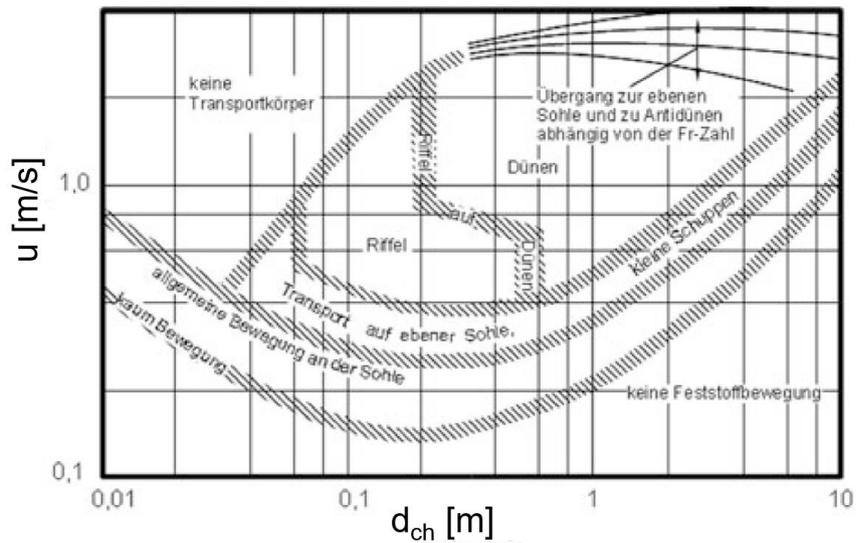


Abb. 2.5: Klassifikation der Transportkörper im mod. Hjulström-Diagramm, aus Zanke (2013), modifiziert (die Beschriftung wurde angepasst)

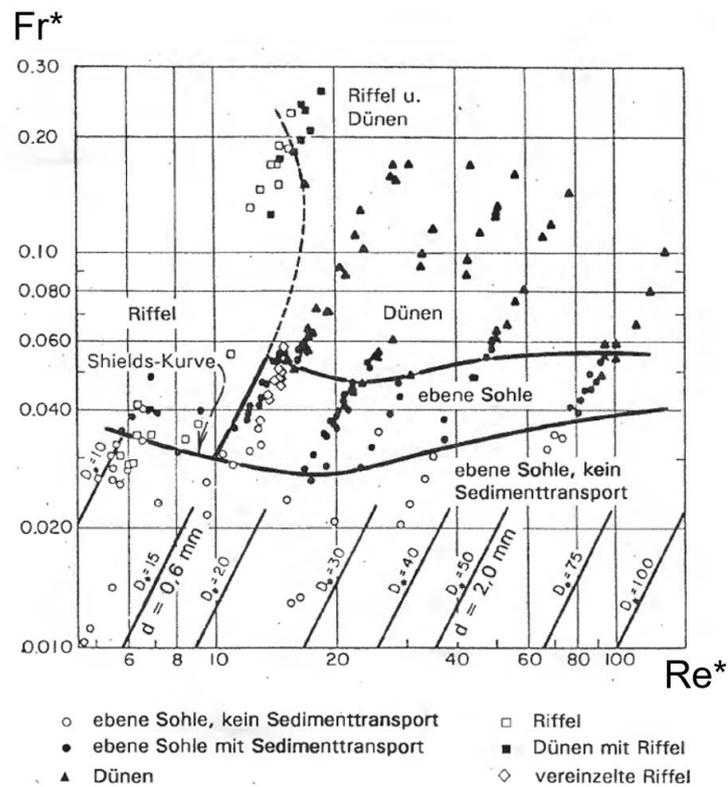


Abb. 2.6: Klassifikation der Transportkörper im mod. Shields-Diagramm nach Chabert und Chauvin (1963), aus Mertens (2006), modifiziert (die Beschriftung wurde angepasst)

2.1.3 Geschiebetransportansätze

In den vergangenen Jahrzehnten wurden eine Vielzahl von Berechnungsgleichungen entwickelt, mit dem Ziel den Geschiebetransport in Flüssen zu quantifizieren. Die Ansätze können bspw. nach Mertens (1995) in deterministische (z. B. Du Boys 1879, Shields 1936, Meyer-Peter und Müller 1949, Bagnold 1956, Engelund und Hansen 1967), stochastische (z. B. Kalinske 1947, Einstein 1950, Zanke 2001) und regressionsanalytische Geschiebetransportansätze (z. B. Karim und Kennedy 1981) eingeteilt werden. Viele der gebräuchlichen Gleichungen lassen sich auf wenige Grundformen zurückführen, vgl. Zanke und Roland (2020). Die meisten Gleichungen wurden in Rinnenversuchen entwickelt und gehen von der vereinfachenden Annahme aus, dass der Geschiebetransport in einem Fluss unter stationär-gleichförmigen Strömungsbedingungen als Gleichgewichtstransport (Transport ohne Erosion und Sedimentation an der Gewässersohle) stattfindet. Die Gleichungen enthalten empirische Koeffizienten oder Funktionen, über die unbekannte physikalische Einflussgrößen erfasst werden. Auf Grund der empirischen Grundlagen müssen bei deren Anwendung bestimmte Gültigkeitsgrenzen beachtet werden, vgl. DVWK (1988). Die Geschiebetransportgleichungen wurden in mehreren Studien hinsichtlich ihrer Genauigkeit untersucht, z. B. Vollmers (1965), White et al. (1975), Zanke (1987), Mertens (1995). Diese Untersuchungen zeigten, dass die Gleichungen unter Laborbedingungen vergleichsweise gute Genauigkeiten erreichten, bei Geschiebetransportberechnungen in Flüssen allerdings z. T. um Zehnerpotenzen vom gemessenen Geschiebetransport abweichen können.

Eine andere Herangehensweise den Geschiebetransport in Flüssen mit Dünensohlen zu berechnen, ist die Auswertung von Sohlenvermessungsdaten. Die theoretischen Grundlagen hierfür beruhen auf der Kontinuitätsgleichung zum Geschiebetransport nach Exner (1925):

$$(1 - \eta_p) \cdot \frac{\partial z}{\partial t} + \frac{\partial q_G}{\partial x} = 0 \quad \left[\frac{\text{m}}{\text{s}} \right] \quad \text{Gl. 2.9}$$

In **Gl. 2.9** ist z die Sohlenhöhe bezogen auf ein horizontales Höhenniveau, t die Zeit, η_p das Porenvolumen des Sediments, x die Länge des betrachteten Sohlenbereichs und q_G die Geschiebetransportrate. Die Gleichung drückt aus, dass die Änderung der Sohlenhöhe in einem Zeitintervall und die Menge des ein- und ausgetragenen Geschiebes im Gleichgewicht stehen müssen:

Aus den Überlegungen von Exner (1925) leiteten z. B. Stein (1965), Simons et al. (1965), Führböter (1967), Engel und Lau (1980, 1981) den folgenden Ansatz ab, um den Geschiebetransport aus Dünen zu berechnen:

$$q_G = \beta \cdot h_D \cdot u_D \left[\frac{\text{m}^3}{(\text{s} \cdot \text{m})} \right] \quad \text{Gl. 2.10}$$

wobei h_D die Dünenhöhe und u_D die Bewegungsgeschwindigkeit der Dünen ist. Der Ansatz basiert auf den Annahmen, dass die Dünen eine zweidimensionale Form aufweisen und gleichmäßig und formkonstant entlang der Hauptfließrichtung wandern. Der berechnete Geschiebetransport entspricht dann dem mittleren, durch die Dünen verfrachteten Geschiebevolumen je Breitenmeter für ein definiertes Zeitintervall, vgl. **Abb. 2.7 (links)**.

Die Geschiebetransportrate q_G lässt sich mit der Porosität η_P und der Sedimentdichte ρ_S zudem in die Geschiebetransportrate m_G umrechnen, die die Trockenmasse des Geschiebetransports erfasst:

$$m_G = (1 - \eta_P) \cdot \rho_S \cdot \beta \cdot h_D \cdot u_D \left[\frac{\text{kg}}{(\text{s} \cdot \text{m})} \right] \quad \text{Gl. 2.11}$$

Der Beiwert β in **Gl. 2.10** bzw. **Gl. 2.11** ist dimensionslos und wird als Sohlenformbeiwert bezeichnet. β ist definiert als Quotient aus der Dünenquerschnittsfläche A zur Dünenhöhe h_D und Dünenlänge l_D (vgl. **Abb. 2.7, rechts**):

$$\beta = \frac{A}{h_D \cdot l_D} [1] \quad \text{Gl. 2.12}$$

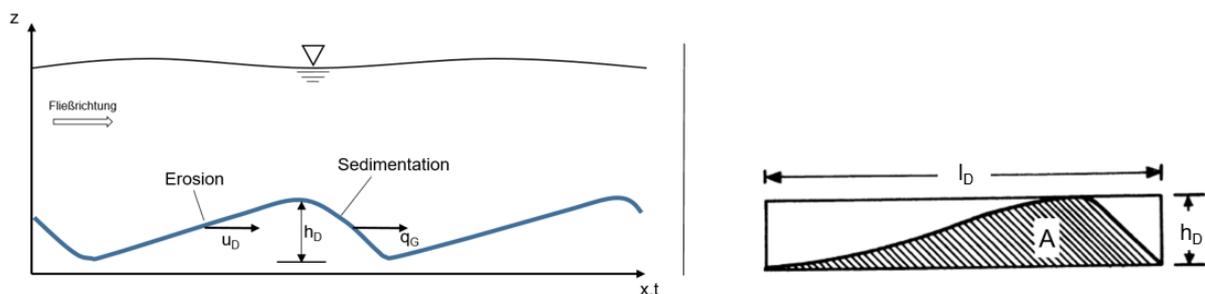


Abb. 2.7: Modellvorstellung zur Dünenwanderung (links) nach Simons et al (1965) (eigene Abbildung); Definition des Beiwerts β (rechts), aus Zanke (1982), modifiziert (die Beschriftung wurde angepasst)

In der Praxis werden die Dünenhöhe und -länge (h_D , l_D) und die Dünenfortbewegungsgeschwindigkeit (u_D) meist aus Echolotpeilungen ermittelt. Die Echolotpeilungen werden dabei entweder als räumliche oder zeitliche Linienprofile (Punktecholotmessung) oder als flächige Sohlenvermessungen (Fächerecholotmessung) durchgeführt, vgl. Knaapen und Hulscher (2002), Gehres und Frings (2012), Leary und Buscombe (2020). Um die Dünenhöhe und -länge aus den Sohlenpeilungen zu ermitteln, müssen in den Messdaten zunächst die Positionen einzelner Dünenkämme und -täler bestimmt werden. Die Dünenhöhe kann dann für jede Düne z. B. aus dem Abstand zwischen dem Kamm sowie der mittleren Höhe des unter- und oberstrom gelegenen Dünentals und die Dünenlänge aus dem Abstand von zwei aufeinanderfolgenden Kämmen oder Tälern berechnet werden.

In verschiedenen Untersuchungen wurde die Lage der Kämmen und Täler aus der Beobachtung heraus bestimmt, z. B. Dillo (1960), Simons et al. (1965), Zanke (1976a), Gaeuman und Jacobson (2007), Zorndt et al. (2010), van Scheltinga et al. (2020). Ein Nachteil bei dieser Herangehensweise besteht darin, dass die Ergebnisse vom subjektiven Eindruck des Beobachters abhängen und dementsprechend Unsicherheiten aufweisen können.

Es wurden deshalb verschiedene Verfahren entwickelt, um die Kämmen und Täler möglichst objektiv und automatisiert zu bestimmen. Gängige Verfahren sind z. B. die Nulldurchgangsmethode (z. B. Nordin 1971, van der Mark et al. 2008, **Abb. 2.8**, links) oder die Extremwertmethode (z. B. Mehrdad, 1989, vgl. **Abb. 2.8**, rechts).

Bei der Nulldurchgangsmethode wird in einem Linienprofil zunächst ein Bezugs(höhen)niveau (Nullniveau) definiert, welches sich im einfachsten Fall über den arithmetischen Mittelwert ausdrücken lässt. Über die Schnittpunkte zwischen dem Bezugsniveau und den Profildaten (Nulldurchgänge) werden darüber- und darunterliegende Sohlenbereiche identifiziert, um die einzelnen Dünen voneinander abzugrenzen. Der Dünenkamm bzw. das Dünental entspricht dem maximalen Abstand z_+ bzw. z_- zwischen zwei aufwärts gerichteten Nulldurchgängen. Bei komplexen Sohlenstrukturen werden oftmals gleitende Mittelwerte verwendet. Zudem können weitere Bezugsniveaus (h -Niveaus) als Ausschlusskriterien definiert werden, um lokale Extremwerte zu berücksichtigen. Die Schwierigkeit bei dieser Herangehensweise ist die Definition des richtigen Bezugsniveaus, mit der Folge, dass es zu systematischen Über- oder Unterschätzungen bei der Dünenhöhe / -länge kommen kann.

Bei der Extremwertmethode wird entlang eines Linienprofils fortlaufend die Tangentensteigung für einen definierten Abstand berechnet. Dabei wird davon ausgegangen, dass ein Dünenkamm einem lokalen Maximum und ein Dünental einem lokalen Minimum entspricht. Ein Ma-

ximum bzw. Minimum liegt vor, wenn sich das Vorzeichen bei der Tangentensteigung von positiv zu negativ bzw. von negativ zu positiv hin verändert. Diese Herangehensweise setzt voraus, dass die Profilmessdaten eine möglichst homogene Oberfläche aufweisen, da lokale Ausreißer als lokale Extremwerte erfasst werden.

Beide beschriebenen Verfahren wurden für Linienprofile entwickelt, werden aber in Ermangelung von Alternativen auch auf flächige Sohlenmessdaten angewendet, Henning (2013). Dazu müssen aus den flächigen Sohlenmessdaten möglichst repräsentative Linienprofile extrahiert werden, was die Definition zusätzlicher subjektiver Auswahlkriterien erfordert.

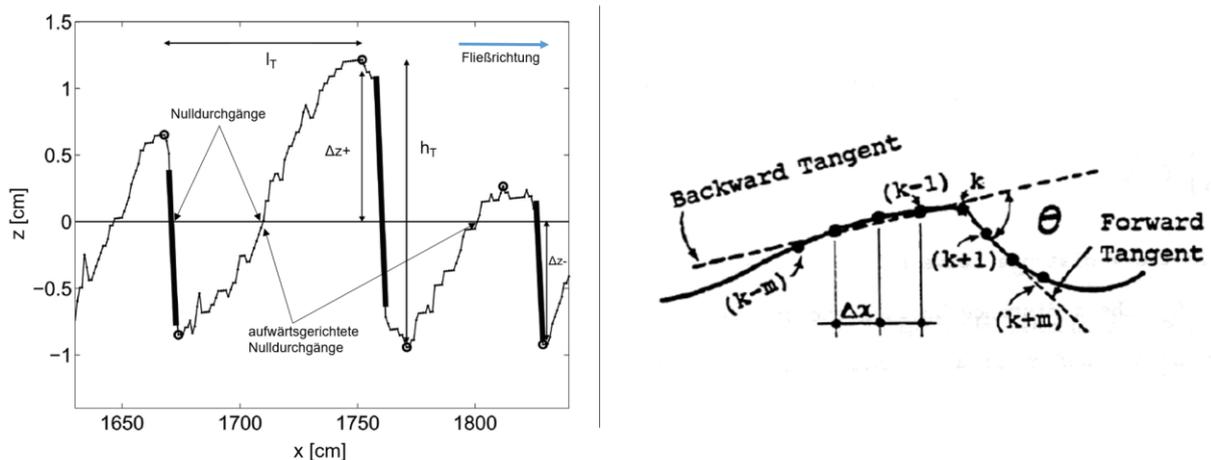


Abb. 2.8: Darstellung der Nulldurchgangsmethode (links) und der Extremwertmethode (rechts), aus van der Mark et al. (2008), Mehrdad (1989), modifiziert (die Beschriftung wurde angepasst)

Weiterhin wurden verschiedene Verfahren entwickelt, um die Fortschrittgeschwindigkeit der Dünen (u_D) zu ermitteln. Im einfachsten Fall wird die Dünengeschwindigkeit aus der Beobachtung heraus bestimmt. Dazu wird der Fortschritt der Dünenkämme/ -täler z. B. entlang einer definierten Strecke Δx oder für ein Zeitintervall Δt verfolgt. Die Geschwindigkeit entspricht dann einer Strecke Δx , die die Dünenkörper in einem Zeitintervall Δt zurückgelegt haben:

$$u_D = \frac{\Delta x}{\Delta t} \left[\frac{\text{m}}{\text{s}} \right] \quad \text{Gl. 2.13}$$

Ein automatisiertes Verfahren um die Dünengeschwindigkeit zu berechnen, ist die Methode der Kreuzkorrelationsanalyse, z. B. Nikora et al. (1997), Ten Brinke et al. (1999), Wilbers (2004), Duffy und Hughes (2005), Bendat und Piersol (2010), Zornt et al. (2010), Henning

(2013), Baird et al. (2019). Mit der Kreuzkorrelationsanalyse lässt sich für zwei lagegleiche Längsprofile, die zu verschiedenen Zeitpunkten t_i und $t_{i+\Delta t}$ gemessen wurden, der Sohlenfortschritt Δx berechnen. Dazu werden die Sohlenlängsprofile schrittweise gegeneinander verschoben und die Sohlenhöhen z_t und $z_{t+\Delta t}$ hinsichtlich ihrer Ähnlichkeit miteinander verglichen, vgl. **Abb. 2.9**. Die statistische Ähnlichkeit bei jedem Verschiebungsschritt wird über den Korrelationskoeffizienten ausgedrückt:

$$r = \frac{\text{COV}(z_t, z_{t+\Delta t})}{\sigma_{z,t} \cdot \sigma_{z,t+\Delta t}} [1] \quad \text{Gl. 2.14}$$

wobei $\text{cov}(z_t, z_{t+\Delta t})$ die Kovarianz und $\sigma_{z,t}$, $\sigma_{z,t+\Delta t}$ die Standardabweichung der jeweiligen Sohlenmessungen ist. r ist dimensionslos und kann zwischen 0 und ± 1 variieren. Ein Wert von $r = 0$ zeigt an, dass zwischen den beiden Sohlenmessungen kein Zusammenhang vorliegt, während ein Wert von $r = \pm 1$ eine vollkommene Übereinstimmung der beiden Sohlenaufnahmen anzeigt. Der Verschiebungsschritt, bei dem der Korrelationskoeffizient ein Maximum erreicht, entspricht dann der Strecke Δx , in der sich die Dünensohle im Zeitintervall Δt fortbewegt hat.

Die Kreuzkorrelationsanalyse lässt sich zudem auf flächige Sohlenvermessungen anwenden. Hierbei werden anstelle von Sohlenlängsprofilen flächige Sohlenaufnahmen gegeneinander verschoben, bis der Korrelationskoeffizient den Maximalwert erreicht. Die Verschiebung kann dabei in x-Richtung und y-Richtung erfolgen. Die Fortschrittgeschwindigkeit der Dünen wird dann aus der Strecke Δx und Δy berechnet, die die Dünen im Zeitintervall Δt gewandert sind, vgl. Henning, 2013.

Bei der Anwendung der Kreuzkorrelationsanalyse müssen verschiedene Randbedingungen beachtet werden. Unter anderem müssen die Sohlenmessdaten einen hinreichend großen Bereich abdecken, damit charakteristische Merkmale in den aufeinanderfolgenden Sohlenaufnahmen identifizierbar sind. Zudem muss das Zeitintervall zwischen zwei Messungen so gewählt werden, dass die Sohlenfortbewegung größer ist als die Auflösung (Punktabstand) der Messdaten, da ansonsten ein Vorschubmaß und damit eine Geschwindigkeit von null berechnet würde.

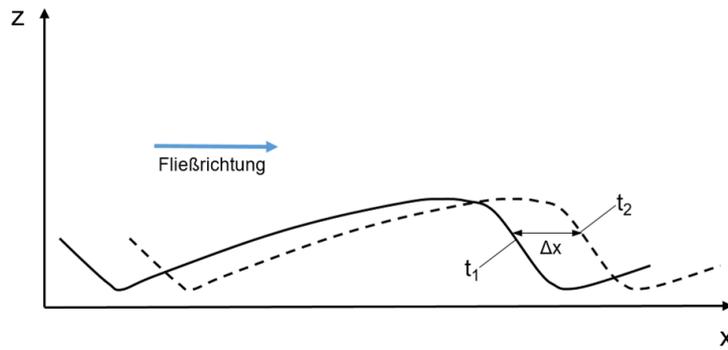


Abb. 2.9: Skizze zur Verschiebung von Linienprofilen (eigene Abbildung)

Neben der Fortschrittgeschwindigkeit u_D und der Dünenhöhe h_D muss außerdem der Formbeiwert β bekannt sein, um den Geschiebetransport mit **Gl. 2.10/2.11** berechnen zu können. β wurde bereits im Rahmen verschiedener Untersuchungen quantifiziert. Unter der Annahme das Dünen eine dreieckige Form aufweisen, beträgt $\beta = 0,5$, Simons et al. (1965). Unter natürlichen Randbedingungen weicht die Dünenform mitunter deutlich von der dreieckigen Form ab, vgl. Allen (1968, 1969), Vendetti et al. (2005), Núñez-González et al. (2021). Im Ergebnis wurden bisher eine Vielzahl unterschiedlicher Werte für β in Labor- und Naturuntersuchungen ermittelt, vgl. **Tab. 2.1**. Danach variiert der Formbeiwert zwischen $\beta = \text{rd. } 0,33$ und $\text{rd. } 0,99$, wobei viele Untersuchungen im Bereich $\beta = \text{rd. } 0,5$ bis $\text{rd. } 0,6$ liegen. Ein weiterer Grund für die Streubreite von β kann mit den methodischen Unsicherheiten zusammenhängen, mit der die Dünenhöhe bestimmt wird (Aberle et al., 2012), so dass der Ansatz bisher mit unterschiedlichem Erfolg in Labor- und Naturuntersuchungen angewendet wurde, vgl. Ten Brinke (1999), Wilbers (2004), Leary und Buscombe (2020).

Tab. 2.1: Formbeiwerte β

Autoren	Randbedingung	Formbeiwert β
Simons et al. (1965)	Rinnenversuche (Labor)	0,50
Hansen (1966)	Fluss Skive-Karup (Natur)	0,49
Mardjikoen (1966)	Rinnenversuche, Fluss Hii (Labor/ Natur)	$0,60 \pm 0,21$
Engel und Lau (1980,1981)	Rinnenversuche (Labor)	0,33
Havinga (1982)	Fluss Ijssel (Natur)	0,60
Havinga und 't Hoen (1986)	Fluss Ijssel (Natur)	0,99
Jinchi (1992)	Fluss ShenShui (Natur)	0,53
Ten Brinke et al. (1999)	Flüsse Rhein und Waal (Natur)	0,55
Wilbers (2004)	Versch. Rinnenversuche (Labor) und Flüsse (Natur)	0,57

Anstelle einzelne Parameter wie z. B. die Dünenhöhe aus den Sohlenmessdaten zu ermitteln, lassen sich die Dünen auch ganzheitlich als Dünenfeld auswerten, um den Geschiebetransport zu berechnen. Ein zentraler Parameter ist hierbei die Standardabweichung der Sohlenoberfläche σ_z , die als Ersatzgröße für die Dünenhöhe verwendet werden kann, vgl. Crickmore (1970), Nordin (1971), Jain und Kennedy (1971, 1974), Willis und Kennedy (1978), Friedrich (2010), Coleman et al. (2011), Henning (2013):

$$\sigma_z = \sqrt{\frac{1}{n-1} \sum_{i=1}^n (z_i - \mu)^2} \quad [\text{m}]$$

Gl. 2.15

wobei μ der Mittelwert, z die Sohlenhöhe, n die Anzahl der Messdaten und i eine Zählvariable ist.

Die Standardabweichung ist ein statistisches Maß für die Streubreite eines Datensatzes um den Mittelwert. Mit Blick auf Sohlenmessdaten ist die Standardabweichung – vereinfacht ausgedrückt – die durchschnittliche Entfernung aller gemessenen Sohlenhöhen vom Mittelwert, wodurch Aussagen über die Beschaffenheit der Sohlenoberfläche möglich sind. Wird die Sohlenoberfläche über die Standardabweichung σ_z charakterisiert, tritt die Bedeutung einzelner Dünen an der Gewässersohle in den Hintergrund. Die einzelnen Sohlenhöhen z im Dünenfeld werden als orts- und zeitabhängige zufallsverteilte Einzelhöhen interpretiert. Für ein Sohlenlängsprofil ist die Sohlenhöhe z somit eine Funktion der Ortslage x und Zeit t ($z=f(x,t)$). Bei flächigen Sohlenaufnahmen hängt die Sohlenhöhe z zudem von der Ortslage y ab ($z=f(x,y,t)$), vgl. Nikora et al. (1997), Coleman (2011).

Voraussetzung für die Verwendung der Standardabweichung σ_z ist, dass die Sohlenmessdaten stationär sind. Stationarität im strengen Sinne bedeutet, dass die stochastischen Eigenschaften einer Wahrscheinlichkeitsverteilung bei hinreichend großer Datenmenge unveränderlich sind. In der Praxis reicht die erhobene Datenmenge für gewöhnlich bei Labor- und Naturmessungen nicht aus. Gründe hierfür sind bspw. der begrenzte räumliche und zeitliche Aufnahmebereich bei der Erhebung von Sohlenmessdaten oder Einflüsse aus den Labor- oder Naturrandbedingungen (Instationarität beim Abfluss, Linienführung des Gewässers, Form der Gewässerberandungen u. a.), weshalb Stationarität näherungsweise vorausgesetzt wird. Liegen stationäre Sohlenmessdaten vor, ist es unabhängig davon, ob die Messdaten flächig über einen großen Sohlenbereich oder an einem definierten Ort über die Zeit als Zeitreihe erhoben wurden. Die Standardabweichung für die räumlich oder zeitlich erhobenen Sohlendaten weisen dann dieselben Werte auf (Ergodizität). Bei räumlichen Sohlenmessdaten muss zudem

geprüft werden, ob diese einen Gefälletrend aufweisen. Liegt ein Gefälletrend vor, muss dieser aus den Sohlenmessdaten entfernt werden, damit diese vergleichbar sind, vgl. Bendat und Piersol (2010), Coleman et al. (2011), Aberle et al. (2013), Henning (2013).

Der Zusammenhang zwischen der Standardabweichung σ_z und der mittleren Dünenhöhe h_D wurde in Labor- und Naturmessungen von z. B. Nordin (1971), Coleman et al. (2011), Aberle et al. (2013), Henning (2013) untersucht. Nordin (1971) ermittelte einen proportionalen Zusammenhang zwischen der mittleren Dünenhöhe und der Standardabweichung ($h_D \sim \sigma_z$), wobei

$$h_D \approx 2 \cdot \sigma_z \text{ [m]} \quad \text{Gl. 2.16}$$

beträgt. Der Zusammenhang wurde von Coleman et al. (2011) und Henning (2013) bestätigt, wobei diese ermittelten, dass

$$h_D \approx 2 \cdot \sigma_z \text{ bis } 2,4 \cdot \sigma_z \text{ [m]} \quad \text{Gl. 2.17}$$

beträgt. Die Standardabweichung σ_z entspricht somit etwa dem 2- bis 2,4-fachen der mittleren Dünenhöhe eines Dünenfeldes.

Ein wesentlicher Vorteil die Standardabweichung σ_z anstelle der Dünenhöhe h_D zu verwenden besteht darin, dass diese durch klare mathematische Randbedingungen definiert ist. Damit lässt sich die Standardabweichung unabhängig vom subjektiven Eindruck eines Beobachters auf Sohlenmessdaten anwenden, Henning (2013).

Crickmore (1970), Willis und Kennedy (1978), Ettmer et al. (2009), Aberle et al. (2012), Henning (2013) verwendeten die Standardabweichung von Sohlenoberflächen, um den Geschiebetransport aus Dünenfeldern wie folgt zu berechnen:

$$q_G = \alpha \cdot \sigma_z \cdot u_D \left[\frac{\text{m}^3}{\text{s} \cdot \text{m}} \right] \quad \text{Gl. 2.18}$$

wobei q_G die Geschiebetransportrate, u_D die mittlere Fortschrittgeschwindigkeit der Dünensohle und α ein Formbeiwert ist. Der Ansatz geht davon aus, dass der Geschiebetransport in einer Transportschicht stattfindet, in der sich das Dünenfeld mit der mittleren Fortschrittgeschwindigkeit der Sohlen u_D voran bewegt. Die Dicke (Mächtigkeit) der Transportschicht hängt von der Standardabweichung σ_z ab. Eine ansteigende Standardabweichung σ_z bedeutet, dass

die Dicke der Transportschicht zunimmt, während bei abnehmender Standardabweichung σ_z die Schichtdicke kleiner wird, vgl. LWI (2008), Hennig (2013).

Der in **Gl. 2.18** enthaltene Formbeiwert α wurde in verschiedenen Experimenten und theoretischen Überlegungen bestimmt. Crickmore (1970) ermittelte im Rahmen von Rinnenversuchen mit Dünenfeldern einen Wert von $\alpha = 1,06$, unter der Annahme, dass die Sohlenhöhen näherungsweise normalverteilt sind. Willis und Kennedy (1978) ermittelten auf der Grundlage theoretischer Überlegungen, dass $\alpha = \sqrt{2}$ beträgt, wenn davon ausgegangen wird, dass sich die Dünen als sinusförmige Wellen beschreiben lassen. Aberle et al. (2012) ermittelten für dreieckige Dünenformen einen Wert von $\alpha = \text{rd. } 1,7$. Ettmer et al. (2009) und Hennig (2013) kamen im Rahmen von Labor- und Naturuntersuchungen zu ähnlichen Ergebnissen wie Crickmore (1970) und ermittelten, dass α für Geschiebetransportberechnungen mit $\alpha = 1,0$ bis $1,2$ angesetzt werden kann.

Hennig (2013) führte zudem Vergleichsrechnungen mit **Gl. 2.18** und $\alpha = 1,0$ und $\alpha = 1,2$ durch. Hierzu wertete dieser Datensätze aus Rinnenversuchen, physikalischen Modellversuchen sowie aus Naturmessungen an den Flüssen Elbe und Oder aus und stellte die berechneten Transportraten Geschiebetransportmessungen gegenüber, vgl. **Abb. 2.10**.

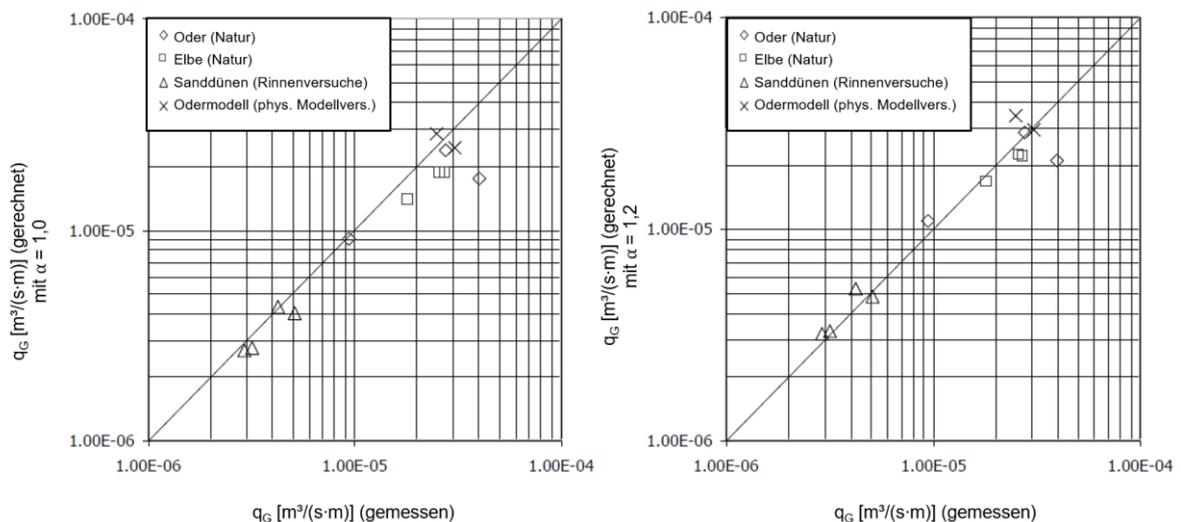


Abb. 2.10: Vergleich Geschiebetransportberechnung und Geschiebetransportmessungen, aus Hennig (2013)

Aus der Darstellung wird ersichtlich, dass der berechnete Geschiebetransport mit $\alpha = 1,0$ für morphologische Berechnungen grundsätzlich eine sehr gute Übereinstimmung zum gemessenen Geschiebetransport aufwies, auch wenn vergleichsweise wenige Datensätze ausgewertet wurden, vgl. **Abb. 2.10** (links). Mit Blick auf den Formbeiwert wiesen die Berechnungen mit

$\alpha = 1,2$ die beste Übereinstimmung zwischen Messung und Rechnung auf, vgl. **Abb. 2.10** (rechts).

2.2 Schwebstofftransport

2.2.1 Beginn der Schwebstoffbewegung

Während der Geschiebetransport an der Gewässersohle stattfindet, werden Sedimente, die im Wasserkörper über der Gewässersohle transportiert werden, als Schwebstofftransport bezeichnet. Der Schwebstofftransport in Flachlandflüssen setzt sich für gewöhnlich anteilig aus den Sedimenten, die an der Gewässersohle durch die Strömung erodiert wurden, und der Spülfracht zusammen. Bei der Spülfracht handelt es sich um sehr feines Sediment ($d < 0,063$ mm) wie Tone, Schluffe oder sehr feine Sande sowie organisches Material, das z. B. durch Wind oder Oberflächenabfluss von den Vorländern eines Einzugsgebiets in den Fluss eingetragen wurde. Die Spülfracht wird im Folgenden nicht weiter behandelt, da diese Sedimente ohne signifikante Wechselwirkung mit der Gewässersohle durch einen Flussabschnitt transportiert werden und mit Blick auf die morphologische Entwicklung eines Flusses vernachlässigt werden können, vgl. Graf (1971), Mertens (2006), Bechteler (2006). Wird im Folgenden von Schwebstofftransport gesprochen, bezieht sich dieses auf den suspendierten Sand ohne Spülfracht. **Abb. 2.11** zeigt eine schematische Darstellung zur Abgrenzung der verschiedenen Sedimenttransportarten.



Abb. 2.11: Abgrenzung der Sedimenttransportarten (eigene Abbildung)

Ob ein Sedimentkorn mit einer bestimmten Korngröße als Geschiebe oder als Schwebstoff bewegt wird, hängt also von den hydraulischen Verhältnissen in dem betrachteten Gerinne und der Geschwindigkeit ab, mit der die Sedimentkörner absinken. Physikalisch betrachtet setzt Schwebstofftransport ein, wenn die vertikalen turbulenten Schwankungen der Strömung w' größer sind als die Sinkgeschwindigkeit w der Sedimentkörner ($w' > w$).

Für praktische Berechnungen ist die Größe w' für gewöhnlich nicht geeignet, da diese sich nicht ohne Weiteres berechnen lässt, Zanke (2013). Allerdings lassen sich die turbulenten Schwankungen w' über die Schubspannungsgeschwindigkeit u_0^* ausdrücken, vgl. Jirka und Lang (2009). Die Grenze, bei der Schwebstofftransport einsetzt, lässt sich dann als Verhältnis aus der Sohlenschubspannungsgeschwindigkeit u_0^* zur Sinkgeschwindigkeit w ausdrücken, vgl. Zanke (1982), van Rijn (1984b), Chiew und Cheng (1999):

$$u_{0,S}^* = \frac{u_0^*}{w} [1] \qquad \text{Gl. 2.19}$$

mit: $u_{0,S}^*$ =kritische Schubspannungsgeschwindigkeit des Schwebstofftransportbeginns

Die Grenze zum Schwebstofftransportbeginn unterliegt dabei einer gewissen Unschärfe, so dass von verschiedenen Autoren unterschiedliche Werte für $u_{0,S}^*$ ermittelt wurden. Eine Übersicht ist in **Tab. 2.2** gegeben. Danach variiert das Verhältnis u_0^*/w zwischen $u_{0,S}^*=0,25$ und 1,20. Kleine $u_{0,S}^*$ -Werte können nach van Rijn (1993) dahingehend interpretiert werden, dass zunächst einzelne Sedimentkörner in Schwebelag transportiert werden, während bei hohen $u_{0,S}^*$ -Werten ein vollausgebildetes Schwebstoffkonzentrationsprofil vorliegt.

In jedem Fall existiert aber ein maximaler Korndurchmesser, der gerade noch in Suspension transportiert werden kann. Bei bekannter Schubspannungsgeschwindigkeit $u_{0,S}^*$ kann damit durch Rückrechnung über Berechnungsansätze zur Sinkgeschwindigkeit der maximal mögliche Korndurchmesser der Schwebstoffe eingeschätzt werden, Vetter (1992).

Tab. 2.2: Grenzwerte für den Schwebstoffbeginn, aus Zanke (2013), modifiziert (die Beschriftung wurde angepasst)

Autoren	$u_{0,S}^*$
Engelund (1965)	0,25
Bagnold (1966)	1,00
Zanke (1982)	0,40
Raudkivi (1982)	1,20
Van Rijn (1984b)	0,40

Untersuchungen von Zanke (1976b, 1982) zeigten zudem, dass anstelle der Sohlenschubspannungsgeschwindigkeit u_0^* auch die mittlere Fließgeschwindigkeit u ein geeigneter

Parameter sein kann, um den Schwebstofftransportbeginn einzuschätzen. Schwebstofftransport setzt hier ein, wenn die mittlere Fließgeschwindigkeit etwa das 4- bis 8-fache der Sinkgeschwindigkeit überschreitet:

$$u_s = \frac{u}{w} = \text{rd. 4 bis 8} \quad [1] \qquad \text{Gl. 2.20}$$

mit u_s = kritische Fließgeschwindigkeit des Schwebstofftransportbeginns.

Grundsätzlich lässt sich die Sinkgeschwindigkeit w auch durch andere Größen, wie z. B. die kritische Fließgeschwindigkeit des Sohlenmaterials u_c (vgl. Kap. 2.1.1) substituieren, da beide Größen durch die selben Material- und Fluideigenschaften beeinflusst werden, Ettmer (2006). Einen funktionalen Zusammenhang zwischen der kritischen Fließgeschwindigkeit u_c und der Sinkgeschwindigkeit w für natürliche Sedimente stellte z. B. Yang (1973) auf, wonach sich beide Größen wie folgt umrechnen lassen:

$$\frac{u_c}{w} = \frac{2,5}{\log\left(\frac{u_* \cdot d}{\nu}\right) - 0,06} + 0,66 \quad [1] \qquad 0 < Re^* < 70 \qquad \text{Gl. 2.21}$$

$$\frac{u_c}{w} = 2,05 \quad [1] \qquad Re^* > 70 \qquad \text{Gl. 2.22}$$

2.2.2 Schwebstofftransportberechnung

Findet Schwebstofftransport im Fließgewässer statt, bildet sich im Wasserkörper ein Schwebstoffkonzentrationsprofil aus. Die Schwebstoffkonzentration nimmt auf Grund der Dichte der Sedimentkörner von der Gewässersohle zum Wasserspiegel hin ab, vgl. **Abb. 2.12**. Das Konzentrationsprofil entsteht aus der Wechselwirkung zwischen den aufwärtsgerichteten Kräften der Strömung in Folge der Turbulenz und dem Absinken der Sedimentkörner in Folge der Schwerkraft. Durch die Turbulenz werden Sedimentkörner aus Bereichen mit höherer Konzentration in Bereiche mit niedrigerer Konzentration verfrachtet. Die Sedimentkörner unterliegen dabei in Folge der Schwerkraft einem fortlaufenden Absinkprozess, wodurch es zur ungleichmäßigen Verteilung der Schwebstoffe im Wasserkörper kommt. Die Schwebstoffkonzentration $C(z)$ gibt die Masse der Schwebstoffkörner bezogen auf das Flüssigkeitsvolumen im Abstand z über der Sohle an.

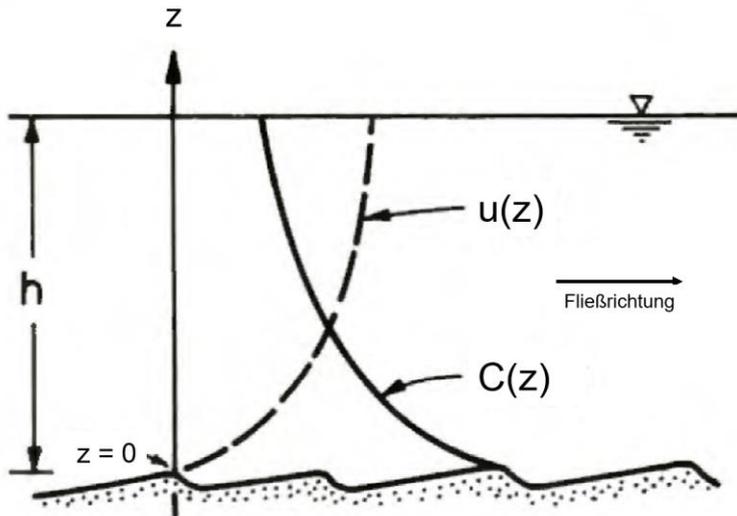


Abb. 2.12: Modellvorstellung zum Schwebstofftransport im Wasserkörper, aus DVWK (1986), modifiziert (die Beschriftung wurde angepasst)

In Flüssen lässt sich die vertikale Verteilung der Schwebstoffe als Diffusionsprozess betrachten, vgl. Zanke (1982, 2013), van Rijn (1984b, 2007b). Die Diffusionstheorie geht auf Schmidt (1925) und seine Untersuchungen zur Staubverteilung in der Atmosphäre zurück. Danach lässt sich die Schwebstoffverteilung unter der Annahme einer stationär-gleichförmigen Strömung wie folgt berechnen:

$$C(z) \cdot w + \varepsilon_s \cdot \frac{dC(z)}{dz} = 0 \left[\frac{\text{kg}}{\text{m}^2 \cdot \text{s}} \right] \quad \text{Gl. 2.23}$$

wobei $C(z)$ die Konzentration in der Höhe z über der Sohle, w die Sinkgeschwindigkeit und ε_s der turbulente Diffusionskoeffizient der Sedimentkörner ist. Die Größe ε_s ist ein Maß für die Beweglichkeit der Sedimentkörner im Wasserkörper. Die beiden Terme der Gleichung beschreiben den Gleichgewichtszustand zwischen dem Absinken der Sedimentkörner durch die Schwerkraft ($C(z) \cdot w$) und dem aufwärtsgerichteten Transport ($\varepsilon_s \cdot dC(z)/dz$) durch eine horizontale Querschnittsfläche, vgl. Zanke (1982).

Ein gebräuchlicher Ansatz, um den Diffusionskoeffizienten der Sedimentkörner ε_s zu charakterisieren, geht auf Rouse (1937) zurück. Danach wird in erster Näherung davon ausgegangen, dass die Bewegung der Sedimentkörner der Bewegung der Flüssigkeitsteilchen entspricht, so dass der Impulsaustauschkoeffizient ε_w dem Diffusionskoeffizienten ε_s gleichgesetzt werden kann ($\varepsilon_w = \varepsilon_s$). Unter der weiteren Annahme, dass die Schubspannung proportional über die Wassertiefe zunimmt und die Fließgeschwindigkeit ein logarithmisches Geschwindigkeitsprofil aufweist, kann ε_w wie folgt ausgedrückt werden (vgl. Vanoni 2006):

$$\varepsilon_W = u_0^* \cdot \kappa \cdot z \cdot \frac{h-z}{h} \left[\frac{\text{m}^2}{\text{s}} \right] \quad \text{Gl. 2.24}$$

mit: κ = Konstante nach *von Karman* ($\kappa = 0,4$), h = Wassertiefe, z = Höhenniveau der Sohle.

Aus der vorherigen Bedingung für ε_W und der weiteren Annahme der proportionalen Beziehung zwischen ε_W und ε_S lässt sich durch Einsetzen in **Gl. 2.23** und anschließender Integration die Konzentrationsverteilung der Schwebstoffe nach Rouse (1937) herleiten:

$$\frac{C(z)}{C_a} = \left(\frac{h-z}{z} \cdot \frac{a}{h-a} \right)^Z [1] \quad \text{Gl. 2.25}$$

wobei C_a eine Referenzkonzentration in einem Referenzabstand a über der Sohle ist. Die Referenzkonzentration C_a ist hierbei die Konzentration über der Gewässersohle, bei der das Absinken der Sedimentkörner und der aufwärtsgerichtete Transport durch die Turbulenz im Gleichgewicht stehen, van Rijn (1993). Der Exponent Z wird als Rouse-Zahl oder Schwebstoffzahl bezeichnet und ist wie folgt definiert:

$$Z = \frac{W}{\kappa \cdot \beta \cdot u_0^*} [1] \quad \text{Gl. 2.26}$$

Über die Schwebstoffzahl Z wird das Kräfteverhältnis zwischen den abwärts und den aufwärts gerichteten Kräften der Strömung erfasst. Der Parameter β in **Gl. 2.25** charakterisiert das Verhältnis zwischen dem Diffusionskoeffizienten der Sedimentkörner zum Impulsaustauschkoeffizienten der Strömung.

Der Schwebstofftransport in einem Fließquerschnitt ergibt sich dann durch Integration der Produkte der Konzentrationsverteilung und der zugehörigen Fließgeschwindigkeit ($C(z) \cdot u(z)$):

$$m_S = \int_z^h C(z) \cdot u(z) dz \left[\frac{\text{kg}}{\text{s} \cdot \text{m}} \right] \quad \text{Gl. 2.27}$$

mit: m_S = Schwebstofftransportrate als Trockenmasse, $C(z)$ = Schwebstoffkonzentration und $u(z)$ = Fließgeschwindigkeit in der Höhe z über der Sohle.

Ein maßgeblicher Unsicherheitsfaktor bei der Lösung von **Gl. 2.26** ist, dass die Referenzkonzentration C_a in der Referenzhöhe a unbekannt ist und damit nur eine relative und keine absolute Aussage zur Konzentrationsverteilung der Schwebstoffe getroffen werden kann. Um den Schwebstofftransport zu berechnen, wurden deshalb verschiedene empirische und halbempirische Ansätze entwickelt, von denen hier exemplarisch der Ansatz von Einstein (1950) dargestellt ist:

$$C_a = \frac{q_G}{23,2 \cdot u \cdot d_{ch}} \quad [1] \qquad \text{Gl. 2.28}$$

Der Ansatz geht im Wesentlichen davon aus, dass die Referenzkonzentration mit ansteigendem Geschiebetransport zunimmt. Der Abstand a entspricht bei diesem Ansatz der Mächtigkeit der Geschiebetransportschicht, die dieser mit dem zweifachen eines charakteristischen Korndurchmessers für das Sohlenmaterial definiert ($a = 2 \cdot d_{ch}$).

Seit Einstein (1950) wurden mehrere Berechnungsansätze entwickelt, um die Referenzkonzentration C_a zu ermitteln. Eine ausführliche Übersicht zu verschiedenen Berechnungsansätzen ist z. B. in Garcia (2008) gegeben. Eine Einschätzung der Genauigkeit von Berechnungsansätzen zur Referenzkonzentration C_a wurde z. B. von Garcia und Parker (1991) durchgeführt. Diese verglichen die Ergebnisse aus acht Berechnungsansätzen (Einstein 1950, Engelund und Fredsoe 1976, Smith und McLean 1977, Itakura und Kishi 1980, van Rijn 1984a, Celik und Rodi 1984, Akiyama and Fukushima 1986, Garcia und Parker 1991) mit gemessenen Referenzkonzentrationen aus experimentellen Untersuchungen mit Sanden. Im Ergebnis zeigte sich, dass die berechnete Referenzkonzentration etwa um den Faktor 2 bis 8 von den gemessenen Werten abwich.

Ein ähnliches Ergebnis zeigten auch Untersuchungen von van Rijn (1993). Dieser führte mit den Ansätzen von Einstein 1950, Engelund und Fredsoe 1976, Smith und McLean 1977, Zyserman und Fredsoe 1994 Vergleichsrechnungen für einen fiktiven Bemessungsfall mit einer ebenen Sohle und einem Korndurchmesser $d_{50} = 0,3$ mm durch. Die berechneten Werte für C_a stellte van Rijn (1993) in Abhängigkeit vom Shields-Parameter θ (vgl. Kap. 2.1.1) dar, vgl. **Abb. 2.13**.

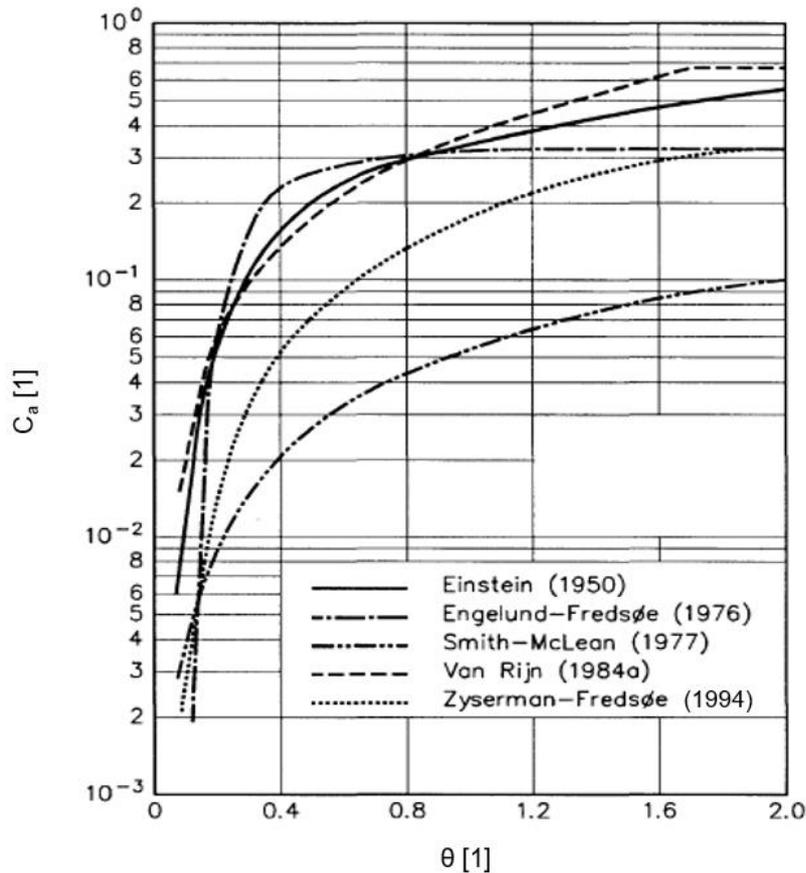


Abb. 2.13: Referenzkonzentration C_a in Abhängigkeit vom Shields-Parameter θ , aus van Rijn (1993), modifiziert (die Beschriftung wurden angepasst)

Die Ergebnisse in **Abb. 2.13** zeigen, dass mit den Ansätzen unter gleichen Randbedingungen erheblich voneinander abweichende Referenzkonzentrationen berechnet wurden. Besonders stark fielen die Streuungen der berechneten Referenzkonzentrationen für größere θ -Werte auf. Hier betrug die maximale Abweichung untereinander nahezu eine 10er-Potenz.

Es wurden zudem empirische Gleichungen aufgestellt, mit dem Ziel, den Schwebstofftransport ohne Kenntnisse über die Schwebstoffkonzentrationsverteilung berechnen zu können. Exemplarisch ist im Folgenden der Berechnungsansatz von van Rijn (2007b) – als ein vergleichsweise neuer Ansatz – dargestellt:

$$m_s = \left(\frac{d_{50}}{d_{ref}} \right)^2 (u - u_c)^3 \left[\frac{\text{kg}}{\text{s} \cdot \text{m}} \right] \quad \text{Gl. 2.29}$$

mit: m_s = Schwebstofftransportrate als Trockenmasse, d_{50} = Korndurchmesser bei 50%-Siebdurchgang, d_{ref} = Referenzkorndurchmesser ($d_{ref} = 0,0003 \text{ m}$), u = mittlere Fließgeschwindigkeit, u_c = mittlere kritische Fließgeschwindigkeit

Der Berechnungsansatz wurde anhand von 340 Naturdatensätzen entwickelt, die in Flüssen weltweit erhoben wurden. Die Naturdatensätze wurden mittels Regressionsanalyse ausgewertet, um Beziehungen zwischen dem Schwebstofftransport und abhängigen Größen wie der mittleren Strömungsgeschwindigkeit u , der Wassertiefe h und dem Korndurchmesser d_{50} des Sohlenmaterials herzustellen. Der Berechnungsansatz ist für Wassertiefen von $h=1$ m bis 15 m, Strömungsgeschwindigkeiten zwischen $u=0,4$ m/s und 2 m/s und Korndurchmessern zwischen $d_{50} = 0,1$ mm und 2 mm gültig. Van Rijn (2007) empfiehlt allerdings, **Gl. 2.29** nur zur groben Abschätzung des Schwebstofftransports zu verwenden, da Vergleichsrechnungen gezeigt hatten, dass der Berechnungsansatz den Transport u. a. bei niedrigen Fließgeschwindigkeiten ($u < 0,6$ m/s) oder bei feineren Sedimenten ($d_{50} < 0,1$ mm) oft deutlich unterschätzt. Weitere Ansätze mit dem Ziel den Schwebstofftransport zu berechnen, wurden z. B. von Zanke (1982), Engelund und Fredsoe (1976), van Rijn (1984c) entwickelt.

2.3 Fazit

Der Sedimenttransport in Flachlandflüssen setzt sich aus dem Geschiebetransport und dem Schwebstofftransport zusammen. In den vergangenen Jahrzehnten wurden zahlreiche Berechnungsansätze entwickelt mit dem Ziel, den Geschiebe- und Schwebstofftransport zu quantifizieren.

Ein vielversprechendes Verfahren, um den Geschiebetransport in Flachlandflüssen zu berechnen, besteht darin, Sohlenpeilungen von Dünensohlen auszuwerten. Eine Herangehensweise hierbei ist, in den Peildaten einzelne Dünen zu identifizieren und deren Bewegungsgeschwindigkeit sowie Höhe, Länge und Form zu ermitteln. Die Geschiebetransportberechnungen sind allerdings mit Unsicherheiten behaftet, da sich charakteristische Größen wie die Dünenhöhe, -länge und -form nicht zweifelsfrei aus den Peildaten ermitteln lassen. Um diese Unsicherheiten zu reduzieren, wurden alternative Auswertungsverfahren wie die statistische Analyse entwickelt, um den Geschiebetransport zu berechnen. Bei dieser Herangehensweise wird die Standardabweichung der Sohlenoberfläche als statistische Ersatzgröße für die mittlere Dünenhöhe eines Dünenfeldes verwendet. Geschiebetransportberechnungen im Labor sowie in Flüssen zeigten, dass die statistische Herangehensweise grundsätzlich eine geeignete Methode sein kann, um den Geschiebetransport zu quantifizieren.

Der Schwebstofftransport wird für gewöhnlich indirekt auf Grundlage der Schwebstoffkonzentrationsverteilung berechnet. Auf Grund der äußerst komplexen Wechselwirkung zwischen Strömung und Sediment mussten vereinfachende Annahmen getroffen werden, die z. B. die Definition einer Referenzkonzentration erfordern, um die Schwebstoffverteilung berechnen zu

können. Bisherige Ansätze hierzu sind mit Unsicherheiten behaftet, mit der Folge, dass die Schwebstofftransportberechnungen ebenfalls Unsicherheiten aufweisen.

Im Folgenden soll deshalb ein neues Verfahren entwickelt werden, um den Schwebstofftransport zu berechnen. Hierzu soll der Geschiebetransport aus statistisch analysierten Sohlenpeilungen genutzt werden, um diesen in den Schwebstofftransport umzurechnen. Die Umrechnung soll dabei über die prozentualen Anteile der beiden Transportarten am Sedimentgesamttransport erfolgen. Für die Herleitung eines hierfür geeigneten Ansatzes werden im Folgenden zunächst die maßgeblichen Kennzahlen abgeleitet.

3 Dimensionsanalyse

3.1 Sedimenttransport nach Yalin (1965)

Aus den vorangegangenen Kapiteln wird deutlich, dass die mechanischen Vorgänge beim Sedimenttransport in offenen Gerinnen durch eine Vielzahl von physikalischen Größen beeinflusst werden. Dimensionsanalytische Betrachtungen zum Sedimenttransport wurden im Rahmen zahlreicher Untersuchungen durchgeführt, vgl. Yalin (1965, 1971), Gehrig (1967), Zanke (1982). In der klassischen Dimensionsanalyse nach Yalin (1965) lässt sich in einer Zweiphasenströmung ein beliebiger hydraulisch-sedimentologischer Prozess aus den physikalischen Eigenschaften des Fluids und des Sediments, der Hydraulik und der Fallbeschleunigung ableiten:

- Fluideigenschaften:	Dichte	ρ	[kg/m ³]
	Kin. Zähigkeit	ν	[m ² /s]
- Sedimenteigenschaften:	Dichte	ρ_s	[kg/m ³]
	char. Korndurchmesser	d_{ch}	[m]
- Hydraulik :	Wassertiefe	h	[m]
	Gefälle	l	[1]
- Fallbeschleunigung:		g	[m/s ²]

Als Gleichung lässt sich ein beliebiger mechanischer Prozess A in einer hydraulisch-sedimentologischen Zweiphasenströmung wie folgt ausdrücken:

$$A = f(\rho, \nu, \rho_s, d_{ch}, h, l, g) \quad \text{Gl. 3.1}$$

Die mechanischen Prozesse hängen dabei nicht direkt von der Sedimentdichte ρ_s und dem Gefälle l ab, sondern können durch physikalisch begründete Kombinationen wie der Dichtedifferenz $\Delta\gamma = (\rho_s - \rho)$ und der Sohlenschubspannungsgeschwindigkeit $u_0^* = \sqrt{g \cdot h \cdot l}$ substituiert werden. Der mechanische Prozess A wird dann durch den funktionalen Zusammenhang dieser sieben dimensionsbehafteten Größen beschrieben:

$$A = f(\rho, \nu, d_{ch}, h, u_0^*, \Delta\gamma, g) \quad \text{Gl. 3.2}$$

Die sieben dimensionsbehafteten Größen beinhalten die drei physikalischen Grundeinheiten Masse [kg], Länge [m] und Zeit [s] und lassen sich nach dem Π -Theorem von Buckingham (1914) wie folgt umformen:

$$\Pi_A = f(\text{Fr}^*, \text{Re}^*, \rho', \varepsilon) \quad \text{Gl. 3.3}$$

Die Prozessgröße Π_A ist ebenfalls dimensionslos und steht in Abhängigkeit zu den vier dimensionslosen Größen Fr^* , Re^* , ρ' , ε , die wie folgt definiert sind:

$$\text{- Feststoff-Froude-Zahl} \quad \text{Fr}^* = \frac{u_0^{*2}}{\rho' \cdot g \cdot d_{\text{ch}}} \quad [1] \quad \text{Gl. 3.4.1}$$

$$\text{- Feststoff-Reynolds-Zahl} \quad \text{Re}^* = \frac{u_0^* \cdot d_{\text{ch}}}{\nu} \quad [1] \quad \text{Gl. 3.4.2}$$

$$\text{- Relative Dichte} \quad \rho' = \frac{\rho_S - \rho}{\rho} \quad [1] \quad \text{Gl. 3.4.3}$$

$$\text{- Relative Überdeckung} \quad \varepsilon = \frac{h}{d_{\text{ch}}} \quad [1] \quad \text{Gl. 3.4.4}$$

Die einzelnen Parameter charakterisieren unterschiedliche physikalische Einflüsse, welche auf den hydraulisch-sedimentologischen Prozess A einwirken. Die Bedeutung dieser einzelnen Größen ist dabei nicht gleichwertig, sondern hängt von den physikalischen Eigenschaften der Prozessgröße A bzw. Π_A ab, Mertens (1987). Hinsichtlich ihrer physikalischen Bedeutung können diese nach Yalin (1965), Gehrig (1967), Zanke (1982), Mertens (1987), Ettmer (2006), Aberle und Mertens (2006) wie folgt interpretiert werden:

Fr*: Die Feststoff-Froude-Zahl Fr^* beschreibt das Verhältnis zwischen der Schubkraft der Strömung und der Gewichtskraft des Sedimentkorns unter Wasser. Die Kräftegleichung wurde u. a. von Shields (1936) theoretisch abgeleitet (vgl. Kap. 2.1.1) und wird ersichtlich, wenn der Bruch mit d_{ch}^2 erweitert wird:

$$\text{Fr}^* = \frac{u_0^{*2}}{\rho' \cdot g \cdot d_{\text{ch}}} = \frac{\tau_0^* \cdot d_{\text{ch}}^2}{(\rho_S - \rho) \cdot g \cdot d_{\text{ch}}^3} \left[\frac{\text{N}}{\text{N}} \right] \quad \text{vgl. Gl. 2.4}$$

Die Fr^* -Zahl ist eine zentrale Größe bei vielen hydraulisch-sedimentologischen Prozessen und ist die Grundlage vieler Geschiebetransportansätze, vgl. Zanke und Roland (2020).

Re^* : Die Feststoff-Reynolds-Zahl Re^* charakterisiert den Einfluss der Zähigkeit des Fluids auf die Sedimentkörner. Der Einfluss der Zähigkeit lässt sich am Beispiel der Untersuchungen von Nikuradse (1933) zu sandrauen Rohrleitungen erläutern. Bei kleinen Re^* -Zahlen wird der Abfluss über die raue Oberfläche wie über eine glatte Wand abgeleitet, da die Rauheitserhebungen durch eine laminare Zähigkeitsschicht überdeckt werden. Mit steigender Re^* -Zahl nimmt die Mächtigkeit der laminaren Schicht ab. Die Rauheit der Wand steht dann in Wechselwirkung mit dem Strömungsfeld, wodurch der Strömungswiderstand erhöht wird. Im Allgemeinen gilt, dass der Einfluss der Zähigkeit bei abnehmender Re^* -Zahl zunimmt. Bei Laboruntersuchungen mit Sandsohlen zeigte sich, dass der Zähigkeitseinfluss nicht ohne weiteres vernachlässigt werden kann, vgl. Ettmer (2006).

ρ' : Die relative Dichte ρ' charakterisiert die Differenz zwischen der Dichte des Wassers und der Sedimentdichte und ist ein Maß für die Trägheit der Sedimentkörner. Der Dichteunterschied hat dementsprechend einen Einfluss auf die räumliche und zeitliche Bewegung der Sedimentkörner an der Gewässersohle und im Wasserkörper. Im Rahmen der Versuchsauswertung wird die relative Dichte ρ' für gewöhnlich nicht als unabhängige Variable ausgewertet, da diese bereits in der Feststoff-Froude-Zahl Fr^* enthalten ist, Mertens (1987).

ε : Die relative Überdeckung ε charakterisiert den Fließwiderstand der Gewässersohle und ist damit ein Maß für die Rauheit. Die Wirkung der relativen Überdeckung ändert sich mit abnehmendem Verhältnis von Wassertiefe zu Korndurchmesser. Bei Gewässersohlen mit Transportkörpern hat ε einen maßgeblichen Einfluss auf die Größe der Transportkörper. Die relative Überdeckung hat somit zumindest indirekt einen Einfluss auf den Geschiebetransport, wenn dieser durch Transportkörper stattfindet. Der Einfluss auf die Transportkörper kann allerdings vernachlässigt werden, wenn $\varepsilon > \text{rd. } 100$ beträgt, Yalin und Karahan (1979).

Der Ansatz nach Yalin (1965) gilt außerdem nur für Einkornsedimente, d. h. Sedimente die eine Ungleichförmigkeit von $U = 1,0$ aufweisen. Die Ungleichförmigkeit U kann einen deutlichen Effekt auf hydraulisch-sedimentologische Prozesse haben. So hatten z. B. Untersuchun-

gen von Ettmer (2006) zu Kolken hinter unterströmten Schützen gezeigt, dass der Erosionsprozess bei Versuchen mit Grobsanden mit einer Ungleichförmigkeit $U = (d_{84}/d_{16})^{0,5} = 1,3$ signifikant beeinflusst wurde.

Zusammenfassend folgt daraus, dass bei ausreichender Wassertiefe und einkörnigem Sediment ein hydraulisch-sedimentologischer Prozess in einem Gewässer als Funktion der Feststoff-Froude-Zahl Fr^* und der Feststoff-Reynolds-Zahl Re^* ausgedrückt werden kann:

$$\Pi_A = f(Fr^*, Re^*) \quad \text{Gl. 3.5}$$

Die Fr^* -Zahl und Re^* -Zahl enthalten neben den Materialeigenschaften des Sediments (ρ_S, d_{ch}) und des Fluids (ρ, ν) auch die Fallbeschleunigung g . Zudem ist als hydraulische Größe die Sohlenschubspannungsgeschwindigkeit u_0^* in beiden Kennzahlen enthalten.

Andere dimensionsanalytische Ansätze verwenden anstelle der Fr^* -Zahl und Re^* -Zahl die relative Schubspannungsgeschwindigkeit (vgl. Dietz 1969, Yalin 1971, 1992, Zanke 1982, van Rijn 1993, Zanke 2013):

:

$$\Pi_A = f\left(\frac{u_0^*}{u_{0,c}^*}\right) [1] \sim \frac{\text{Schubkraft der Strömung}}{\text{Sohlenwiderstand}} \quad \text{Gl. 3.6}$$

Hierbei werden die hydraulischen Eigenschaften der Strömung (Gefälle I , Wassertiefe h), die Fluideigenschaften (Dichte des Wassers ρ_W , kinematische Viskosität ν) und die Sedimenteigenschaften (Dichte des Sediments ρ_F , charakteristischer Korndurchmesser d_{ch}) sowie die Fallbeschleunigung g über die dimensionslose Größe $u_0^*/u_{0,c}^*$ charakterisiert, was den Versuchsaufwand deutlich reduziert.

Der Zusammenhang zwischen **Gl. 3.5** und **Gl. 3.6** lässt sich am Beispiel des Shields-Diagramms veranschaulichen. Im Shields-Diagramm sind die Feststoff-Froude-Zahl Fr^* und die Feststoff-Reynolds-Zahl Re^* bzw. dessen kritische Größen, die kritische Feststoff-Froude-Zahl Fr^*_c und die kritische Feststoff-Reynolds-Zahl $Re^*_{c,}$, über den sedimentologischen Korndurchmesser D^* miteinander verknüpft (vgl. Kap. 2.1.1), so dass die folgende Beziehung gilt:

$$D^* = \frac{Re^{*2}}{Fr^*} = \frac{Re_c^{*2}}{Fr_c^*} \cdot \frac{\left(\frac{u_0^* \cdot d}{v^2}\right)^2}{\frac{u_0^{*2}}{\rho' \cdot g \cdot d}} = \frac{\left(\frac{u_{0,c}^* \cdot d}{v^2}\right)^2}{\frac{u_{0,c}^{*2}}{\rho' \cdot g \cdot d}} \quad [1] \quad \text{vgl. Gl. 3.7a}$$

Nach Sortierung der Variablen wird deutlich, dass zwischen dem sedimentologischen Korn-durchmesser D^* und dem Verhältnis $u_0^*/u_{0,c}^*$ ebenfalls eine solche Verknüpfung besteht und damit diese Größe indirekt mit der Fr^* - und Re^* -Zahl aus **Gl. 3.5** in Verbindung steht:

$$D^* = \frac{Re^{*2}}{Re_c^{*2}} = \frac{Fr_c^*}{Fr^*} \cdot \frac{\left(\frac{u_0^* \cdot d}{v^2}\right)^2}{\left(\frac{u_{0,c}^* \cdot d}{v^2}\right)^2} = \frac{u_0^{*2}}{\frac{\rho' \cdot g \cdot d}{u_{0,c}^{*2}}} = \frac{u_0^{*2}}{u_{0,c}^{*2}} \quad \text{bzw.} \quad \sqrt{D^*} = \frac{u_0^*}{u_{0,c}^*} \quad [1] \quad \text{vgl. Gl. 3.7b}$$

Aus physikalischer Sicht beschreibt $u_0^*/u_{0,c}^*$ das Verhältnis zwischen der Schubkraft der Strömung und dem Widerstandsverhalten der Sedimentkörner an der Sohle (Sohlenwiderstand). Die Schubkraft der Strömung wird über die Sohlenschubspannungsgeschwindigkeit u_0^* , die Fluid- und Sedimenteigenschaften über die kritische Schubspannungsgeschwindigkeit $u_{0,c}^*$ erfasst, vgl. **Gl. 3.6**.

Bei Sedimenttransportberechnungen in Flüssen ist die Schubspannungsgeschwindigkeit u_0^* unter praktischen Aspekten jedoch oftmals ein ungeeigneter Parameter, um den Strömungsangriff zu charakterisieren. Grund hierfür ist, dass mit der Wassertiefe h und dem Gefälle I in u_0^* zwei Größen enthalten sind, die unter natürlichen Randbedingungen in Flüssen oftmals nur mit erheblichem Aufwand und deutlichen Unsicherheiten messtechnisch erfasst werden können, vgl. van Rijn (1984a,c, 1993).

Vorteilhafter lässt sich der Strömungsangriff durch eine andere Größe, die Fließgeschwindigkeit, beschreiben, vgl. Zanke (1976a), van Rijn (1984a), Ettmer (2006). Anstelle der Relation $u_0^*/u_{0,c}^*$ wird deshalb im Folgenden das Verhältnis aus der mittleren Fließgeschwindigkeit u zur kritischen Fließgeschwindigkeit u_c eingeführt:

$$\Pi_A = f\left(\frac{u}{u_c}\right) \quad [1] \quad \sim \frac{\text{Strömungsangriff}}{\text{Sohlenwiderstand}} \quad \text{Gl. 3.8}$$

In **Gl. 3.8** wird der Strömungsangriff durch die mittlere Fließgeschwindigkeit u ausgedrückt. Die Fluid- und Sedimenteigenschaften werden über die kritische Fließgeschwindigkeit u_c erfasst.

3.2 Prozentuale Geschiebe- und Schwebstofftransportanteile

Die Umrechnung vom Geschiebetransport in den Schwebstofftransport soll über die prozentualen Anteile der beiden Transportarten am Sedimentgesamtttransport erfolgen. Der Geschiebe-, Schwebstoff- und Sedimentgesamtttransport werden im Folgenden durch die Geschiebetransportrate q_G , die Schwebstofftransportrate q_S und die Sedimentgesamtttransportrate q_{Ges} ausgedrückt. Der Schwebstofftransport entspricht dem Anteil am Sedimenttransport, der nicht als Geschiebe transportiert wird:

$$q_S = q_{Ges} - q_G \left[\frac{m^3}{(s \cdot m)} \right] \quad \text{Gl. 3.9}$$

Die prozentualen Anteile der Geschiebe- und Schwebstofftransportrate am Sedimentgesamtttransport lassen sich in dimensionsloser Form wie folgt ausdrücken:

$$\frac{q_G}{q_{Ges}} [1] \quad (\text{Anteil des Geschiebetransports am Sedimentgesamtttransport}) \quad \text{Gl. 3.10}$$

$$\frac{q_S}{q_{Ges}} [1] \quad (\text{Anteil des Schwebstofftransports am Sedimentgesamtttransport}) \quad \text{Gl. 3.11}$$

Die beiden dimensionslosen Ausdrücke in den Gleichungen **Gl. 3.10** und **Gl. 3.11** lassen sich nach den Regeln der Dimensionsanalyse durch die Prozessgröße Π_A in **Gl. 3.8** ersetzen. Daraus ergeben sich die folgenden funktionalen Abhängigkeiten:

$$\frac{q_G}{q_{Ges}} = f \left(\frac{u}{u_c} \right) [1] \quad \text{Gl. 3.12}$$

$$\frac{q_S}{q_{Ges}} = f \left(\frac{u}{u_c} \right) [1] \quad \text{Gl. 3.13}$$

Die Quotienten aus q_G/q_{Ges} und q_S/q_{Ges} können demnach als Funktion der Variable u/u_c ausgedrückt werden. Die Beziehung zwischen den jeweiligen Quotienten q_G/q_{Ges} und q_S/q_{Ges} und der Größe u/u_c sollen im Rahmen experimenteller Rinnenversuche ermittelt werden. Hierzu werden im Folgenden die erforderlichen experimentellen Untersuchungen abgeleitet.

3.3 Erforderliche experimentelle Untersuchungen

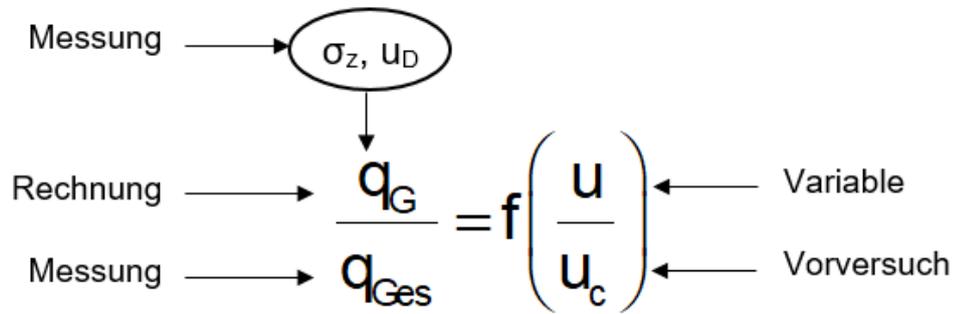
Ziel der experimentellen Untersuchungen ist es, einen funktionalen Zusammenhang für die Gleichungen **Gl. 3.12** und **Gl. 3.13** zu ermitteln. Zur Klärung der Fragestellung sieht das Versuchsprogramm experimentelle Untersuchungen in einer Versuchsrinne mit einem mobilen Sedimentbett vor. In **Gl. 3.12** und **Gl. 3.13** sind das Verhältnis u/u_c als unabhängige Variable und die Größen q_G/q_{Ges} und q_S/q_{Ges} als zu erfassende Zielgrößen enthalten. Für eine umfassende Lösung der Fragestellung muss das Verhältnis u/u_c variiert werden. Die Variation erfolgt durch Änderung der mittleren Fließgeschwindigkeit u . Die Fließgeschwindigkeit kann durch Steuerung der Abflusszugabe verändert werden. Die Fließgeschwindigkeit wird im Rahmen des Versuchsprogramms so variiert, dass sowohl Geschiebetransport als auch Schwebstofftransport stattfindet. Die kritische Fließgeschwindigkeit u_c wird konstant gehalten und im Rahmen von Vorversuchen ermittelt.

Zudem müssen die Größen q_G , q_S und q_{Ges} erfasst werden. Der Geschiebetransport q_G soll dazu mit **Gl. 2.18** berechnet werden. In **Gl. 2.18** sind mit der Standardabweichung der Sohlenoberfläche σ_z und der Fortschrittgeschwindigkeit der Dünensohle u_D zwei Größen enthalten, die sich aus Sohlenvermessungsdaten ermitteln lassen. Hierzu wird die Sohlentopografie während der Versuche messtechnisch erfasst. Der Sedimentgesamtransport q_{Ges} wird ebenfalls durch Messungen bestimmt.

Der Schwebstofftransport soll dann rechnerisch als Differenz aus dem Sedimentgesamtransport und dem Geschiebetransport ($q_S = q_{Ges} - q_G$) berechnet werden. Ziel ist es, den Schwebstofftransport als Anteil am Gesamttransport zu bestimmen. Der berechnete Geschiebetransport und der berechnete Schwebstofftransport werden dazu verwendet, die Verhältnisse q_G/q_{Ges} und q_S/q_{Ges} zu bestimmen.

Abb. 3.1 zeigt die wesentlichen zu erfassenden Parameter im Versuchsprogramm.

Gl. 3.12:



Gl. 3.13:

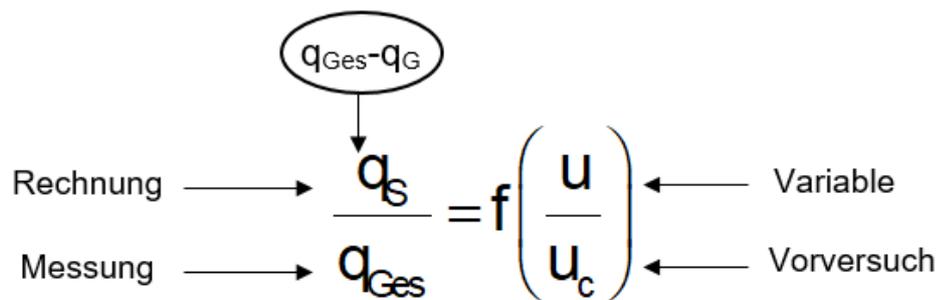


Abb. 3.1: Versuchsprogramm

Damit sind die wesentlichen Parameter für das Versuchsprogramm festgelegt. Die Versuchseinrichtung, die Auswahl des Versuchssediments, die verwendete Messtechnik und die Versuchsdurchführung werden im folgenden Kapitel beschrieben.

4 Experimentelle Untersuchungen

4.1 Versuchseinrichtung

Die experimentellen Untersuchungen wurden in einer Versuchsrinne mit Sedimentkreislauf im Wasserbaulabor der Hochschule Magdeburg-Stendal durchgeführt. Die Versuchsrinne war seitlich verglast und besaß eine Länge von 17 m, eine Breite von 0,6 m und eine Tiefe von 0,8 m. Der Sedimentkreislauf bestand aus einem Sedimentfang am Ende der Versuchsrinne, einer Rückführungsleitung und einer Zugabe im Einlaufbereich der Rinne. Über die Sedimentrückführung wurde das transportierte Sediment mit einem Teilstrom des Wassers an den Einlauf der Versuchsrinne gepumpt und dort wieder zugegeben.

Der Zulauf in die Versuchsrinne erfolgte über einen Hochbehälter und wurde mittels magnetisch-induktiver Durchflussmessung (MID) gemessen. Der Durchfluss im Sedimentkreislauf wurde ebenfalls über eine MID-Messung erfasst. Die Genauigkeiten betragen $\pm 0,5\%$ des aktuellen Messwerts. Im Zulauf der Versuchsrinne war eine Beruhigungszone mit anschließendem Strömungsgleichrichter eingebaut. Die gewählte Kombination aus Rohr- und Stabelementen ermöglichte eine gleichgerichtete Strömung in die Versuchsrinne. Die Steuerung der Durchflüsse erfolgte über Schieber. Der Wasserstand wurde durch eine Wehrklappe am Ende der Rinne reguliert und mit einem verfahrbaren Stechpegel gemessen.

Abb. 4.1 zeigt die Versuchsrinne als Fotografie im Wasserbaulabor der Hochschule Magdeburg. **Abb. 4.2** zeigt die Versuchsrinne als technische Skizze in der Draufsicht (oben) und in der seitlichen Ansicht (unten).

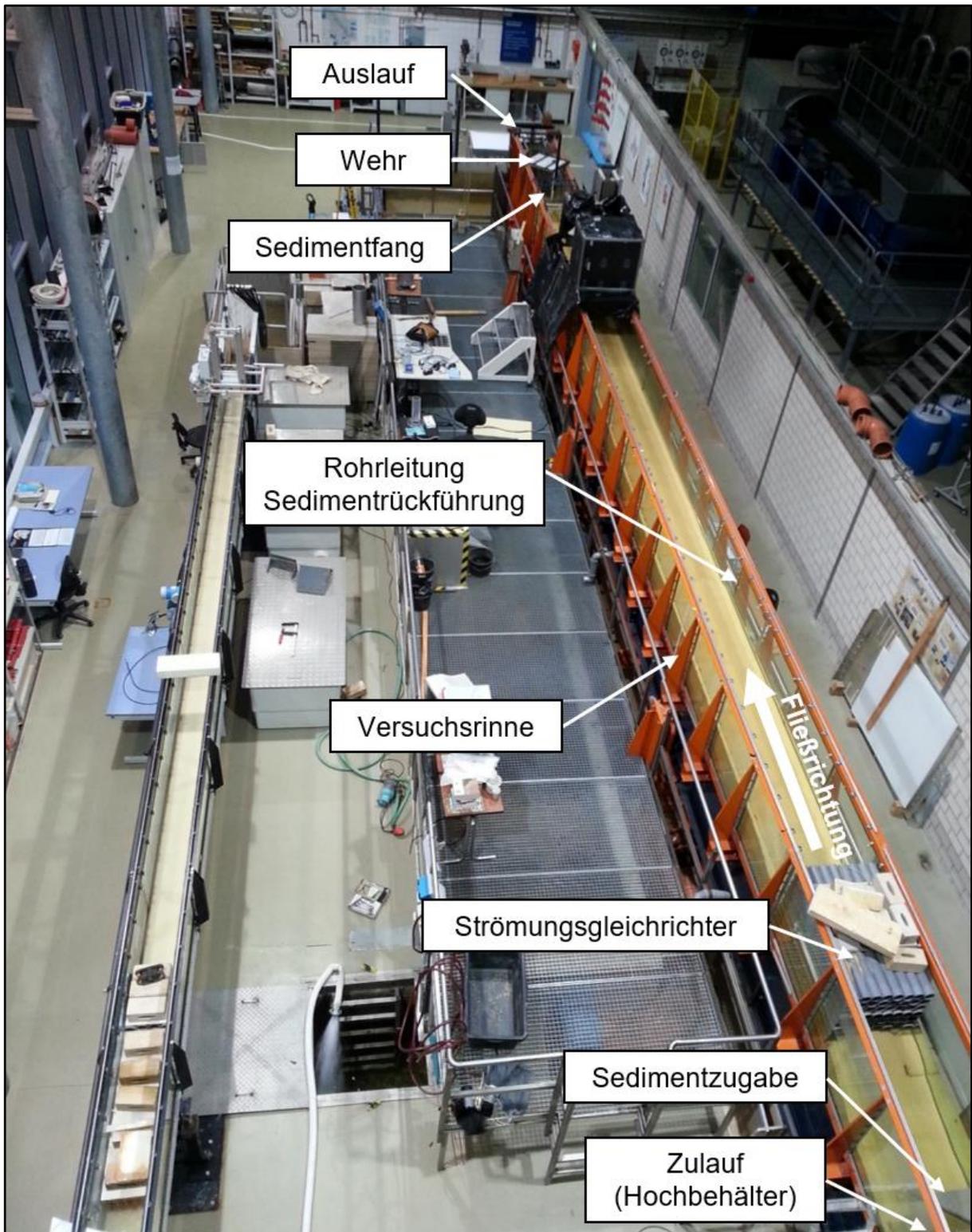


Abb. 4.1: Versuchsrinne im Wasserbaulabor der Hochschule Magdeburg

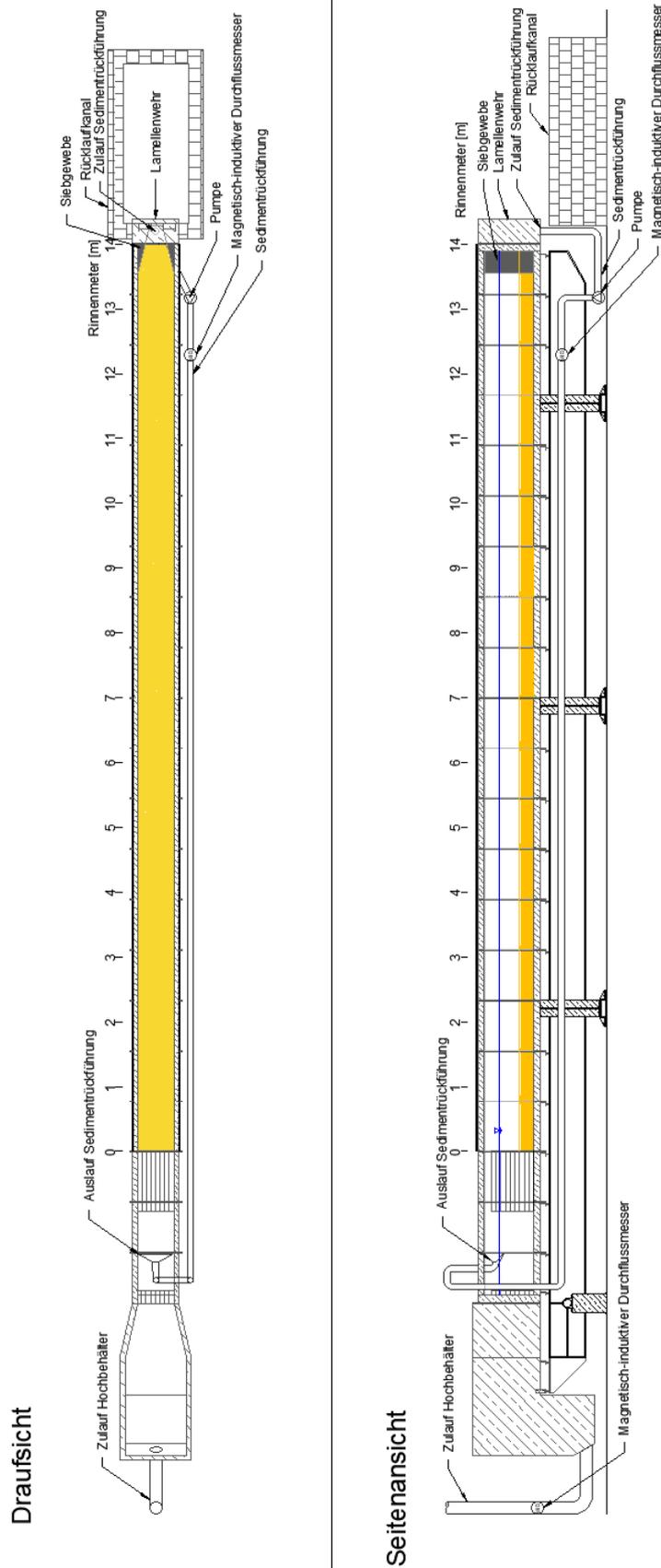


Abb. 4.2: Technische Skizze der Versuchsrinne als Draufsicht (oben) und als Seitenansicht (unten)

4.2 Sediment

Als Versuchssediment wurde ein Kunststoffgranulat mit der Bezeichnung „Polystyrol 475L“ ausgewählt. Die Sedimenteigenschaften wurden im Rahmen von Voruntersuchungen im Wasserbaulabor der Hochschule Magdeburg ermittelt, vgl. Ettmer und Orlik (2012, 2014).

Die Dichte des Kunststoffgranulats betrug $\rho_s = 1058 \text{ kg/m}^3$ und der charakteristische Korndurchmesser $d_{ch} = 2,02 \text{ mm}$. Die Ungleichförmigkeit lag bei $U = (d_{84}/d_{16})^{0,5} = \text{rd. } 1,05$. Damit war das Sediment nahezu einkörnig. Die kritische Fließgeschwindigkeit des Kunststoffgranulats betrug $u_c = 0,095 \text{ m/s}$, die mittlere Sinkgeschwindigkeit $w = 0,033 \text{ m/s}$. Die kritische Fließgeschwindigkeit wurde in Rinnenversuchen und die Sinkgeschwindigkeit mit einem Standzylinder bestimmt. Beide Größen wurden für eine Korngruppe von rd. 30 Einzelkörnern ermittelt.

Aus den Untersuchungen war außerdem bekannt, dass sich bei strömendem Abfluss Dünen im Sedimentbett ausbildeten. Das Kunststoffgranulat wurde anstatt Sand verwendet, um die kritische Fließgeschwindigkeit u_c des Sohlenmaterials herabzusetzen. Dadurch war es möglich, die Untersuchungen bei – im Vergleich zu Sanden – deutlich geringeren Fließgeschwindigkeiten und entsprechend niedrigeren Abflüssen durchzuführen.

Mit der kritischen Fließgeschwindigkeit u_c bzw. dem Verhältnis u/u_c ließen sich zudem die Materialunterschiede zwischen dem Kunststoffgranulat und natürlichen Sohlenmaterialien erfassen und übertragen, vgl. Dietz (1969), Zanke (1976b), Ettmer (2006), Ettmer und Orlik (2012, 2014), Ettmer et al. (2021), Hüsener und Hesse (2021). Bei der Übertragung wird davon ausgegangen, dass die maßgeblichen Materialunterschiede, wie die Sedimentdichte ρ_s und der Korndurchmesser d_{ch} über die kritische Fließgeschwindigkeit u_c erfasst werden. Die Übertragung basiert dann auf der Annahme, dass, wenn das u/u_c -Verhältnis bei einem Kunststoffgranulat und einem natürlichem Sohlenmaterial gleich ist, die morphodynamischen Prozesse ähnlich ablaufen, da die Beziehung zwischen der angreifenden Strömung und dem Widerstand der Sedimentkörner an der Gewässersohle und damit die Kräfte-Relation ähnlich ist.

Das Kunststoffgranulat wurde für die Versuche als Sedimentbett zwischen dem Strömungsgleichrichter und dem Auslauf der Versuchsrinne über die gesamte Breite der Rinne eingebaut. Die Einbautiefe betrug 30 cm.

Die wesentlichen Materialeigenschaften und Kenngrößen des Kunststoffgranulats sind in **Tab. 4.1** zusammengestellt. **Abb. 4.3** zeigt zudem eine Fotoaufnahme des Granulats mit Maßstab (links) und stark vergrößert (rechts). **Abb. 4.4** zeigt das Sedimentbett in der Versuchsrinne.

Tab. 4.1: Materialeigenschaften und Kenngrößen des Kunststoffgranulats

Bezeichnung	Größe
Sedimenttyp	Polystyrol 475L
Materialdichte ρ_s	1058 kg/m ³
Korndurchmesser d	2,02 mm
Ungleichförmigkeit $U = (d_{84}/d_{16})^{0,5}$	1,05
Kritische Fließgeschwindigkeit u_c	0,095 m/s
Sinkgeschwindigkeit w	0,033 m/s

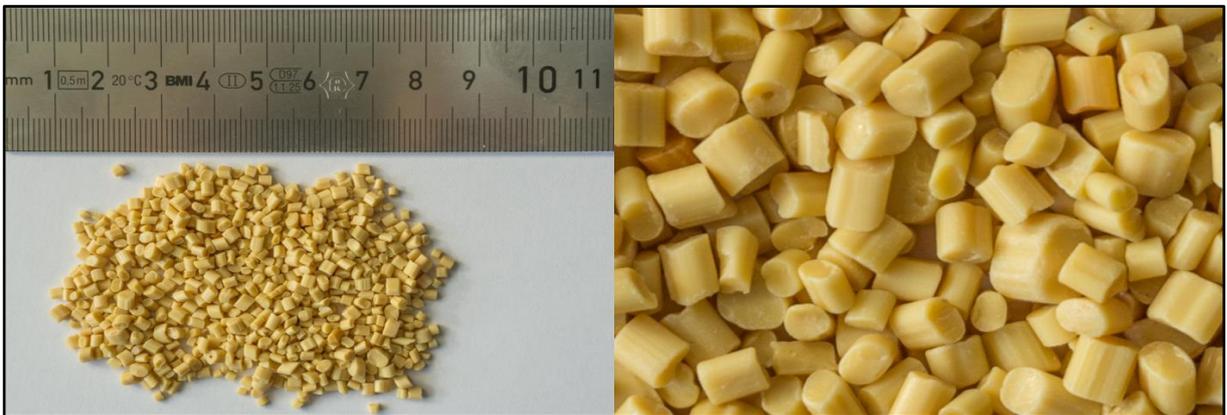


Abb. 4.3: Fotoaufnahmen des Kunststoffgranulats mit Maßstab (links) und stark vergrößert (rechts)

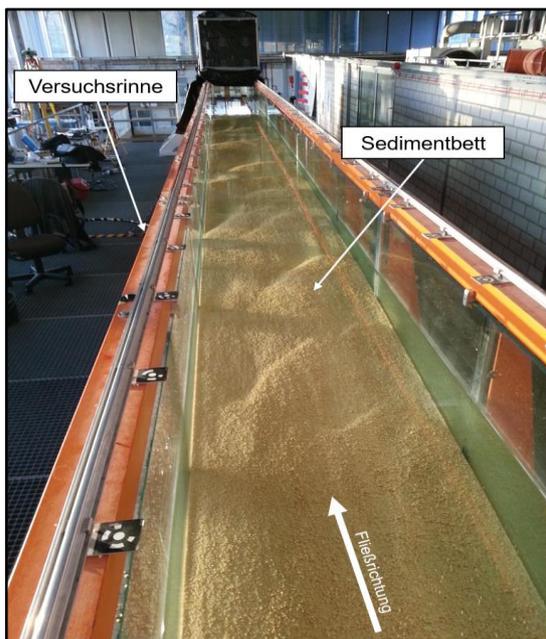


Abb. 4.4: Versuchsrinne mit Sedimentbett (Draufsicht)

4.3 Messtechnik und Datenaufnahme

4.3.1 Sedimenttransport (Zielgröße: q_{Ges})

Aus der Dimensionsanalyse (vgl. Kap. 3) ging hervor, dass für die Untersuchungen der Sedimenttransport als Gesamttransport messtechnisch erfasst werden musste. Ziel war es, die Sedimentgesamttransportrate q_{Ges} zu bestimmen.

Um den Sedimentgesamttransport zu messen, wurden wasserdurchlässige Gewebebeutel verwendet, die mit einem Kunststoffstutzen in den Auslauf der Sedimentrückführungsleitung eingebaut wurden. Die Gewebebeutel bestanden aus einem formstabilen Kunststoffgewebe. Die Maschenweite des Kunststoffgewebes war auf den Sedimentkorndurchmesser abgestimmt, so dass das Sediment vollständig zurückgehalten werden konnte. **Abb. 4.5** zeigt einen Gewebebeutel im Auslauf der Sedimentrückführungsleitung.



Abb. 4.5: Gewebebeutel mit Kunststoffstutzen

Im Rahmen von Vorversuchen hatte sich gezeigt, dass die Beutel bei jedem Versuch mehrfach gewechselt werden müssen. Um die Sedimentmenge im Gewebebeutel zu ermitteln, wurde der Inhalt in Kunststoffbehälter gefüllt. Das maximale Füllvolumen eines Kunststoffbehälters betrug rd. 15 Liter. **Abb. 4.6** zeigt exemplarisch mehrere Einzelmessungen in chronologischer Reihenfolge.



Abb. 4.6: Darstellung mehrerer Einzelmessungen in chronologischer Reihenfolge

Aus der Abbildung geht hervor, dass die Sedimentmengen in den Einzelmessungen deutlich variierten. Zu erkennen ist dies an den unterschiedlichen Füllständen in den Kunststoffbehältern. Betrachtet man die Einzelmessungen in Reihe lässt sich erkennen, dass der Sedimenttransport von insgesamt vier Dünen messtechnisch erfasst wurde. Kunststoffbehälter mit hohem Füllstand entsprachen dabei Messungen im Bereich der Dünenkämme, wo der größte Sedimenttransport stattfand. Behälter mit niedrigen Füllständen entsprachen Messungen im Bereich der Dünentäler mit minimalem Transport. Die erfasste Variabilität beim Geschiebetransport zeigt, dass mit der verwendeten Messmethode auch die grundsätzliche Dynamik beim Geschiebetransport erfasst wurde.

Das Trockengewicht des Sediments in einem Kunststoffbehälter wurde mit **Gl. 4.1** berechnet.

$$M_s = \frac{M_w - M_{w+s}}{1 - \frac{\rho_s}{\rho}} \quad [\text{kg}] \quad \text{Gl. 4.1}$$

mit: M_s = Trockengewicht des Sediments, M_w = Gewicht des Kunststoffbehälters mit Wasser, M_{w+s} = Gewicht des Kunststoffbehälters mit Wasser und Sediment, ρ_s = Dichte des Sediments, ρ = Dichte des Wassers.

M_w wurde im Rahmen von Kalibrierungsmessungen bestimmt. Dazu wurden die Kunststoffbehälter im Vorfeld bis zu einer festgelegten Füllstandsmarkierung mit Wasser befüllt und mit einer Laborwaage ausgewogen. M_{w+s} wurde ebenfalls durch Auswiegen bestimmt. Dazu

wurde der mit Sediment befüllte Kunststoffbehälter erneut bis zur Füllstandsmarkierung mit Wasser befüllt und ausgewogen. Die Füllstandsmarkierung wurde so gewählt, dass das Sediment vollständig unter Auftrieb stand.

Zur Referenzierung der Vorgehensweise wurden insgesamt 7 Einzelmessungen nach DIN 18123 getrocknet und dem berechneten Sedimentgewicht aus **Gl. 4.1** gegenübergestellt, vgl. **Abb. 4.7**. Der Vergleich zeigt, dass zwischen Messung und Rechnung eine hohe Übereinstimmung vorlag. Die Abweichungen betragen weniger als $\pm 2\%$.

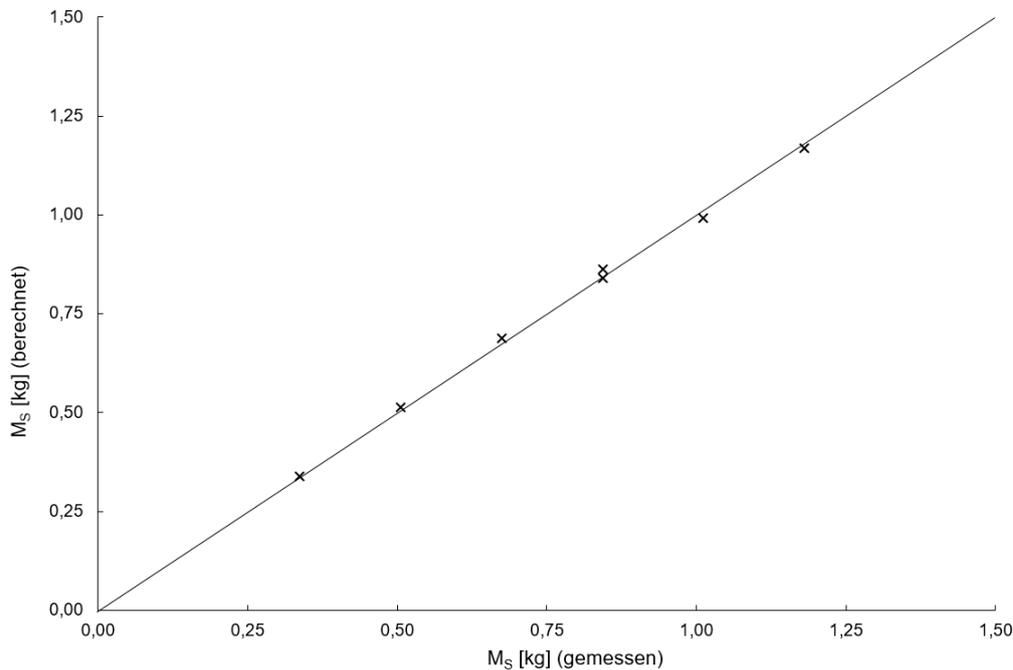


Abb. 4.7: Vergleich gemessenes und berechnetes Trockengewicht

Die Einzelmessungen $M_{S,i}$ wurden dazu verwendet, die Sedimentgesamtransportrate q_{Ges} zu berechnen. Dazu wurden die Einzelmessungen mit der Sedimentdichte ρ_S , der Sedimentporosität η_P , der Zeit t und der Rinnenbreite b wie folgt in die Sedimentgesamtransportrate umgerechnet:

$$q_{Ges} = \frac{1}{\rho_S \cdot \eta_P} \cdot \sum_{i=1}^n M_{S,i} \cdot \frac{1}{b} \cdot \frac{1}{t} \left[\frac{m^3}{(s \cdot m)} \right] \quad \text{Gl. 4.2}$$

mit: n = Anzahl der Einzelmessungen, i = Zählvariable.

4.3.2 Sohlenvermessung (Zielgröße: $q_G=f(\sigma_z, u_D)$)

Als weitere Größen mussten die Standardabweichung der Sohlenoberfläche σ_z und die Dünenfortschrittgeschwindigkeit u_D messtechnisch erfasst werden, vgl. Kap. 3. Ziel war es, mit σ_z und u_D die Geschiebetransportrate mit **Gl. 2.18** ($q_G=f(\sigma_z, u_D)$) zu berechnen. Um die Standardabweichung σ_z und die Dünenfortschrittgeschwindigkeit u_D zu ermitteln, wurde die Dünensohle räumlich und zeitlich mit möglichst hoher Auflösung vermessen. Dazu wurden die folgenden Messverfahren verwendet:

- a) **photogrammetrische Vermessung**
- b) **Echolotmessung und Videoaufzeichnung**

Die beiden Messverfahren, die grundsätzliche Verwendungsweise und die Anwendungsgrenzen werden im Folgenden kurz erläutert bzw. benannt:

a) **Photogrammetrische Vermessung**

Bei der photogrammetrischen Vermessung handelt es sich um ein Messverfahren, bei dem aus Fotobildaufnahmen die räumliche Lage und Höhe der Sedimentsohle berechnet wird. Für die Vermessung wurde das kommerzielle Photogrammetriesystem der Firma AICON 3D Systems GmbH Braunschweig verwendet, vgl. Godding et al. (2003), Henning et al. (2008).

Das Photogrammetriesystem bestand aus einem Projektor, drei hochauflösenden Kameras und einem Computer für die Fotoauswertung. Der Projektor und die Kameras waren in rd. 2 m Höhe auf einem verfahrbaren Messwagen über der Versuchsrinne montiert. Um die Messungen von äußerer Lichteinstrahlung abzuschirmen, war der Messwagen zudem vollständig mit lichtundurchlässiger Folie verkleidet. Durch den Projektor wurde ein etwa 1,1 m langes und 0,6 m breites Raster auf die Sedimentsohle projiziert. Der Rasterkreuzpunktabstand war äquidistant und betrug rd. 1,8 cm.

Das projizierte Raster wurde von allen drei Kameras zeitgleich aus verschiedenen Blickwinkeln mit einer Auflösung von 1600 x 1200 Bildpunkten durch die Wasseroberfläche fotografiert. Die Fotoaufnahmen wurden von den Kameras auf den Computer übertragen. Mit der Herstellersoftware „AICON ProSurf“ wurden in jedem Kreuzungspunkt des Rasters die Sohlenhöhen (z) sowie die zugehörige örtliche Lage (x, y) zu einem Zeitpunkt (t) berechnet und in ein digitales Höhenmodell $z(x, y, t)$ umgewandelt. Insgesamt wurde die Sohlenhöhe in jedem Höhenmodell durch rd. 1200 Messpunkte abgebildet.

Das Berechnungsverfahren basiert auf der Methode der zentralperspektivischen Abbildung (siehe Luhmann 2010). Bei der zentralperspektivischen Abbildung wird die Beziehung zwischen Bild- und Raumpunkten aus den technischen Parametern der Kameras, der Kamera-konstante, den Koordinaten des Bildhauptpunktes (innere Orientierung) und der Lage der Kamera im Raum (äußere Orientierung) berechnet. Die innere und äußere Orientierung müssen durch ein spezielles Kalibrierverfahren vor jedem Versuch ermittelt werden (hier nicht dargestellt). Die Transformation der berechneten x,y,z -Koordinaten in ein übergeordnetes Koordinatensystem erfolgt durch eingemessene Referenzmarken auf der Oberkante der Versuchsrinne. Die Referenzmarken wurden während der Sohlenvermessung zusammen mit dem projizierten Messraster fotografiert und bei der Berechnung der x,y,z -Koordinaten mit einbezogen, wodurch der räumliche Bezug zur Versuchsrinne hergestellt wurde.

Bei der Berechnung der x,y,z -Koordinaten wurde auch die Lichtbrechung am Phasenübergang von Luft zu Wasser berücksichtigt. Dazu wurde die räumliche Lage des Wasserspiegels bei den Messungen miterfasst, indem dieser über zwei Referenzmarken ermittelt wurde, die im Messfeld auf der Wasseroberfläche platziert und während des Messvorgangs messtechnisch erfasst wurden.

Abb. 4.8 zeigt den Aufbau des Photogrammetriesystems auf der Versuchsrinne in der Außenansicht (links) sowie als Innenaufnahme mit dem Projektor, den Kameras, dem projizierten Messraster und den Referenzmarken (rechts). **Abb. 4.9** zeigt das Höhenmodell einer Sohlenmessung mit dem Photogrammetriesystem (links) und als Fotoaufnahme mit projiziertem Messraster in der Versuchsrinne (rechts).

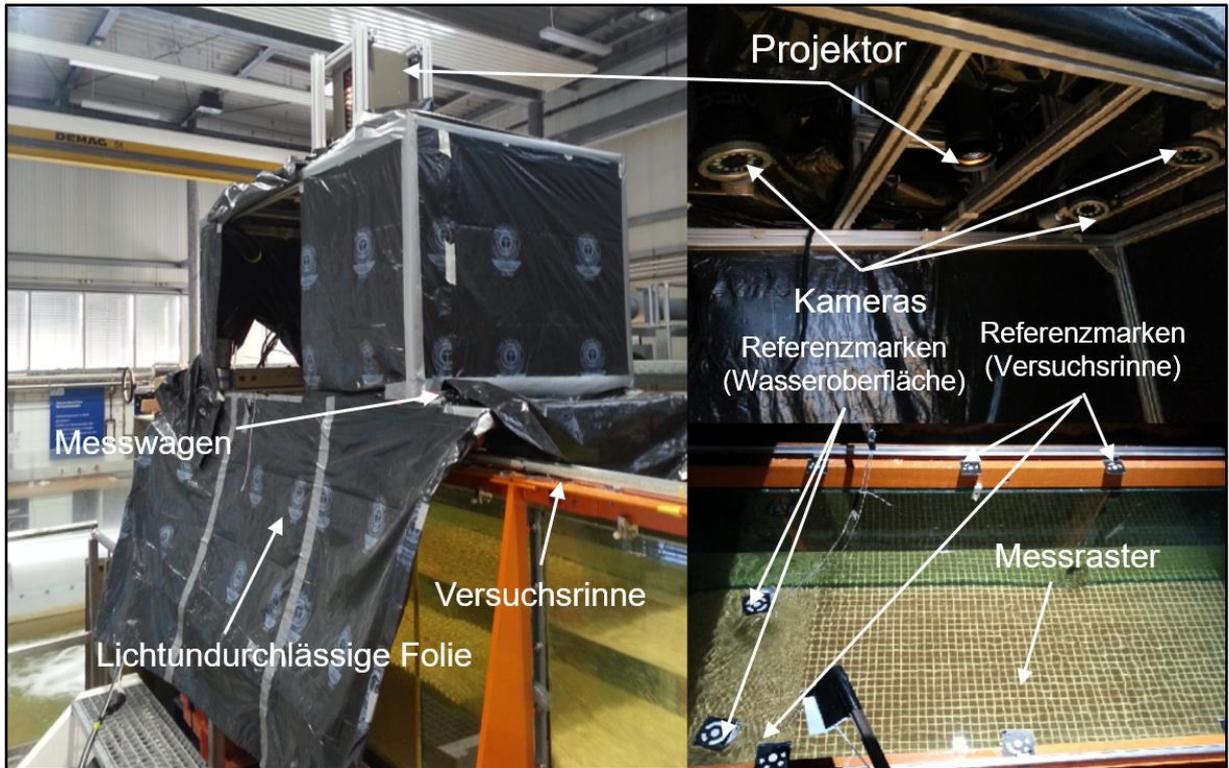


Abb. 4.8: Photogrammetriesystem: Außenansicht (links), Innenansicht (rechts)

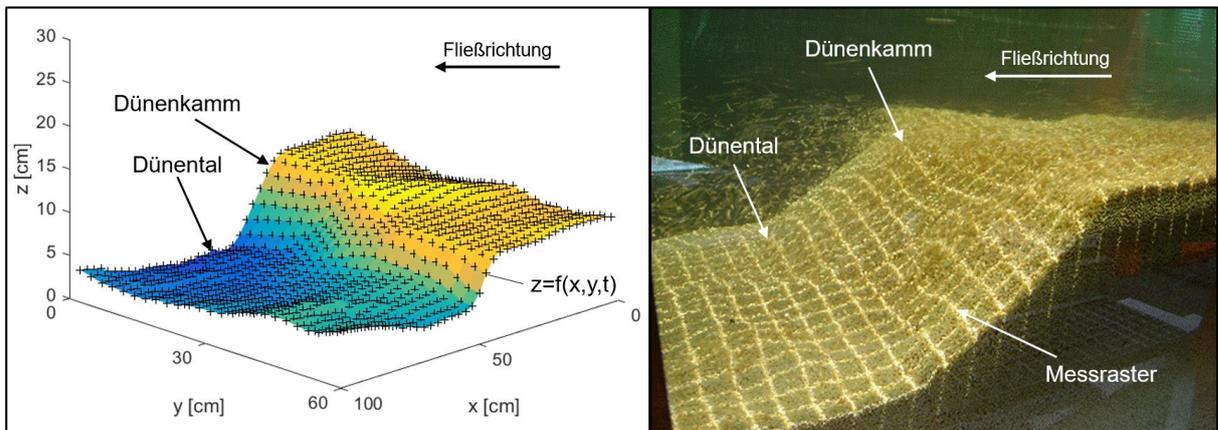


Abb. 4.9: Höhenmodell (links), Sedimentsohle mit projiziertem Messraster (rechts)

Mit dem Photogrammetriesystem wurde die Sedimentsohle im laufenden Versuch stationär über die Zeit vermessen. Dadurch ließen sich Dünen in zeitlich aufeinander folgenden Sohlenaufnahmen messtechnisch erfassen, während diese durch den Messbereich des Photogrammetriesystems wanderten. **Abb. 4.10** zeigt eine Zeitreihe von drei aufeinander folgenden Einzelmessungen. Die Genauigkeit der Messungen wurde im Rahmen von Voruntersuchungen bestimmt und betrug $\Delta z = \text{rd. } \pm 1 \text{ mm}$.

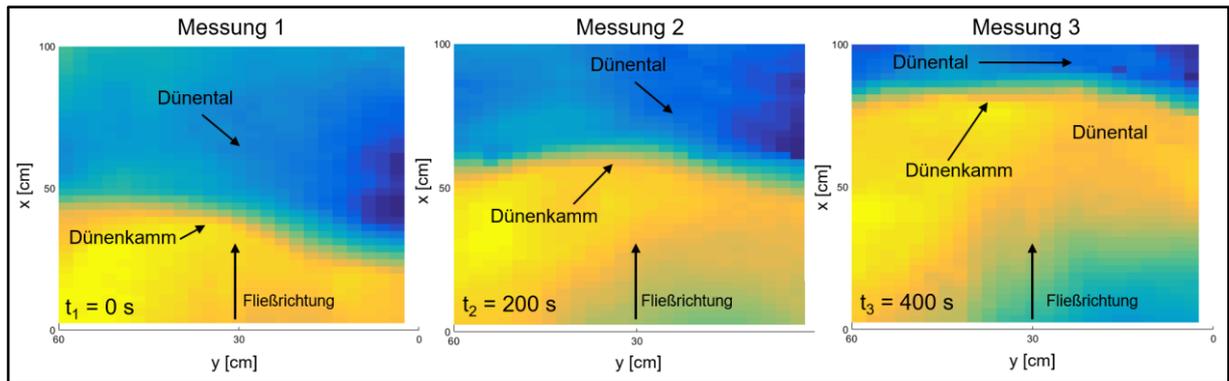


Abb. 4.10: Darstellung zeitlich aufeinander folgender Sohlenvermessungen

Anwendungsgrenze: Im Rahmen von Vorversuchen hatte sich gezeigt, dass mit dem Photogrammetriesystem Messungen bis etwa $u/u_c = 2,3$ möglich waren. Bei Strömungsgeschwindigkeiten $u/u_c > 2,3$ wurden die Messungen durch Schwebstofftransport verhindert. Grund hierfür war, dass die Sedimentkörner in Schwebelage einen Großteil des Lichts aus dem Projektor reflektierten, so dass das Messraster nicht mehr auf die Sohle projiziert wurde. Um die Sohle auch bei Strömungsgeschwindigkeiten $u/u_c > 2,3$ vermessen zu können, musste das Messsystem gewechselt werden.

b) Echolotmessung und Videoaufzeichnung

Bei hohen Strömungsgeschwindigkeiten mit Schwebstofftransport wurde die Dünensohle mit einer Echolotsonde vermessen. Als Echolotsonde wurde ein Analog Doppler Velocimeter (ADV) mit Distanzmessfunktion von der Firma Nortek AS verwendet. Die Sonde war auf einem verfahrbaren Messwagen montiert und wurde mit einer Dosenlibelle senkrecht ausgerichtet. Für die Messungen musste die Sonde rd. 5 cm in den Wasserkörper eingetaucht werden. Die Sonde sendete während der Messungen Schallsignale mit einer Frequenz von 10 Hz aus. Über die Schalllaufzeit wurde der Abstand der Sohle zur Sonde bestimmt. Die Messgenauigkeit wurde mit $\Delta z = \text{rd. } \pm 1 \text{ mm}$ ermittelt. **Abb. 4.11** zeigt die Echolotsonde mit Messwagen auf der Versuchsrinne (links) und als vergrößerte Darstellung (rechts).

Um die Fortschrittgeschwindigkeit der Dünen zu quantifizieren, wurde die Sedimentsohle zusätzlich über Videoaufzeichnungen durch die seitlich verglaste Rinnenwand erfasst. Dazu wurde eine Videokamera von der Firma Sony mit einer Bildauflösung von 1920×1080 Bildpunkten auf einem Stativ im Abstand von rd. 2 m neben der Versuchsrinne platziert. Auf die Glaswand war eine Wegstrecke markiert. Während der Versuche wurde die Dünenwanderung entlang der Wegstrecke durch die Videoaufzeichnungen erfasst.

Abb. 4.12 zeigt den Aufbau der Sohlenmessung mit Echolotsonde mit Videokamera als technische Skizze in der Draufsicht (links) und in der Seitenansicht (rechts).

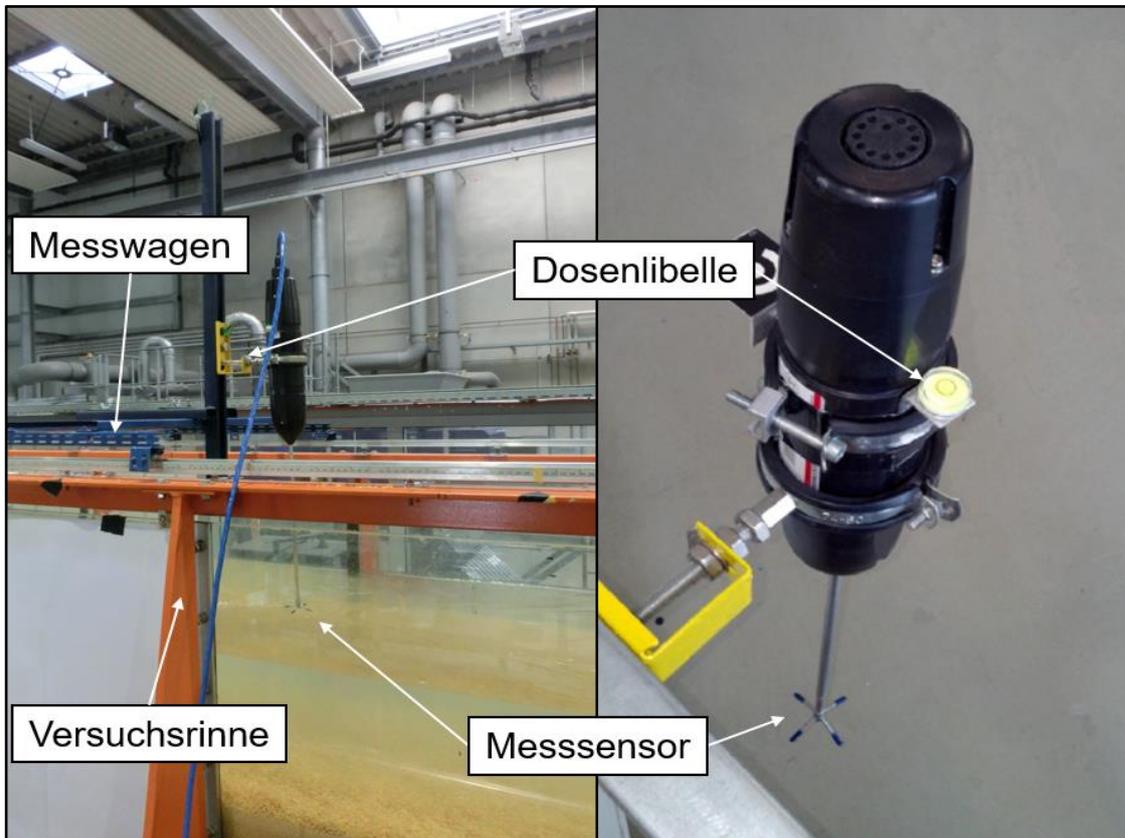


Abb. 4.11: Echolotsonde

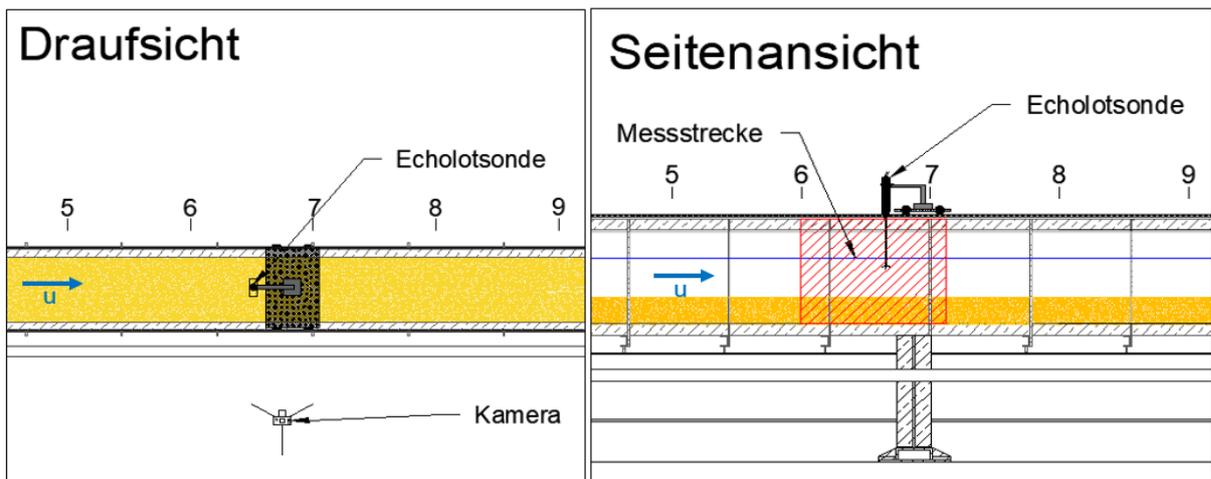


Abb. 4.12: Technische Skizze des Versuchsaufbaus mit Echolotsonde und Videokamera

Die Sohlenaufnahmen mit der Echolotsonde und die Videoaufzeichnungen wurden im laufenden Versuch stationär über die Zeit durchgeführt. Die Messungen wurden ebenfalls in der Mitte der Versuchsrinne (lagegleich zur Photogrammetriemessung) durchgeführt.

In Vorversuchen hatte sich zudem gezeigt, dass der Schwebstofftransport die Schallsignale aus der Echolotmessung teilweise beeinflusste, d.h. dass diese durch den Schwebstofftransport reflektiert wurden, so dass anstelle der Sedimentsohle die Höhenlage von Schwebstoffkörnern im Wasserkörper gemessen wurde. Diese Messdaten wurden vor der Ergebnisauswertung mittels „Despiking“ entfernt und Fehlstellen durch lineare Interpolation geschlossen, vgl. Friedrich (2010). Für die Auswertung lag im Ergebnis ein zeitliches Höhenprofil der Dünensohle über die Zeit $z(x,t)$ vor, vgl. **Abb. 4.13**.

Anwendungsgrenze: Mit der Echolotsonde waren Sohlenmessungen bis $u/u_c = \text{rd. } 3,6$ möglich. Bei Strömungsgeschwindigkeiten $u/u_c > \text{rd. } 3,6$ wurde die Echolotsonde durch den Schwebstofftransport gestört, so dass diese kein verwertbares Messsignal ausgab.

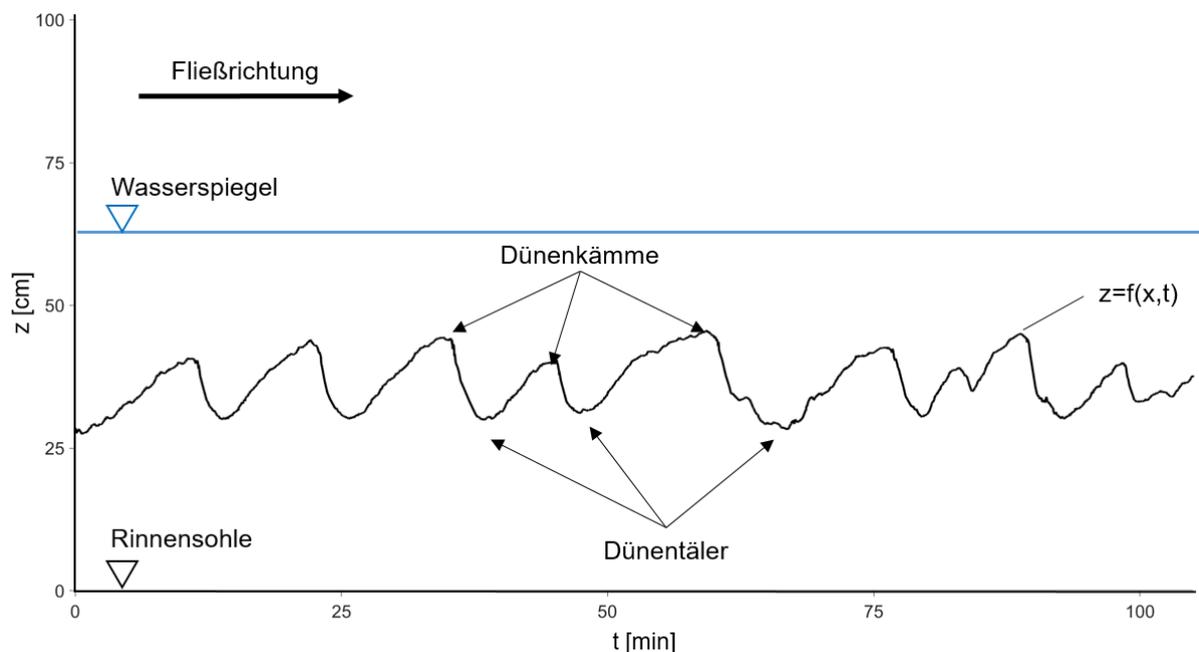


Abb. 4.13: Höhenprofil der Dünensohle über die Zeit $z(x,t)$

4.4 Versuchsdurchführung

Um für alle Versuche einen einheitlichen Versuchsbeginn zu gewährleisten, wurde vor jedem Versuch die Sedimentsohle horizontal eingeebnet. Bevor die Versuchsrinne mit Wasser gefüllt wurde, wurde das Kunststoffgranulat mit einer Sprüheinrichtung gewässert, da es im trockenen Zustand zum Aufschwimmen neigte. Nachdem das Sediment vollständig gewässert war, wurde die Versuchsrinne vom Zulauf aus sehr langsam mit Wasser befüllt, um Sedimentumlagerungen auf der Sohle zu vermeiden. Der Wasserstand wurde für die Versuche auf $h = 0,27$ m über der Sedimentsohle eingestellt. Der jeweilige Durchfluss wurde durch Öffnen der Schieber eingestellt und über die Versuchsdauer konstant gehalten.

Vor dem Messbeginn wurde der Versuch unter der Maßgabe, dass sich die Sohle in einem dynamischen Gleichgewicht befinden sollte, 72 Stunden lang eingefahren. Nach rd. 72 Stunden wurde die Sohlentopografie gemessen. Im Bereich $u/u_c < \text{rd. } 2,3$ wurde das Photogrammetriesystem, im Bereich $u/u_c > \text{rd. } 2,3$ wurde die Echolotsonde und die Videoaufzeichnung verwendet. Die Messung erfolgte in der Mitte der Versuchsrinne. Das Aufnahmeintervall bei der photogrammetrischen Vermessung betrug zwischen zwei Aufnahmen 200 Sekunden. Die Aufnahmefrequenz der Echolotmessungen betrug 10 Hz. Die Messungen wurden grundsätzlich begonnen, wenn ein Dünental in den Messbereich eintrat. Die Messdauer wurde auf 8 Stunden festgelegt. Nach Abschluss der Sohlenmessungen wurde der Sedimenttransport mit den Gewebebeuteln gemessen. Die Messungen wurden ebenfalls grundsätzlich im Dünental begonnen. Nach jeder Messung wurde das Sediment der Versuchsrinne wieder zugegeben. In jedem Versuch wurden 30 Einzelmessungen durchgeführt.

Insgesamt wurden 14 verschiedene u/u_c -Verhältnisse zwischen rd. 1,2 $< u/u_c < \text{rd. } 3,6$ eingestellt. Die Versuchsparameter sind in **Tab. 4.2** zusammengefasst

Tab. 4.2: Versuchsparameter

Versuchs-Nr.	u/u_c [1]	Q [l/s]	u [m/s]	h [m]	Fr [1]	Re[1]
1	1,24	19,1	0,12		0,073	29.776
2	1,48	22,7	0,14		0,086	35.359
3	1,79	27,5	0,17		0,104	42.897
4	2,00	30,8	0,19	0,27	0,117	47.944
5	2,10	32,2	0,20		0,122	50.227
6	2,26	34,7	0,21		0,132	54.083
7	2,38	36,6	0,23		0,139	56.971

Schwebstofftransportberechnungen in alluvialen Fließgewässern
- eine neue Herangehensweise -

Versuchs-Nr.	u/u_c [1]	Q [l/s]	u [m/s]	h [m]	Fr [1]	Re[1]
8	2,46	37,9	0,23		0,144	58.999
9	2,53	38,9	0,24		0,148	60.576
10	2,69	41,5	0,26		0,157	64.598
11	2,92	44,9	0,28		0,170	69.933
12	3,24	49,9	0,31		0,189	77.720
13	3,32	51,0	0,32		0,194	79.486
14	3,55	54,7	0,34		0,207	85.164

5 Ergebnisse

5.1 Versuchsauswertung

5.1.1 Vorbemerkungen

Im Folgenden werden zunächst die während der Versuche beobachteten Prozesse in der Versuchsrinne beschrieben. Zudem werden die Auswertungen der Messergebnisse zum Sedimentgesamtransport (q_{Ges}), zur Standardabweichung (σ_z) und zur Sohlenfortschrittgeschwindigkeit (u_D) dargestellt. Die Darstellung erfolgt in Abhängigkeit von u/u_c . Zudem erfolgt ein Abgleich der Messergebnisse mit verfügbaren Messdaten aus der Literatur. Für den Vergleich wurden Rinnenversuche mit Dünensohlen ausgewählt, bei denen als Versuchssediment Sand verwendet wurde, vgl. Guy et al. (1966) mit $d_{50} = 0,45$ mm und $d_{50} = 0,92$ mm, Crickmore (1970) mit $d_{50} = 0,60$ mm, Jain und Kennedy (1971) mit $d_{50} = 0,35$ mm, Nordin (1971) mit $d_{50} = 0,25$ mm, Henning (2013) mit $d_{50} = 0,93$ mm und Ettmer und Orlik (2012, 2014) mit $d_{50} = 0,43$ mm und $0,82$ mm.

5.1.2 Beobachtungen

Grundsätzliches:

Bei Versuchsbeginn ließ sich beobachten, dass es zunächst zum Sedimenttransport über der ebenen Sohle kam. Nach wenigen Minuten bildeten sich an der Sohlenoberfläche Dünen aus. Mit zunehmender Versuchsdauer nahm die Größe der Dünen zu. Die Breite der Dünenkämme und Dünentäler entsprach der Breite der Versuchsrinne. Im Unterstrom der Dünenkämme bildeten sich an den Lee-Seiten Rückströmzonen aus. Die Länge dieser Zonen reichte von den Dünenkämmen bis zur Luv-Seite der unterstrom gelegenen Dünen. Nach rd. 72 Stunden ließ sich beobachten, dass die Dünen eine ähnliche Geometrie und Wandergeschwindigkeit aufwiesen, die räumlich und zeitlich nur geringfügig variierte.

Während der Versuche konnte außerdem beobachtet werden, dass der Sedimenttransport als Geschiebetransport und Schwebstofftransport stattfand. Bei niedrigen u/u_c -Verhältnissen fand der Sedimenttransport zunächst ausschließlich als Geschiebetransport durch Dünenwanderung statt. Sobald ein bestimmter Schwellenwert überschritten wurde, setzte Schwebstofftransport ein, der mit steigenden u/u_c -Verhältnissen augenscheinlich deutlich zunahm. Insgesamt ließen sich die beobachteten Zustände beim Geschiebe- und Schwebstofftransport grob in drei u/u_c -Bereiche einteilen:

1,2 < u/u_c < rd. 2,0:

Zwischen $u/u_c =$ rd. 1,2 und rd. 2,0 fand der Sedimenttransport als Geschiebetransport statt. Die Sedimentkörner wurden an der Luv-Seite der Düne erodiert und bis zum Dünenkamm transportiert. Am Dünenkamm gerieten die Sedimentkörner kurzzeitig in Schwebelage und sedimentierten anschließend im Bereich der Rückströmzone an der Lee-Seite der Düne oder im Dünenental und trugen damit zur Wanderung der Düne bei, vgl. **Abb. 5.1**.

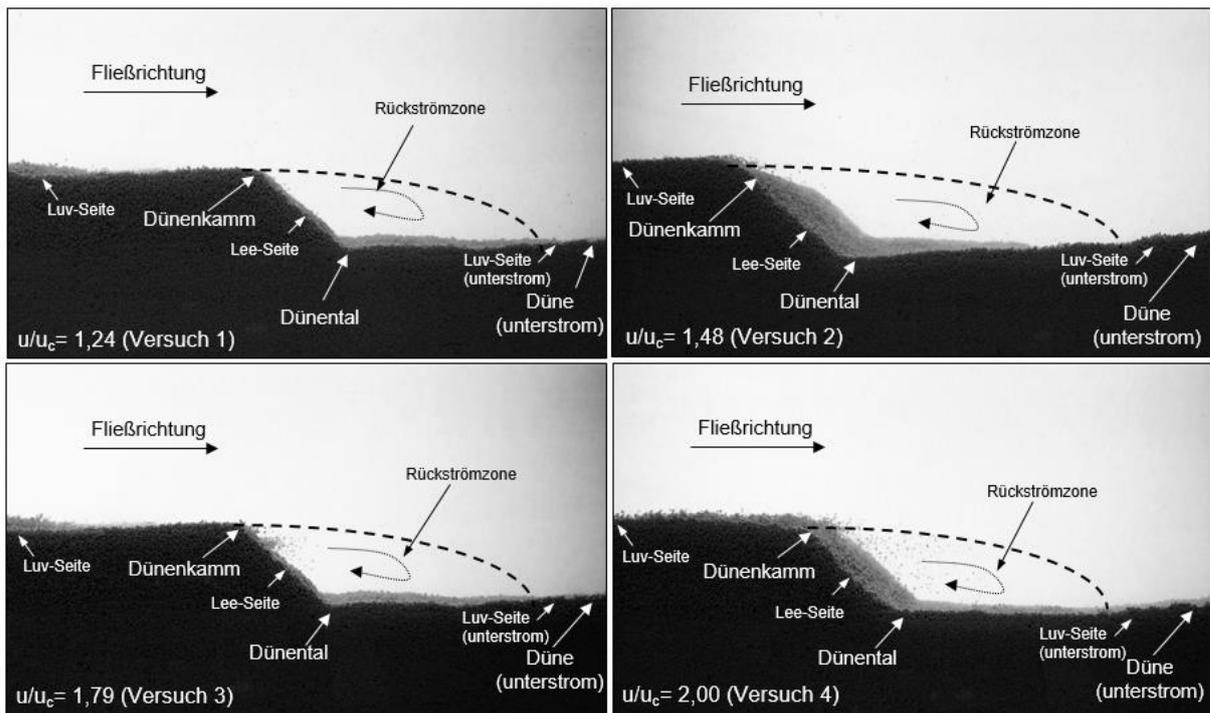


Abb. 5.1: Sedimenttransport bei $u/u_c =$ rd. 1,2 bis rd. 2,0

2,0 < u/u_c < 2,5:

Zwischen $u/u_c >$ rd. 2,0 und rd. 2,5 ließ sich beobachten, dass der Sedimenttransport als Geschiebetransport und Schwebstofftransport stattfand. Die Sedimentkörner, die am Dünenkamm in Schwebelage gerieten, sedimentierten nur teilweise innerhalb der Rückströmzone auf der Lee-Seite oder im Dünenental, während ein Teil von ihnen auf die Luv-Seite der unterstrom gelegenen Düne verfrachtet wurde und somit nicht zur Wanderung der ursprünglichen Düne beitrug. Zudem war zu beobachten, dass mit steigender Fließgeschwindigkeit im Bereich der Dünenentäler zunehmend Sedimente erodiert wurden. Dies führte dazu, dass der Anteil der in Schwebelage befindlichen Sedimentkörner innerhalb und außerhalb der Rückströmzone deutlich zunahm, vgl. **Abb. 5.2**.

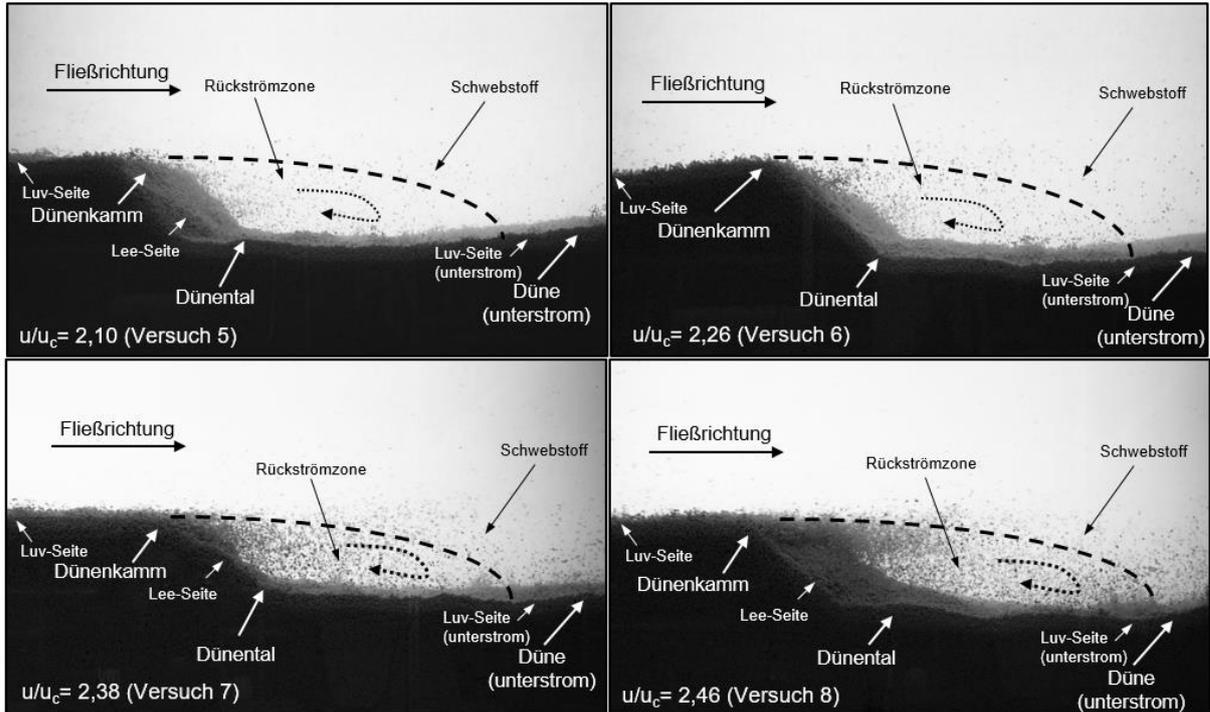


Abb. 5.2: Sedimenttransport bei $u/u_c > \text{rd. } 2,0$ bis rd. 2,5

2,5 < u/u_c < 3,6:

Zwischen $u/u_c = \text{rd. } 2,5$ und rd. 3,6 ließ sich mit steigender Fließgeschwindigkeit eine deutliche Zunahme beim Schwebstofftransport beobachten. Der Schwebstofftransport nahm sowohl innerhalb als auch außerhalb der Rückströmzone deutlich zu. Besonders auffällig war, dass im Bereich der Dünentäler größere Mengen an Sediment erodiert und durch vertikal ausgerichtete Wirbelstrukturen in höhere Wasserschichten transportiert wurden. Diese Wirbelstrukturen traten diskontinuierlich auf und reichten bis zur Wasseroberfläche, wodurch diese lokal teilweise deutlich verformt wurde. Zusätzlich ließ sich beobachten, dass die Dünenhöhe bei zunehmender Fließgeschwindigkeit abnahm. Die niedrigste Dünenhöhe wurde bei $u/u_c = 3,6$ beobachtet, was der höchsten untersuchten Fließgeschwindigkeit entsprach. **Abb. 5.3** zeigt den Sedimenttransport bei $u/u_c > \text{rd. } 2,5$ bis rd. 3,6. Die beobachteten vertikalen Wirbelstrukturen sind durch rote Markierungen hervorgehoben.

Schwebstofftransportberechnungen in alluvialen Fließgewässern
- eine neue Herangehensweise -

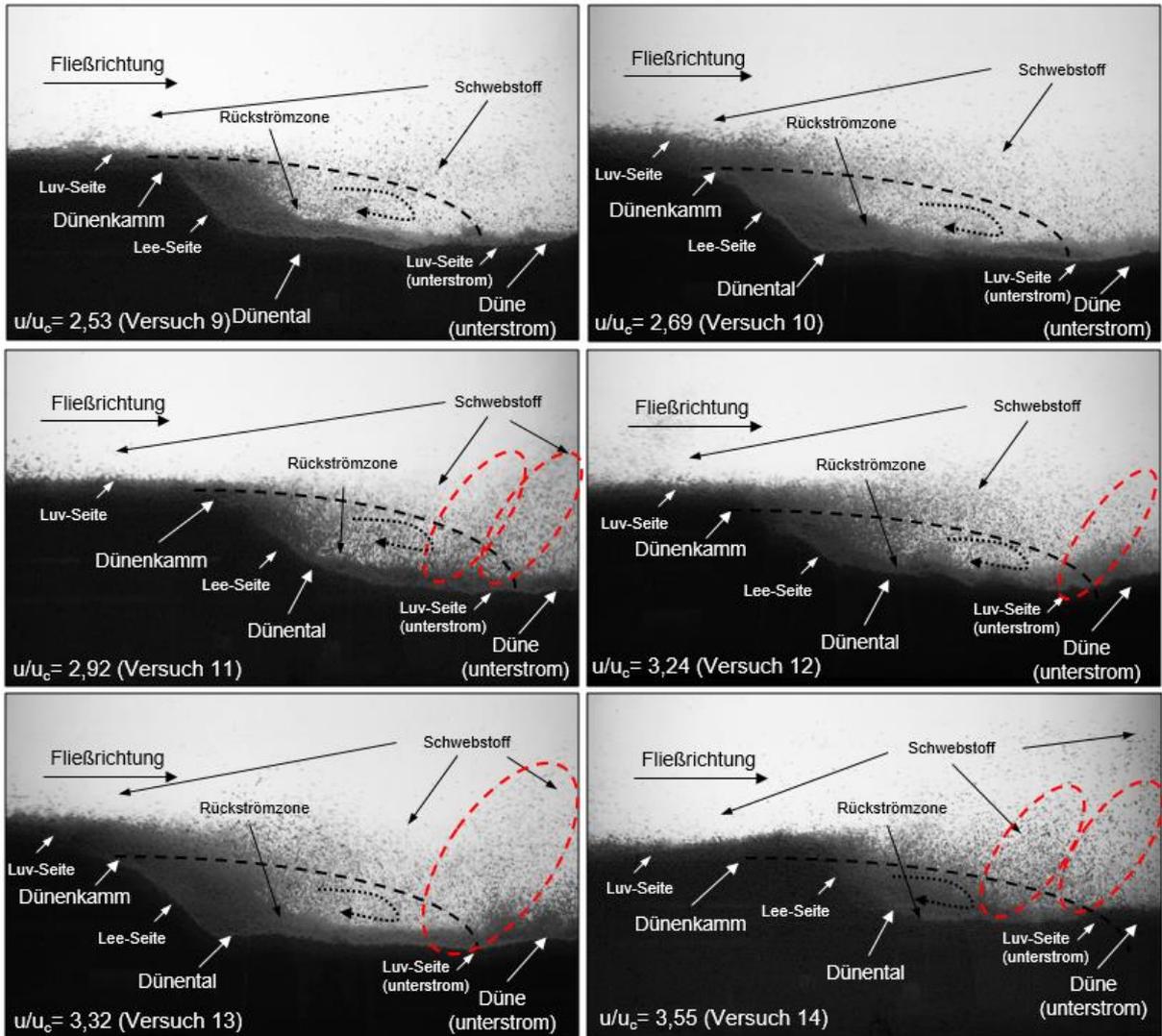


Abb. 5.3: Sedimenttransport bei $u/u_c > \text{rd. } 2,5$ bis $\text{rd. } 3,6$

5.1.3 Sedimentgesamttransport (q_{Ges})

Der Sedimenttransport wurde während der Versuche als Gesamttransport gemessen, vgl. Kap. 4.3.1. Die Sedimenttransportrate q_{Ges} ist für die Einzelversuche in **Tab. 5.1** zusammengefasst.

Tab. 5.1: Sedimentgesamttransportrate q_{Ges}

Nr.	u/u_c [1]	q_{Ges} [$10^{-6} \text{ m}^3/(\text{s}\cdot\text{m})$]
1	1,24	0,9
2	1,48	5
3	1,79	13
4	2,00	29
5	2,10	50

Schwebstofftransportberechnungen in alluvialen Fließgewässern
- eine neue Herangehensweise -

6	2,26	98
7	2,38	126
8	2,46	158
9	2,53	177
10	2,69	258
11	2,92	355
12	3,24	706
13	3,32	668
14	3,55	1046

In **Abb. 5.4** ist die Sedimentgesamtransportrate q_{Ges} für die Einzelversuche in Abhängigkeit u/u_c dargestellt. In das Diagramm wurden außerdem der beobachtete Schwebstofftransportbeginn bei $u/u_c = rd. 2,1$ und die deutliche Zunahme beim Schwebstofftransport bei $u/u_c = rd. 2,5$ eingetragen.

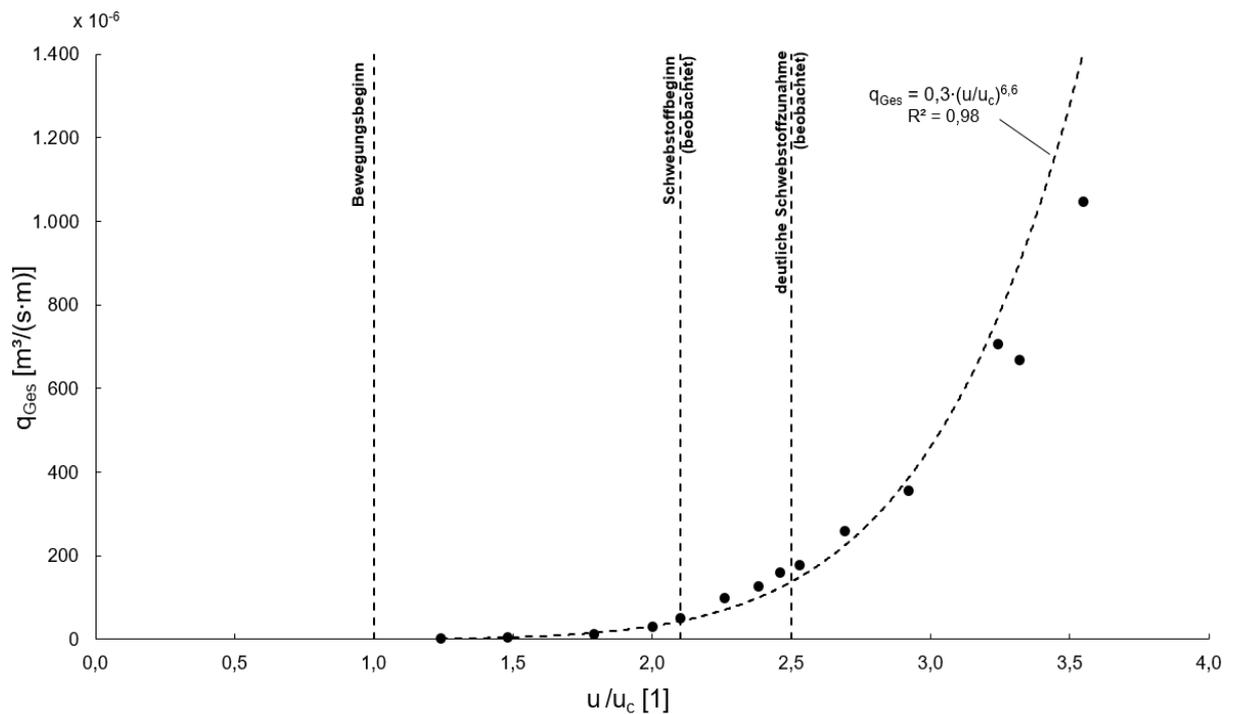


Abb. 5.4: Sedimentgesamtransportrate q_{Ges} in Abhängigkeit vom Verhältnis u/u_c

Aus **Abb. 5.4** geht hervor, dass die Sedimentgesamtransportrate q_{Ges} mit steigenden u/u_c -Verhältnissen zunahm, wie der ansteigende Verlauf der Messdaten zeigt. Die niedrigste Sedimenttransportrate wurde bei $u/u_c = 1,24$ mit $q_{Ges} = 0,9 \cdot 10^{-6} \text{ m}^3/(\text{s}\cdot\text{m})$ gemessen. Die höchste Sedimenttransportrate betrug $q_{Ges} = 1.046 \cdot 10^{-6} \text{ m}^3/(\text{s}\cdot\text{m})$ und wurde bei $u/u_c = rd. 3,55$ gemessen.

Außerdem ist zu erkennen, dass die Sedimentgesamtransportrate q_{Ges} in Abhängigkeit von u/u_c unterschiedlich stark anstieg. Bis $u/u_c = \text{rd. } 2,3$ nahm die Sedimentgesamtransportrate q_{Ges} zunächst langsam zu, wie der flache Verlauf der Messdaten in diesem Bereich zeigt. Aus den Beobachtungen während der Versuche ging hervor, dass in diesem Bereich der Gesamttransport als Geschiebetransport stattfand. Bei $u/u_c > \text{rd. } 2,3$ weisen die Messdaten dann einen zunehmend steileren Verlauf auf. Bei diesen u/u_c -Verhältnissen wurde während der Versuche beobachtet, dass der Sedimenttransport als Geschiebetransport und als Schwebstofftransport vorlag.

Damit zeigt sich, dass sich die Beobachtungen aus den Versuchen zum Geschiebe- und Schwebstofftransport in den Messergebnissen zum Sedimentgesamtransport widerspiegeln. Bei niedrigen u/u_c -Verhältnissen wurde zunächst vergleichsweise wenig Sediment als Geschiebe transportiert, bei hohen u/u_c -Verhältnissen nahm der Sedimenttransport durch den zunehmenden Schwebstofftransport deutlich zu.

Der Verlauf der Messergebnisse ließ sich in guter Näherung durch eine Potenzfunktion beschreiben. Dazu wurden die Messergebnisse mittels Regressionsanalyse ausgewertet:

$$q_{\text{Ges}} = 0,3 \cdot \left(\frac{u}{u_c} \right)^{6,6} \left[\frac{\text{m}^3}{(\text{s} \cdot \text{m})} \right] \quad \text{rd. } 1,2 < \frac{u}{u_c} < \text{rd. } 3,6 \quad \text{Gl. 5.1}$$

Die Korrelation zwischen den Messwerten und dem funktionalen Zusammenhang wurde durch das Bestimmtheitsmaß R^2 ausgedrückt und beträgt $R^2 = 0,98$. Die sehr gute funktionale Übereinstimmung zwischen Messung und Rechnung zeigt, dass das Verhältnis u/u_c grundsätzlich ein geeigneter Parameter sein kann, um die Sedimenttransportrate q_{Ges} zu beschreiben.

Der Vergleich der Funktion mit den Messergebnissen zeigt allerdings auch, dass die gemessenen Werte eine gewisse Streubreite aufwiesen und zum Teil oberhalb oder unterhalb der Ausgleichsfunktion lagen. Um die Streubreite der Messwerte einzuschätzen, wurden die prozentualen Abweichungen zwischen den gemessenen Werten und den mit **Gl. 5.1** berechneten Werten bestimmt. Die mittlere Abweichung zwischen Messung und Rechnung betrug rd. $\pm 20\%$, die Standardabweichung rd. $\pm 10\%$.

Abb. 5.5 zeigt zudem die Sedimentgesamtransportrate q_{Ges} zusammen mit Messergebnissen aus Rinnenversuchen mit Sanden. Für die Darstellung wurden die Sedimentgesamtransportraten q_{Ges} in Abhängigkeit von u/u_c aufgetragen. Zur besseren Darstellung wurde die Ordinate logarithmiert.

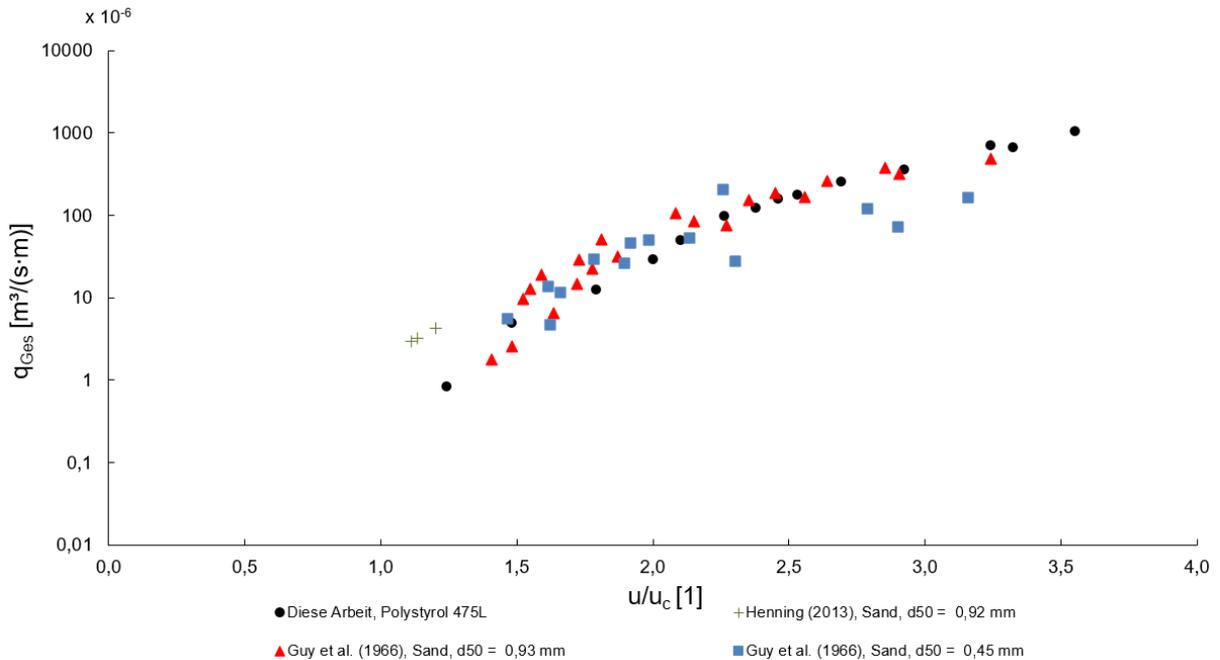


Abb. 5.5: Sedimentgesamtransportrate q_{Ges} mit Messergebnissen aus der Literatur

Deutlich wird, dass die Messergebnisse dieser Arbeit unter Verwendung von Polystyrol 475L und die Messergebnisse aus der Literatur mit Sandversuchen einen etwa lagegleichen Verlauf aufwiesen, d. h. für gleiche u/u_c -Verhältnisse liegen etwa gleiche Sedimentgesamtransportraten q_{Ges} vor. Damit zeigt sich, dass obwohl die Sedimente unterschiedliche Materialeigenschaften aufwiesen, für gleiche u/u_c -Verhältnisse vergleichbare Sedimentgesamtransportmengen vorlagen. Daraus folgt, dass mit dem Verhältnis u/u_c ein geeigneter Parameter vorlag, mit dem die materialspezifischen Unterschiede der Sedimente erfasst werden konnten, vgl. Kap. 3.1 und 4.2.

5.1.4 Standardabweichung der Sohlenoberfläche (σ_z)

Die Standardabweichung der Sohlenoberfläche σ_z wurde aus den Sohlenhöhen der photogrammetrischen Vermessung und der Echolotmessungen wie folgt berechnet:

$$\sigma_z = \sqrt{\frac{1}{n-1} \sum_{i=1}^n (z_i - \mu)^2} \quad [\text{m}] \quad \text{vgl. Gl. 2.15}$$

Für die photogrammetrische Vermessung lagen die Sohlenmessdaten für jeden Versuch als Zeitreihe von aufeinander folgenden Einzelaufnahmen vor, vgl. Kap. 4.2.2. Jede Zeitreihe umfasste rd. 140 Datensätze, in denen die Sohle als x,y,z-Koordinaten erfasst war. Um **Gl. 2.15** anwenden zu können, wurden die z-Koordinaten aus den Einzelaufnahmen zu einem Datensatz zusammengefasst. Auf die Echolotmessungen ließ sich **Gl. 2.15** direkt anwenden, da die z-Koordinaten als kontinuierliche Zeitreihen vorlagen.

Die Standardabweichungen für die Einzelversuche sind in **Tab. 5.2** zusammengefasst.

Tab. 5.2: Standardabweichungen σ_z

Nr.	u/u_c [1]	σ_z [m]
1	1,24	0,012
2	1,48	0,020
3	1,79	0,025
4	2,00	0,029
5	2,10	0,031
6	2,26	0,037
7	2,38	0,039
8	2,46	0,045
9	2,53	0,046
10	2,69	0,043
11	2,92	0,041
12	3,24	0,035
13	3,32	0,037
14	3,55	0,032

In **Abb. 5.6** ist die Standardabweichung σ_z in Abhängigkeit vom Verhältnis u/u_c dargestellt.

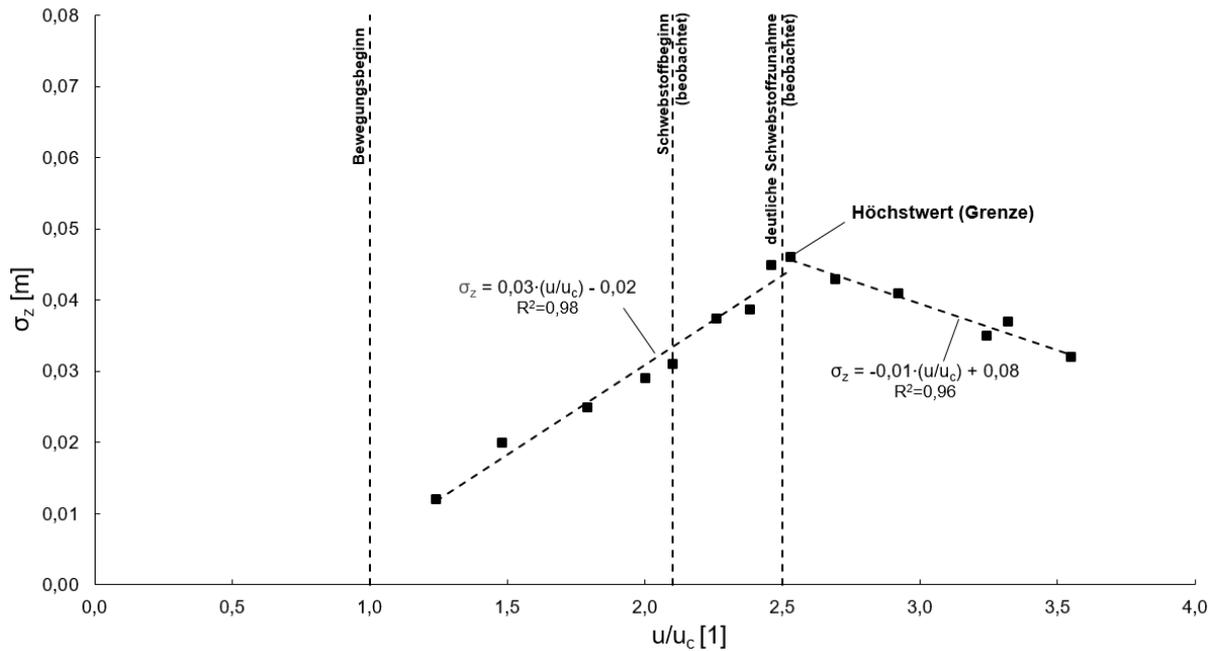


Abb. 5.6: Standardabweichung σ_z in Abhängigkeit von u/u_c

Aus **Abb. 5.6** geht hervor, dass die Standardabweichung σ_z zwischen $u/u_c = 1,24$ und rd. 2,5 zunächst von $\sigma_z = 0,012$ m auf $\sigma_z = 0,046$ m zunahm. Deutlich wird dies am ansteigenden Verlauf der Daten. Im Bereich $u/u_c =$ rd. 2,5 bis 3,55 nahm die Standardabweichung von $\sigma_z = 0,046$ m auf 0,034 m wieder ab. Die Standardabweichung lässt sich also in Abhängigkeit von u/u_c in einen ansteigenden und absteigenden Ast unterteilen, wobei der Grenzwert zwischen den beiden Bereichen bei $u/u_c =$ rd. 2,5 liegt.

Beide Äste ließen sich abschnittsweise durch lineare Funktionen beschreiben, die mittels Regressionsanalyse aus den Messdaten ermittelt wurden:

$$\sigma_z = 0,03 \cdot \left(\frac{u}{u_c} \right) - 0,02 \text{ [m]} \quad \text{rd. } 1,2 < \frac{u}{u_c} < \text{rd. } 2,5 \quad \text{Gl. 5.2a}$$

$$\sigma_z = -0,01 \cdot \left(\frac{u}{u_c} \right) + 0,08 \text{ [m]} \quad \text{rd. } 2,5 < \frac{u}{u_c} < \text{rd. } 3,6 \quad \text{Gl. 5.2b}$$

Der Korrelationskoeffizient betrug $R^2 = 0,98$ bzw. 0,96 und zeigt, dass die Messergebnisse in sehr guter Näherung durch die Ausgleichsfunktionen erfasst wurden. Die Abweichungen zwischen den Messwerten und den Ausgleichsfunktionen betragen im Mittel rd. $\pm 10\%$. Die Standardabweichung betrug jeweils rd. $\pm 5\%$.

Da die Standardabweichung σ_z ein Maß für die mittlere Höhe des Dünenfeldes ist (vgl. Kap. 2.1.3) zeigt sich damit, dass bei $u/u_c < \text{rd. } 2,5$ die mittlere Dünenhöhe zunächst zunahm und bei $u/u_c > \text{rd. } 2,5$ wieder abnahm. Der Zusammenhang ansteigender und abnehmender Dünenhöhe wurde z. B. von Stein (1965), Engelund und Hansen (1967), Zanke (1976a) bei Untersuchungen mit Sanddünen festgestellt und lässt sich dem unteren Abflussregime (ansteigende Dünenhöhe) und dem Übergangsbereich (abnehmende Dünenhöhe) zuordnen, vgl. Kap. 2.1.2.

Nach Engelund und Fredsoe (1974, 1982), van Rijn (2007b) lässt sich die abnehmende Dünenhöhe darauf zurückführen, dass die Dünensohle durch den zunehmenden Strömungsangriff erodiert und das Sediment als Schwebstoff transportiert wird. Dieser Zusammenhang ließ sich auch während der Versuchsdurchführung beobachten. So wurde insbesondere bei $u/u_c > \text{rd. } 2,5$ ein deutlicher Anstieg beim Schwebstofftransport beobachtet, vgl. Kap. 4.2.2.

Abb. 5.7 zeigt die Standardabweichung σ_z zusammen mit Messergebnissen aus Sandversuchen. Die Darstellung erfolgt in Abhängigkeit von u/u_c . Für die Darstellung wurde die Standardabweichung mit der Wassertiefe h normiert, da die Dünenhöhe durch die Relation zum Wasserspiegel begrenzt wird, vgl. Zanke (1976a), Willis und Kennedy (1978), Kap. 2.1.2.

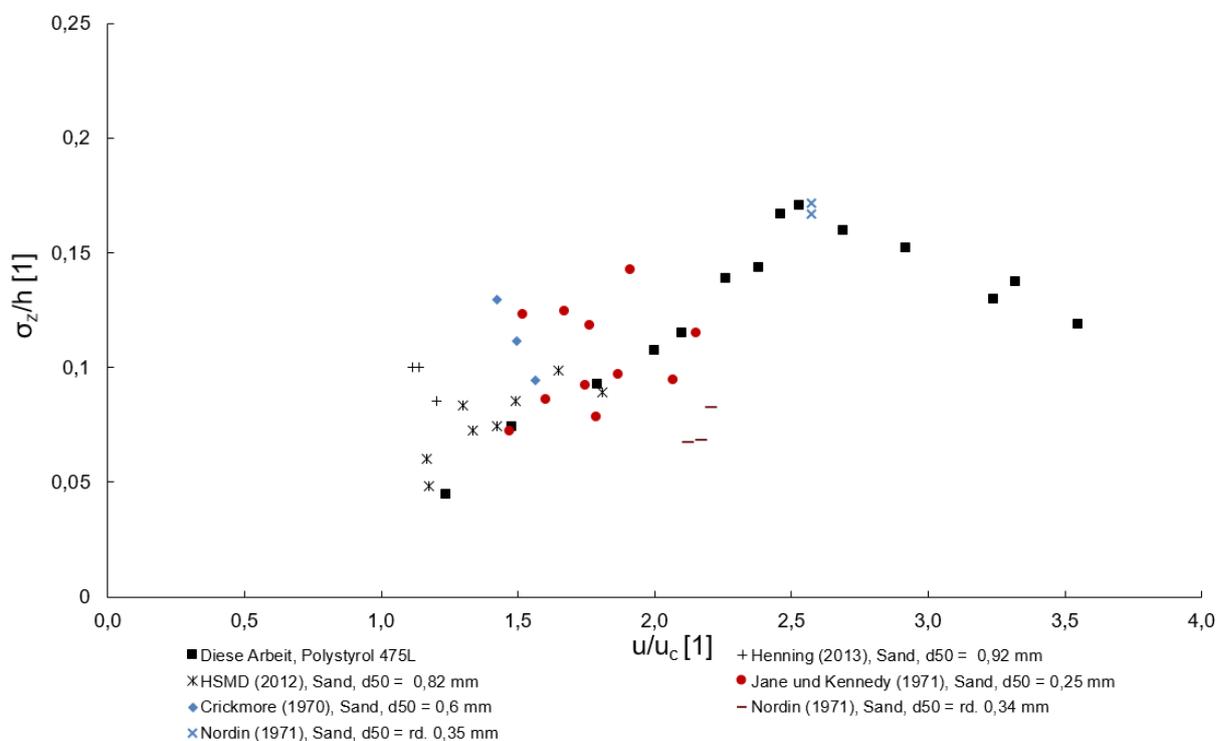


Abb. 5.7: Standardabweichung σ_z mit Messergebnissen aus der Literatur

Ersichtlich wird, dass die Messergebnisse dieser Arbeit mit Polystyrol 475L und die Messergebnisse mit Sandversuchen für gleiche u/u_c -Verhältnisse ähnliche Werte für σ_z/h aufwiesen, d.h. für gleiche u/u_c -Verhältnisse lagen vergleichbare Werte für die Standardabweichung σ_z bei gleichen Wassertiefen vor. Damit zeigt sich, dass mit dem Verhältnis u/u_c auch die Materialunterschiede der Sedimente mit Blick auf die Standardabweichung σ_z erfasst wurden.

5.1.5 Sohlenfortschrittgeschwindigkeit (u_D)

Die Fortschrittgeschwindigkeit der Dünensohle u_D wurde für die photogrammetrischen Sohlenmessdaten mit der Kreuzkorrelationsanalyse berechnet, vgl. Kap. 2.3.1. Ermittelt wurde der räumliche Abstand Δx_i , mit dem sich die Dünensohle zwischen den zeitlich aufeinander folgenden Sohltaufnahmen voran bewegt hatte. Für die Berechnung wurden die Sohltaufnahmen gegeneinander in Fließrichtung verschoben bis der Korrelationskoeffizient r ein Maximum erreichte. Der Verschiebungsschritt betrug 1,8 cm und entsprach der Auflösung der Messdaten, vgl. Kap. 4.3.2. Der maximale Korrelationskoeffizient betrug für alle Vergleiche $r_{\max} > 0,9$ und lag damit im Bereich des Höchstwertes von $r_{\max} = 1$, was auf eine deutliche statistische Ähnlichkeit zwischen den Einzelmessungen hindeutet, vgl. Kap. 2.1.3. Durch Mittelwertbildung wurde der mittlere räumliche Abstand Δx ($=\sum_i^n \Delta x_i$) berechnet und mit dem Zeitintervall Δt zwischen den Sohltaufnahmen die mittlere Fortschrittgeschwindigkeit der Dünensohle u_D ($=\Delta x/\Delta t$) bestimmt.

Für die Versuche mit der Echolotsonde wurde die Fortschrittgeschwindigkeit der Dünensohle u_D aus den Videoaufzeichnungen ermittelt. Ausgewertet wurde die Zeit Δt_i , die die Dünenscheitel für den Durchgang der Wegstrecke Δx benötigten. Die Zeit wurde dazu aus dem Zeitstempel der Videoaufzeichnung abgelesen. Durch Mittelung der Einzelzeiten Δt_i wurde die mittlere Zeit Δt ($=\sum_i^n \Delta t_i$) ermittelt und zusammen mit der Wegstrecke Δx die mittlere Fortschrittgeschwindigkeit der Dünensohle u_D ($=\Delta x/\Delta t$) berechnet.

Die berechnete Fortschrittgeschwindigkeit u_D für die Einzelversuche ist in **Tab. 5.3** zusammengefasst.

Tab. 5.3: Fortschrittgeschwindigkeit der Dünensohle u_D

Nr.	u/u_c [1]	u_D [10^{-2} m/s]
1	1,24	0,01
2	1,48	0,03
3	1,79	0,04

Schwebstofftransportberechnungen in alluvialen Fließgewässern
- eine neue Herangehensweise -

Nr.	u/u_c [1]	u_D [10^{-2} m/s]
4	2,00	0,09
5	2,10	0,15
6	2,26	0,23
7	2,38	0,27
8	2,46	0,27
9	2,53	0,24
10	2,69	0,30
11	2,92	0,35
12	3,24	0,53
13	3,32	0,59
14	3,55	0,76

In **Abb. 5.8** ist die Fortschrittgeschwindigkeit der Düsensohle u_D in Abhängigkeit vom Verhältnis u/u_c dargestellt.

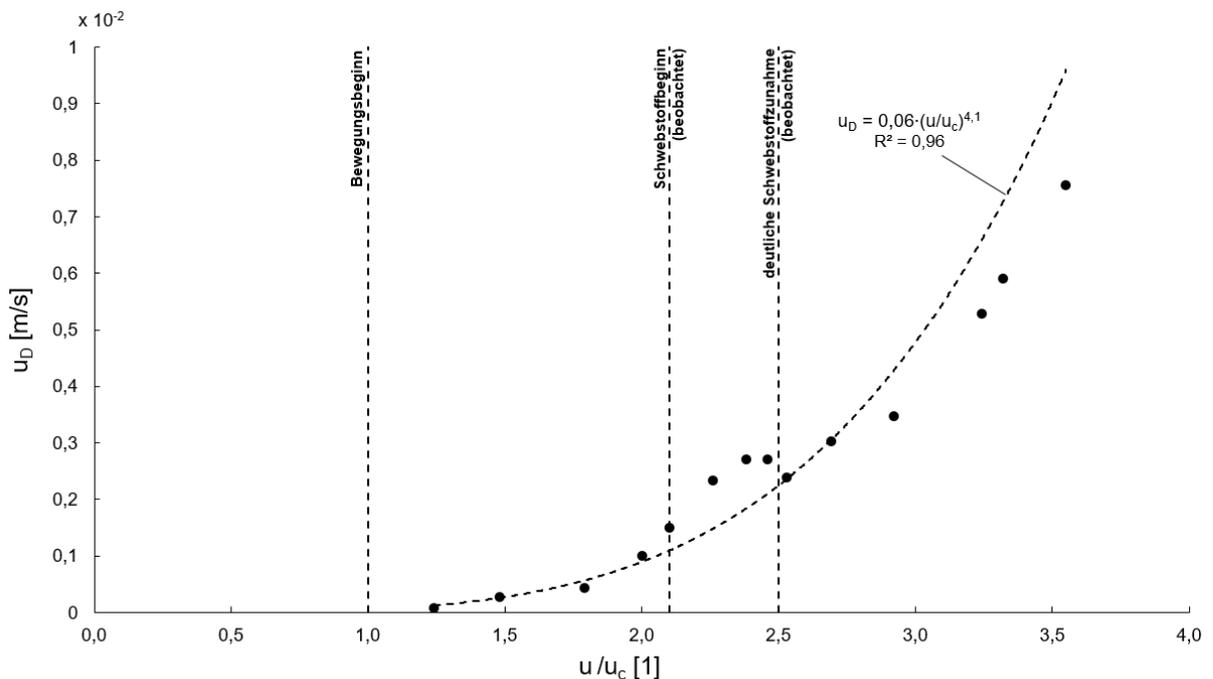


Abb. 5.8: Fortschrittgeschwindigkeit u_D in Abhängigkeit von u/u_c

Aus **Abb. 5.8** geht hervor, dass die Fortschrittgeschwindigkeit u_D zwischen $u/u_c =$ rd. 1,24 bis $u/u_c =$ rd. 2,5 zunächst von $u_D = 0,01 \cdot 10^{-2}$ m/s auf $u_D = 0,3 \cdot 10^{-2}$ m/s anstieg. Im Bereich $u/u_c =$ rd. 2,5 ist zu erkennen, dass sich die Sohlenfortschrittgeschwindigkeit änderte und bei $u/u_c >$ rd. 2,5 einen langsameren Anstieg aufwies als bei $u/u_c <$ rd. 2,5. Die höchste Fortschrittgeschwindigkeit u_D wurde bei $u/u_c = 3,55$ mit $u_D = 0,66 \cdot 10^{-2}$ m/s ermittelt.

Die Auswertung der Messdaten mittels Regressionsanalyse ergab, dass sich der Verlauf der Daten durch eine Potenzfunktion ausdrücken ließ:

$$u_D = 0,06 \cdot \left(\frac{u}{u_c} \right)^{4,1} \left[\frac{\text{m}}{\text{s}} \right] \quad \text{rd. } 1,2 < \frac{u}{u_c} < \text{rd. } 3,6 \quad \text{Gl. 5.3}$$

Der Korrelationskoeffizient betrug $R^2 = 0,96$, womit sich zeigte, dass zwischen Messung und Ausgleichsfunktion grundsätzlich eine sehr gute Übereinstimmung vorlag. Im Mittel wichen die Messwerte von der Ausgleichsfunktion $\pm 15\%$ ab. Die Standardabweichung betrug $\pm 20\%$. Der Verlauf der Ausgleichsfunktion zeigt ebenfalls, dass bei $u/u_c = \text{rd. } 2,5$ eine Veränderung bei der Fortschrittgeschwindigkeit u_D auftrat. Die Ausgleichsfunktion wies dabei bei $u/u_c < \text{rd. } 2,5$ einen flacheren Anstieg auf als bei $u/u_c > \text{rd. } 2,5$. Der Vergleich der Ausgleichsfunktion mit den Messwerten in diesem Bereich zeigt zudem, dass die Ausgleichsfunktion bei $u/u_c = \text{rd. } 2,5$ zunächst einen flacheren und im Folgenden einen steileren Verlauf aufwies. Diese Abweichungen können möglicherweise auf die unterschiedliche Mess- und Auswertungsmethoden zurückzuführen sein, die bei der Berechnung der Fortschrittgeschwindigkeit u_D eingesetzt wurden. So wurde genau in diesem Bereich das photogrammetrische Messverfahren gegen das Echolotmessverfahren mit Videoaufzeichnung ausgetauscht. Während die photogrammetrischen Messdaten automatisch mittels Kreuzkorrelationsanalyse ausgewertet wurden, basierte die Auswertung der Videoaufzeichnungen auf Beobachtungen und wies somit möglicherweise höhere Unsicherheiten auf, vgl. Kap. 2.1.3.

Deutlich wird aber, dass bei etwa $u/u_c = \text{rd. } 2,5$ ein Grenzwert vorlag, bei dem sich die Fortschrittgeschwindigkeit u_D änderte. Während der Versuchsbeobachtung konnte in diesem Bereich ein deutlicher Anstieg beim Schwebstofftransport festgestellt werden, der mit einer Abnahme bei der Dünenhöhe einherging, vgl. Kap. 5.1.2. Der Zusammenhang abnehmender Dünenhöhe und sich ändernder Dünengeschwindigkeit deckt sich mit Ergebnissen bei Sandversuchen, vgl. Zanke (1976a).

Abb. 5.9 zeigt die Fortschrittgeschwindigkeit der Dünensohle u_D zusammen mit Messergebnissen aus Sandversuchen in Abhängigkeit vom Verhältnis u/u_c . Zur besseren Darstellung wurde die Ordinate logarithmiert.

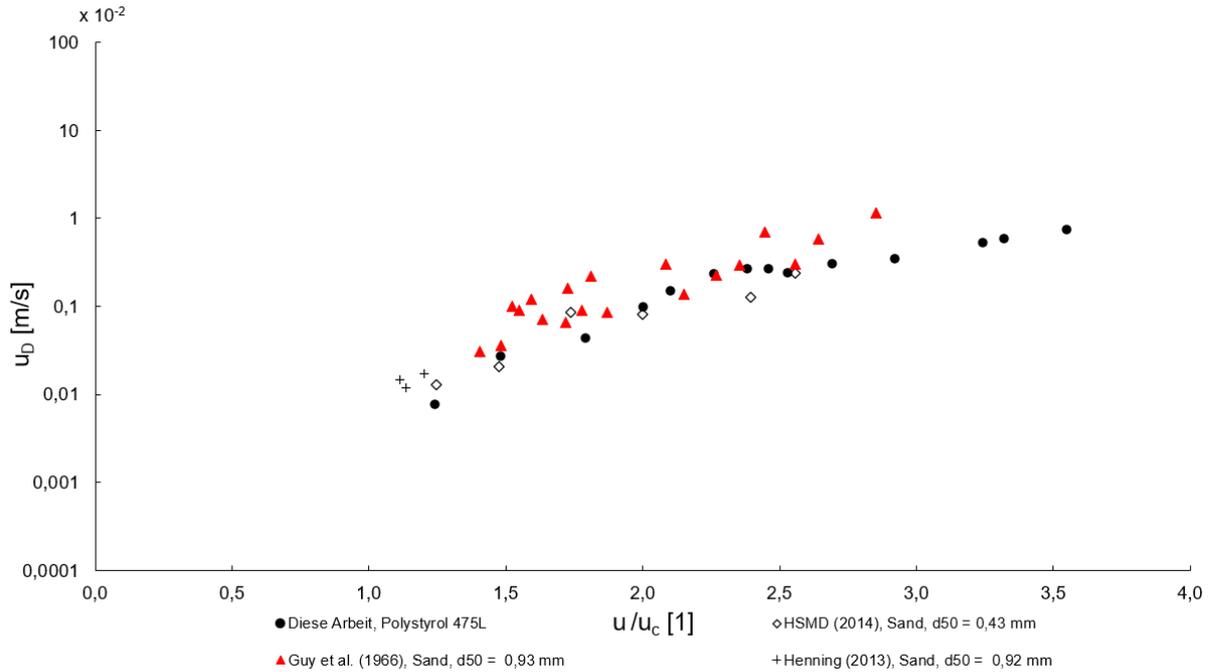


Abb. 5.9: Fortschrittgeschwindigkeit u_D mit Messergebnissen aus der Literatur

Aus der Abbildung wird deutlich, dass sich die Messergebnisse zur Fortschrittgeschwindigkeit u_D aus der Literatur im Bereich der Messergebnisse mit Polystyrol 475L einsortieren. D. h., bei gleichen u/u_c -Verhältnissen stimmten die Fortschrittgeschwindigkeiten u_D der Sanddünen und der Dünen aus Polystyrol 475L überein. Damit zeigt sich, dass mit u/u_c grundsätzlich auch die Materialunterschiede der Sedimente mit Blick auf die Fortschrittgeschwindigkeit u_D erfasst werden können.

5.1.6 Fazit

Die Versuchsauswertung zeigte, dass die im Rahmen der Dimensionsanalyse identifizierten Größen, die Sedimentgesamttransportrate q_{Ges} , die Standardabweichung σ_Z und die Fortschrittgeschwindigkeit der Dünensohle u_D , aus den Messdaten abgeleitet werden konnten. Ein Vergleich der Messergebnisse mit den Versuchsbeobachtungen sowie mit Ergebnissen von Dünenversuchen aus der Literatur zeigte zudem, dass wesentliche morphologische Prozesse, wie z. B. die Zunahme des Sedimentgesamttransports durch den Schwebstofftransport oder die Zu- und Abnahme der Dünenhöhe, in den Messdaten identifiziert werden konnte. Durch eine Auftragung der Messergebnisse q_{Ges} , σ_Z und u_D mit Ergebnissen zu Sandversuchen aus der Literatur konnte zudem gezeigt werden, dass mit dem Verhältnis u/u_c ein Parameter vorlag, mit dem die Materialunterschiede von Polystyrol 475L und Sand grundsätzlich erfasst wurden.

Es wurde allerdings auch deutlich, dass die Messergebnisse gewisse Unsicherheiten aufwiesen, wie die Streubreite erkennen ließ. Eine mögliche Ursache für diese Unsicherheiten könnte der – wie bereits im Kap. 5.1.5 benannte – Wechsel der Messsysteme gewesen sein. Weitere Unsicherheiten könnten sich zudem bei den Sedimenttransportmessungen durch das Einsammeln und die damit verbundene diskontinuierliche Entnahme und Wiederzugabe größerer Sedimentmengen aus der Versuchsrinne ergeben haben. Diese Vorgehensweise könnte möglicherweise den morphologischen Gleichgewichtszustand insbesondere bei fortschreitender Messdauer beeinflusst haben, was einen Einfluss auf die Sedimenttransportmessungen gehabt haben könnte.

Es ist auch wichtig zu beachten, dass die Ermittlung der kritischen Fließgeschwindigkeit u_c , die Durchflussmessungen und die Wasserspiegelmessungen mit Unsicherheiten behaftet waren. So hat bspw. die Genauigkeit der Wasserspiegelmessungen einen Einfluss auf die ermittelten Fließgeschwindigkeiten bzw. u/u_c -Verhältnisse. So wurde bspw. bei hohen Fließgeschwindigkeiten die Wasserspiegellage durch aufwärtsgerichtete Wirbel teilweise deutlich verformt (vgl. Kap. 5.1.2), so dass diese eine hohe zeitliche Veränderung aufwies. In diesem Fall kann bei den Wasserspiegelmessungen mit dem Stechpegel von Abweichungen im Bereich einiger Millimeter ausgegangen werden, da die genaue Lage des Wasserspiegels nur näherungsweise mit der Stechpegelspitze gemessen werden konnte. Abschließend lässt sich jedoch festhalten, dass die Ergebnisse mit einer mittleren Abweichung von rd. $\pm 10\%$ bis $\pm 25\%$ für morphologische Experimente eine vergleichsweise geringe Streubreite aufwiesen. Dies lässt sich bspw. in **Abb. 5.5**, **Abb. 5.7** und **Abb. 5.9** erkennen, in denen die aus dieser Arbeit dargestellten Messergebnisse eine deutlich geringere Streubreite aufwiesen, als die Vergleichsdaten aus der Literatur.

Die Größen σ_z und u_D werden im Folgenden dazu verwendet, zunächst die Geschiebetransportrate q_G zu berechnen. Mit der Sedimentgesamtransportrate q_{Ges} und der Geschiebetransportrate q_G soll im Anschluss die Schwebstofftransportrate q_S bestimmt werden.

5.2 Geschiebetransport und Schwebstofftransportrate (q_G , q_S)

5.2.1 Geschiebetransportrate (q_G)

Die Geschiebetransportrate q_G wurde mit **Gl. 2.18** berechnet:

$$q_G = \alpha \cdot \sigma_z \cdot u_S \left[\frac{\text{m}^3}{\text{s} \cdot \text{m}} \right] \quad \text{vgl. Gl. 2.18}$$

Dazu wurden die aus den Sohlenmessdaten abgeleiteten Standardabweichungen σ_z und die Fortschrittgeschwindigkeiten u_D verwendet.

Bevor die Geschiebetransportrate q_G berechnet wurde, wurde der Formbeiwert α kalibriert. Um α zu ermitteln, wurde **Gl. 2.18** wie folgt umgeformt:

$$\alpha = \frac{q_G}{\sigma_z \cdot u_S} [1] \quad \text{Gl. 5.4}$$

Durch die Umformung lässt sich der Wert α direkt als Verhältnis aus der Geschiebetransportrate q_G und dem Produkt aus der Standardabweichung der Sohlenoberfläche und der Sohlenfortschrittgeschwindigkeit ($\sigma_z \cdot u_D$) rechnerisch bestimmen.

Um α zu berechnen, wurde eine Datenbank mit 21 Einzelversuchen aufgebaut, bei denen die Größen q_G , σ_z , u_D messtechnisch erfasst wurden. Ausgewertet wurden Literaturdaten aus Rinnenversuchen mit Sand ($d_{50} = 0,43$ mm bis 0,92 mm) und Polystyrolgranulat „Polystyrol 475L“ von Ettmer und Orlik (2012, 2014) und Henning (2013). Zudem wurden Versuche aus dieser Arbeit ausgewertet, bei denen der Sedimenttransport als Geschiebetransport stattfand (Versuche $u/u_c < 2,1$).

Die Berechnungen mit **Gl. 5.4** ergaben, dass die Formbeiwerte in den Einzelversuchen zwischen $\alpha = \text{rd. } 0,4$ und 1,9 variierten. Da in den einzelnen Untersuchungen z. T. deutlich voneinander abweichende Randbedingungen vorlagen, wurden die Formbeiwerte aus den Einzelversuchen gemittelt. Der gemittelte Formbeiwert betrug $\alpha = 1,04$ und stimmte damit sehr gut mit dem ermittelten Formbeiwert $\alpha = 1,0$ bis 1,2 von Ettmer et al. (2009) und Henning (2013) überein, vgl. Kap. 2.1.3.

Um die Güte der Geschiebetransportberechnungen mit $\alpha = 1,04$ einzuschätzen, wurden die Geschiebetransportraten aus der Datenbank mit **Gl. 2.18** nachgerechnet und den gemessenen Geschiebetransportraten gegenübergestellt, vgl. **Abb. 5.10**.

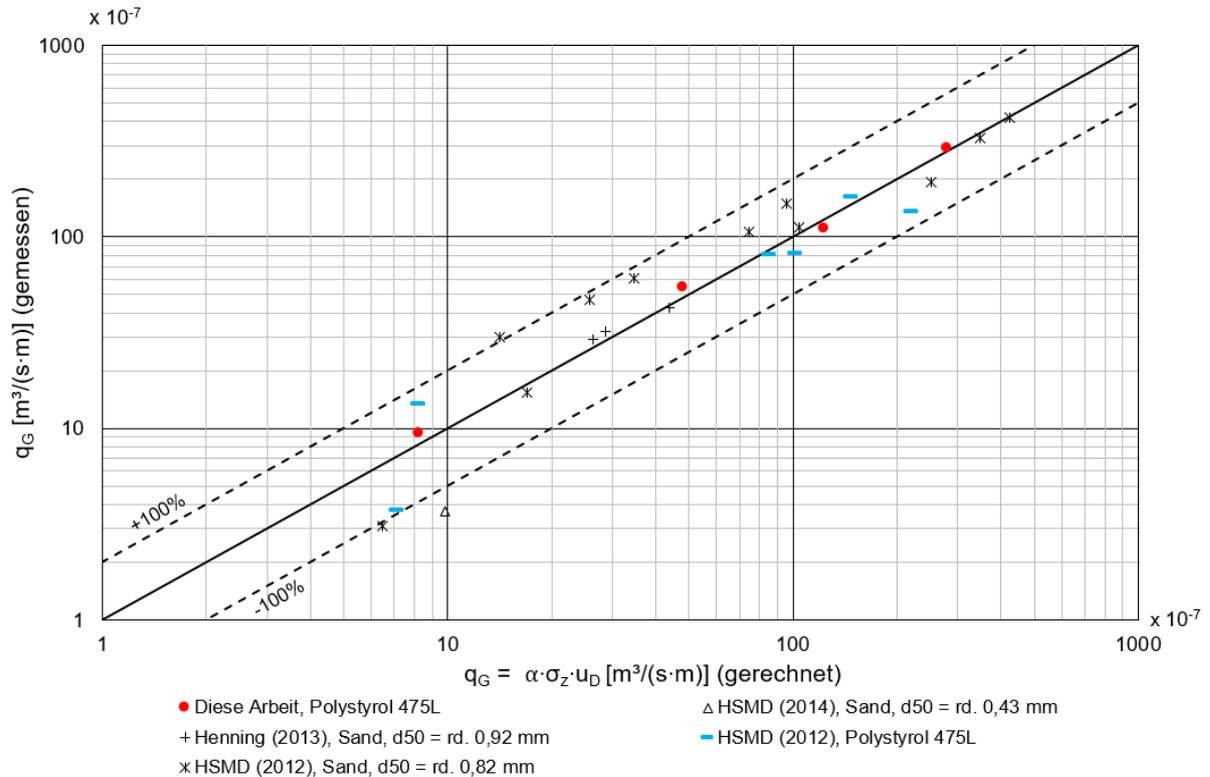


Abb. 5.10: Gegenüberstellung Messung und Rechnung

In **Abb. 5.10** ist zu erkennen, dass mit $\alpha = 1,04$ grundsätzlich eine hohe Übereinstimmung zwischen Rechnung und Messung erzielt werden konnte, wie sich an der – für Geschiebetransportberechnungen – vergleichsweise geringen Streubreite der Ergebnisse erkennen lässt.

Um die Abweichungen zwischen Messung und Rechnung zu quantifizieren, wurde das Streuungsmaß nach Zanke (1987) verwendet. Das Streuungsmaß s wurde entwickelt, um die Güte von Geschiebetransportberechnungen einzuschätzen und ist wie folgt definiert:

$$s = \left(\prod_i^n r_i \right)^{\frac{1}{n}} [1] \tag{Gl. 5.5}$$

wobei n die Summe der Einzelwerte und i eine Zählvariable ist. Der Wert r_i ist hier das Verhältnis aus der berechneten Geschiebetransportrate ($q_{G, \text{Rechnung}}$) und der gemessenen Geschiebetransportrate ($q_{G, \text{Messung}}$):

$$r_i = \frac{q_{G,Rechnung,i}}{q_{G,Messung,i}}$$

Gl. 5.6

Für die Berechnung wurde für r-Werte $r < 1$ der Kehrwert verwendet, damit sich die Werte $r < 1$ und $r > 1$ nicht gegenseitig aufheben. Ein Streuungsmaß von $s = 1$ bedeutet, dass eine exakte Übereinstimmung zwischen den berechneten und den gemessenen Werten vorliegt. Ein Streuungsmaß von $s = 2$ bedeutet, dass die berechneten Werte im Mittel zu 100 % abweichen. Das Streuungsmaß beträgt über alle Versuche $s = 1,3$, d.h. die mittlere Abweichung zwischen den berechneten und den gemessenen Geschiebetransportraten beträgt rd. ± 30 %.

Mit **Gl. 2.18** und $\alpha = 1,04$ wurden im Weiteren die Geschiebetransportraten q_G für die Einzelversuche in dieser Arbeit berechnet. Die Ergebnisse sind in **Tab. 5.4** zusammengefasst.

Tab. 5.4: Berechnete Geschiebetransportraten q_G

Nr.	u/u_c [1]	q_G [$10^{-6} \text{ m}^3/(\text{s}\cdot\text{m})$]
1	1,24	1
2	1,48	6
3	1,79	11
4	2,00	30
5	2,10	48
6	2,26	91
7	2,38	109
8	2,46	127
9	2,53	115
10	2,69	136
11	2,92	148
12	3,24	192
13	3,32	228
14	3,55	252

Abb. 5.11 zeigt die Geschiebetransportrate q_G (rote Markierungen) zusammen mit der Sedimentgesamtransportrate q_{Ges} (schwarze Markierungen) in Abhängigkeit von u/u_c . In das Diagramm wurden außerdem die Grenzwerte aus der Versuchsbeobachtung zum Geschiebe- und Schwebstofftransport eingetragen.

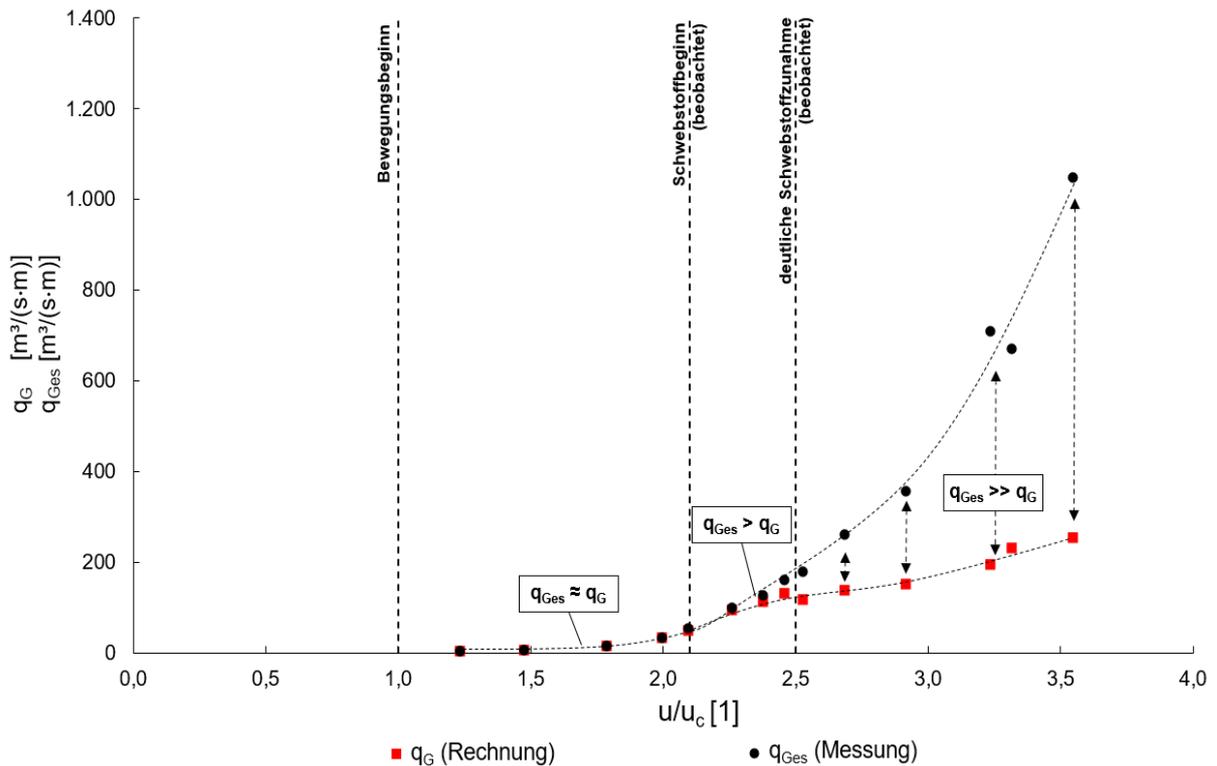


Abb. 5.11: Berechnete Geschiebetransportrate q_G und gemessene Sedimentgesamtransportrate q_{Ges} in Abhängigkeit von u/u_c

Ersichtlich wird, dass die niedrigste Geschiebetransportrate bei $u/u_c = 1,24$ mit $q_G = 1 \cdot 10^6 \text{ m}^3/(\text{s} \cdot \text{m})$ berechnet wurde. Mit zunehmenden u/u_c -Verhältnissen stieg die Geschiebetransportrate q_G an. Die höchste Geschiebetransportrate $q_G = 252 \cdot 10^{-6} \text{ m}^3/(\text{s} \cdot \text{m})$ wurde bei $u/u_c = 3,55$ berechnet.

Beim Vergleich der berechneten Geschiebetransportrate q_G mit der gemessenen Sedimentgesamtransportrate q_{Ges} ist zu erkennen, dass bis $u/u_c < \text{rd. } 2,1$ ein nahezu deckungsgleicher Verlauf zwischen den Transportraten vorlag ($q_G \approx q_{Ges}$). Die Abweichungen betragen in diesem Bereich rd. $\pm 15 \%$, was mit den Unsicherheiten bei der Sedimentgesamtransportmessung (vgl. Kap. 5.1.3) und der Geschiebetransportberechnung (vgl. Kap. 5.2.1) erklärt werden kann. Bei $u/u_c > \text{rd. } 2,1$ war die Sedimentgesamtransportrate zunächst geringfügig größer als die Geschiebetransportrate ($q_{Ges} > q_G$). Bei $u/u_c > \text{rd. } 2,5$ ist ein deutlicher Anstieg bei der Sedimentgesamtransportrate gegenüber der Geschiebetransportrate zu beobachten. Die Sedimentgesamtransportrate lag hier mit zunehmenden u/u_c -Verhältnissen deutlich über der Geschiebetransportrate ($q_{Ges} \gg q_G$).

Aus den Ergebnissen lässt sich schlussfolgern, dass bei $u/u_c < \text{rd. } 2,1$ der Sedimenttransport als Geschiebetransport stattfand. Bei $u/u_c > \text{rd. } 2,1$ zeigt der zunehmende Anstieg von q_{Ges} gegenüber q_G , dass der Sedimenttransport in der Folge zunehmend als Schwebstofftransport stattfand. Besonders deutlich wird dies bei $u/u_c > \text{rd. } 2,5$, wo ein signifikanter Anstieg von q_{Ges}

gegenüber q_G erkennbar ist, was auf eine deutliche Zunahme beim Schwebstofftransport hinweist.

5.2.2 Schwebstofftransportrate (q_S)

Um den Schwebstofftransport zu berechnen, wurde die Geschiebetransportrate q_G von der Sedimenttransportrate q_{Ges} subtrahiert, vgl. **Gl. 3.9** (Kap. 3.2). Das Ergebnis war die Schwebstofftransportrate q_S :

$$q_S = q_{Ges} - q_G \left[\frac{m^3}{(s \cdot m)} \right] \quad \text{vgl. Gl. 3.9}$$

Hinweis: Im vorherigen Kapitel hatte sich gezeigt, dass bei $u/u_c < 2,1$ die Geschiebetransportrate q_G geringfügig über bzw. unter der Sedimentgesamtransportrate q_{Ges} lag. Bei den Schwebstofftransportberechnungen hatte dies vergleichbare Abweichungen zur Folge, so dass teilweise negative Transportraten ermittelt wurden. Für die weitere Auswertung wurden die Schwebstofftransportraten bis $u/u_c < 2,1$ auf $q_G = 0 \text{ m}^3/(s \cdot m)$ gesetzt.

Die berechneten Schwebstofftransportraten q_S für die Einzelversuche sind in **Tab. 5.5** zusammengefasst.

Tab. 5.5: Berechnete Schwebstofftransportrate q_S

Nr.	u/u_c [1]	q_S [$10^{-6} \text{ m}^3/(s \cdot m)$]
1	1,24	0
2	1,48	0
3	1,79	0
4	2,00	0
5	2,10	1
6	2,26	6
7	2,38	17
8	2,46	32
9	2,53	63
10	2,69	122
11	2,92	207
12	3,24	513
13	3,32	440
14	3,55	795

Abb. 5.12 zeigt die Schwebstofftransportrate q_s in Abhängigkeit von u/u_c . Als Vergleichsgrößen wurden zudem die Geschiebetransportrate q_G und die Sedimentgesamtransportrate q_{Ges} dargestellt.

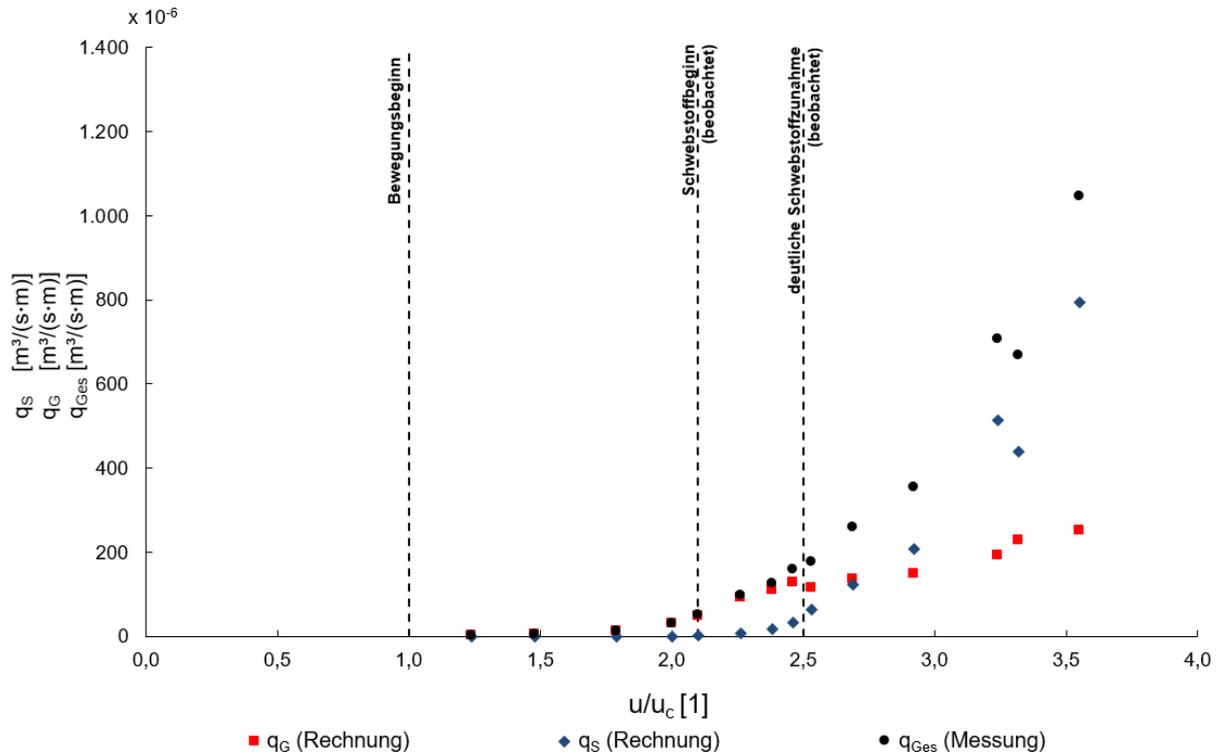


Abb. 5.12: q_s , q_G , und q_{Ges} in Abhängigkeit von u/u_c

Aus **Abb. 5.12** geht hervor, dass bei $u/u_c < \text{rd. } 2,1$ kein Schwebstofftransport vorlag. Im Bereich $u/u_c = \text{rd. } 2,1$ stieg die Schwebstofftransportrate q_s zunächst langsam bis $q_s = \text{rd. } 60 \cdot 10^{-6} \text{ m}^3/(\text{s} \cdot \text{m})$ an. Eine signifikante Zunahme der Schwebstofftransportrate q_s ist bei $u/u_c > \text{rd. } 2,5$ zu erkennen, wie der steile Verlauf von q_s in diesem Bereich zeigt. Die höchste Schwebstofftransportrate q_s wurde bei $u/u_c = \text{rd. } 3,55$ mit $q_s = 795 \cdot 10^{-6} \text{ m}^3/(\text{s} \cdot \text{m})$ berechnet.

Der Verlauf der Schwebstofftransportrate q_s stimmt damit sehr gut mit den beobachteten Grenzen zum Schwebstofftransportbeginn während der Versuchsdurchführung überein, vgl. Kap. 4.2.2. Während der Versuche hatte sich gezeigt, dass bei $u/u_c < \text{rd. } 2,1$ kein Schwebstofftransport vorlag und der Sedimenttransport als Geschiebetransport stattfand. Schwebstofftransport lag erst bei $u/u_c > \text{rd. } 2,1$ vor. Zudem ist auch der beobachtete signifikante Anstieg beim Schwebstofftransport im Bereich $u/u_c = \text{rd. } 2,5$ erfasst.

Die Ergebnisse zur berechneten Schwebstofftransportrate q_s zeigen, dass mit der gewählten Vorgehensweise der Schwebstofftransport aus Sohlenmessdaten abgeleitet werden konnte,

indem die Geschiebetransportrate q_G mit **Gl. 2.18** berechnet und von der gemessenen Sedimentgesamtransportrate q_{Ges} subtrahiert wurde. Das Verfahren setzt allerdings voraus, dass der Sedimenttransport als Gesamttransport messtechnisch erfasst wird. In Flüssen lässt sich diese Herangehensweise nicht direkt anwenden, da sich der Sedimentgesamtransport nicht direkt messen lässt. Im Folgenden werden deshalb die relativen Anteile des Geschiebetransports q_G/q_{Ges} und der relative Anteil des Schwebstofftransports q_S/q_{Ges} am Sedimentgesamtransport ermittelt. Ziel ist es, die im Rahmen der Dimensionsanalyse (Kap. 3) abgeleiteten Zusammenhänge $q_G/q_{Ges} = f(u/u_c)$ und $q_S/q_{Ges} = f(u/u_c)$ zu bestimmen und einen Berechnungsansatz aufzustellen, mit dem die Geschiebetransportrate q_G direkt in die Schwebstofftransportrate q_S umgerechnet werden kann.

5.3 Aufstellen des Berechnungsansatzes

Die Größen q_G/q_{Ges} und q_S/q_{Ges} wurden mit der Geschiebetransportrate q_G , der Schwebstofftransportrate q_S und der Sedimentgesamtransportrate q_{Ges} berechnet und sind in **Tab. 5.6** zusammengefasst.

Tab. 5.6: Anteile q_G/q_{Ges} und q_S/q_{Ges}

Nr.	u/u_c [1]	q_G/q_{Ges} [1]	q_S/q_{Ges} [1]
1	1,24	1	0
2	1,48	1	0
3	1,79	1	0
4	2,00	1	0
5	2,10	0,97	0,03
6	2,26	0,93	0,07
7	2,38	0,87	0,13
8	2,46	0,80	0,20
9	2,53	0,65	0,35
10	2,69	0,53	0,47
11	2,92	0,42	0,58
12	3,24	0,27	0,73
13	3,32	0,34	0,66
14	3,55	0,24	0,76

Für die Auswertung wurden q_G/q_{Ges} und q_S/q_{Ges} in Abhängigkeit von u/u_c aufgetragen, vgl. **Abb. 5.13**.

Schwebstofftransportberechnungen in alluvialen Fließgewässern
- eine neue Herangehensweise -

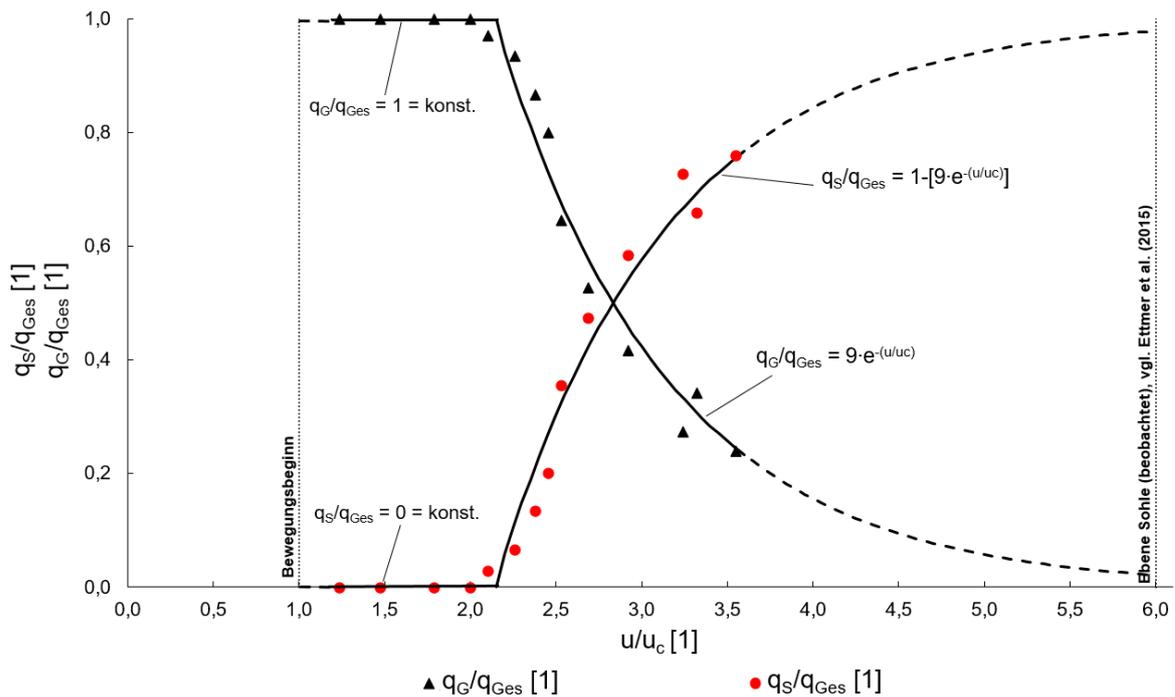


Abb. 5.13: q_G/q_{Ges} und q_S/q_{Ges} in Abhängigkeit von u/u_c

Bei $u/u_c \leq 1$ fand kein Sedimenttransport und damit kein Geschiebe- und Schwebstofftransport statt. Die Verhältnisse q_G/q_{Ges} und q_S/q_{Ges} sind für diesen Bereich nicht definiert, so dass formal kein funktionaler Zusammenhang zu u/u_c vorliegt.

Bis $u/u_c = \text{rd. } 2,1$ hatten die Ergebnisse gezeigt, dass der Sedimenttransport als Geschiebe-transport stattfand. Der Verlauf von q_G/q_{Ges} weist hier einen horizontalen Verlauf auf. Damit ist q_G/q_{Ges} konstant und lässt sich als Funktion wie folgt ausdrücken:

$$\frac{q_G}{q_{Ges}} = 1 = \text{konst.} \quad [1] \quad \text{rd. } 1 < \frac{u}{u_c} < \text{rd. } 2,1 \quad \text{Gl. 5.7}$$

Im Bereich $u/u_c > \text{rd. } 2,1$ bis $\text{rd. } 3,6$ weist q_G/q_{Ges} einen zunächst stark abnehmenden Verlauf auf, der sich zunehmend abflacht. Dieser Bereich wurde mittels Regressionsanalyse ausgewertet. Das Verhältnis q_G/q_{Ges} wurde durch eine Exponentialfunktion beschrieben:

$$\frac{q_G}{q_{Ges}} = 9 \cdot e^{(-u/u_c)} \quad [1] \quad \text{rd. } 2,1 < \frac{u}{u_c} < \text{rd. } 6 \quad \text{Gl. 5.8}$$

Die Korrelation der Messwerte zum funktionalen Zusammenhang wurde über das Bestimmtheitsmaß R^2 ausgedrückt und beträgt $R^2 = 0,95$. Die sehr gute funktionale Übereinstimmung zwischen Messung und Rechnung zeigt, dass mit dem Verhältnis u/u_c ein geeigneter Parameter vorliegt, um das Verhältnis q_G/q_{Ges} zu beschreiben.

Aus versuchstechnischen Gründen waren Untersuchungen bei $u/u_c > rd. 3,6$ nicht möglich. Der Verlauf von **Gl. 5.8** wurde deshalb in erster Näherung extrapoliert. Als Grenzwert für die Extrapolation wurde $u/u_c = rd. 6$ festgelegt. Bei diesem u/u_c -Verhältnis hatten Versuchsbeobachtungen von Ettmer et al. (2015) gezeigt, dass die Dünensohle vollständig eingeebnet war. Betrachtet man den Funktionsverlauf von **Gl. 5.8** bei $u/u_c = rd. 6$ zeigt sich, dass das Verhältnis $q_G/q_{Ges} > 0$ betrug. Das bedeutet, dass der Geschiebetransport rechnerisch anteilig zum Gesamttransport beiträgt, obwohl keine Dünenwanderung stattfand. Dies lässt vermuten, dass bei $u/u_c = rd. 6$ noch Geschiebetransport auf der ebenen Sohle stattfindet.

Die funktionalen Verläufe für das Verhältnis q_S/q_{Ges} in Abhängigkeit von u/u_c wurden ermittelt, indem **Gl. 5.7** bzw. **Gl. 5.8** in **Gl. 3.9**

$$q_S = q_{Ges} - q_G \left[\frac{m^3}{(s \cdot m)} \right] \quad \text{vgl. Gl. 3.9}$$

eingesetzt wurde. Nach Umformung ergab sich für den Bereich $u/u_c > rd. 1$ bis $rd. 2,1$ ebenfalls ein konstanter Verlauf:

$$\frac{q_S}{q_{Ges}} = 0 = \text{konst.} \quad [1] \quad \text{rd. } 1 < \frac{u}{u_c} < \text{rd. } 2,1 \quad \text{Gl. 5.9}$$

Der Bereich $u/u_c > rd. 2,1$ wurde durch die funktionale Abhängigkeit

$$\frac{q_S}{q_{Ges}} = 1 - (9 \cdot e^{(-u/u_c)}) [1] \quad \text{rd. } 2,1 < \frac{u}{u_c} < \text{rd. } 6 \quad \text{Gl. 5.10}$$

erfasst. Mit **Gl. 5.7** bis **Gl. 5.9** lagen damit insgesamt vier Gleichungen vor, mit denen die prozentualen Anteile vom Geschiebe- und Schwebstofftransport am Sedimentgesamttransport zwischen $rd. 1 < u/u_c < rd. 6$ berechnet werden können.

Die Funktionen wurden im Weiteren dazu verwendet einen Berechnungsansatz aufzustellen, mit dem die Geschiebetransportrate q_G direkt in die Schwebstofftransportrate q_S umgerechnet

werden kann. Dazu wurden die funktionalen Zusammenhänge aus den **Gl. 5.7/Gl. 5.8** (alternativ **Gl. 5.9/Gl. 5.10**) in **Gl. 3.9** eingesetzt, wodurch sich nach weiteren Umformungen zwei Berechnungsgleichungen ergaben, über die sich die Geschiebetransportrate q_G abschnittsweise wie folgt in die Schwebstofftransportrate q_S umrechnen ließ:

$$q_S = 0 = \text{konst.} \left[\frac{\text{m}^3}{(\text{s} \cdot \text{m})} \right] \quad \text{rd. } 1 < \frac{u}{u_c} < \text{rd. } 2,1 \quad \text{Gl. 5.11}$$

$$q_S = q_G \cdot \left(\frac{1}{9} \cdot e^{(u/u_c)} - 1 \right) \left[\frac{\text{m}^3}{(\text{s} \cdot \text{m})} \right] \quad \text{rd. } 2,1 < \frac{u}{u_c} < \text{rd. } 6 \quad \text{Gl. 5.12}$$

Um die grundsätzliche Funktionsweise der hergeleiteten Gleichungen zu überprüfen, wurden die Geschiebetransportraten q_G aus **Tab. 5.4** mit **Gl. 5.11** und **Gl. 5.12** in die Schwebstofftransportrate q_S umgerechnet. Die Ergebnisse wurden der Schwebstofftransportrate q_S aus **Tab. 5.5** ($q_S = q_{\text{Ges}} - q_G$) gegenübergestellt, vgl. **Abb. 5.14**. Anhand der Lage der Messdaten im Diagramm wird deutlich, dass insgesamt eine hohe Übereinstimmung zwischen den berechneten Schwebstofftransportraten q_S vorlag.

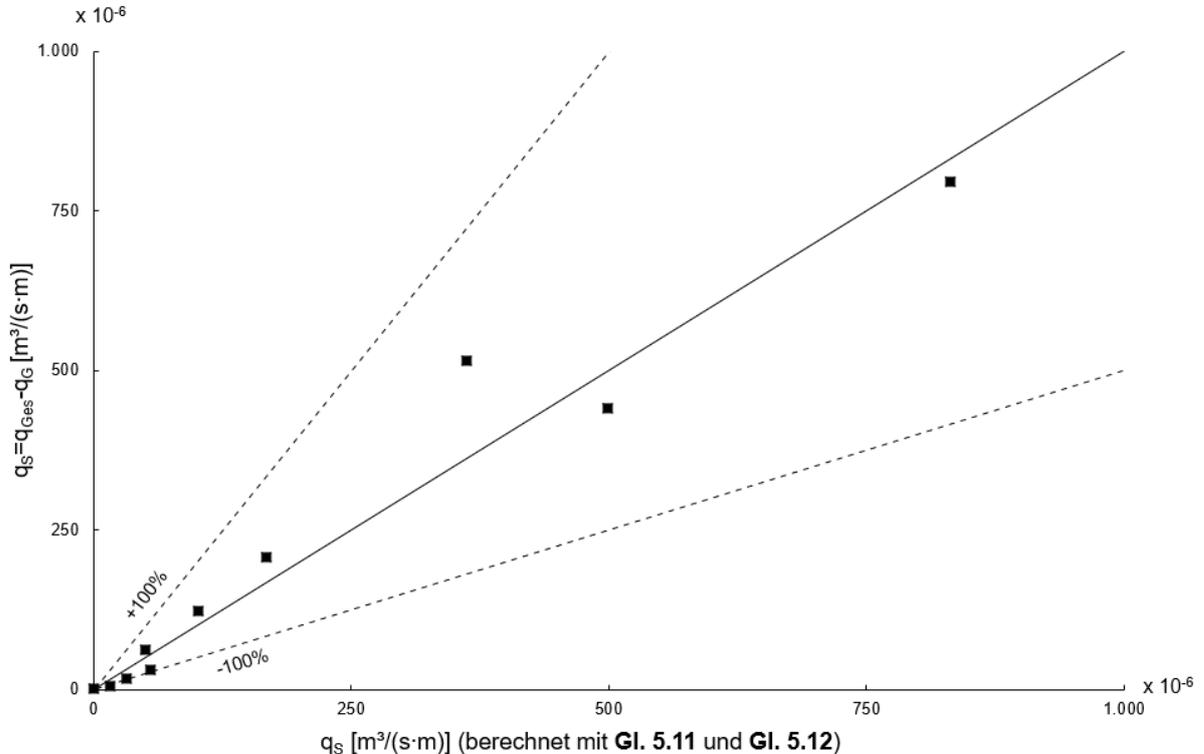


Abb. 5.14: Gegenüberstellung der Ergebnisse aus Gl. 5.11 und 5.12 und $q_S = q_{\text{Ges}} - q_G$

5.4 Vorgehensweise bei der Schwebstofftransportberechnung

Im Rahmen der experimentellen Untersuchungen wurde ein Verfahren hergeleitet, mit dem sich der Schwebstofftransport aus Sohlenvermessungsdaten direkt berechnen lässt. Das Verfahren lässt sich wie folgt skizzieren:

Die Schwebstofftransportberechnungen setzen räumlich und zeitlich hochaufgelöste Sohlenmessdaten von Dünensohlen sowie Kenntnisse zur mittleren Fließgeschwindigkeit u und kritischen Fließgeschwindigkeit u_c voraus. Mit den Sohlenmessdaten wird in einem ersten Schritt die Standardabweichung der Sohlenoberfläche σ_z und die Fortschrittgeschwindigkeit der Dünensohle u_D bestimmt. Mit den Größen σ_z und u_D wird in einem weiteren Schritt die Geschiebetransportrate q_G mit **Gl. 2.18** berechnet. Die Größen u und u_c werden dazu verwendet das Verhältnis u/u_c zu bestimmen. Mit dem Verhältnis u/u_c und q_G wird mit **Gl. 5.11** und **Gl. 5.12** die Schwebstofftransportrate q_S berechnet. **Abb. 5.15** zeigt das Berechnungsverfahren als grafische Darstellung.

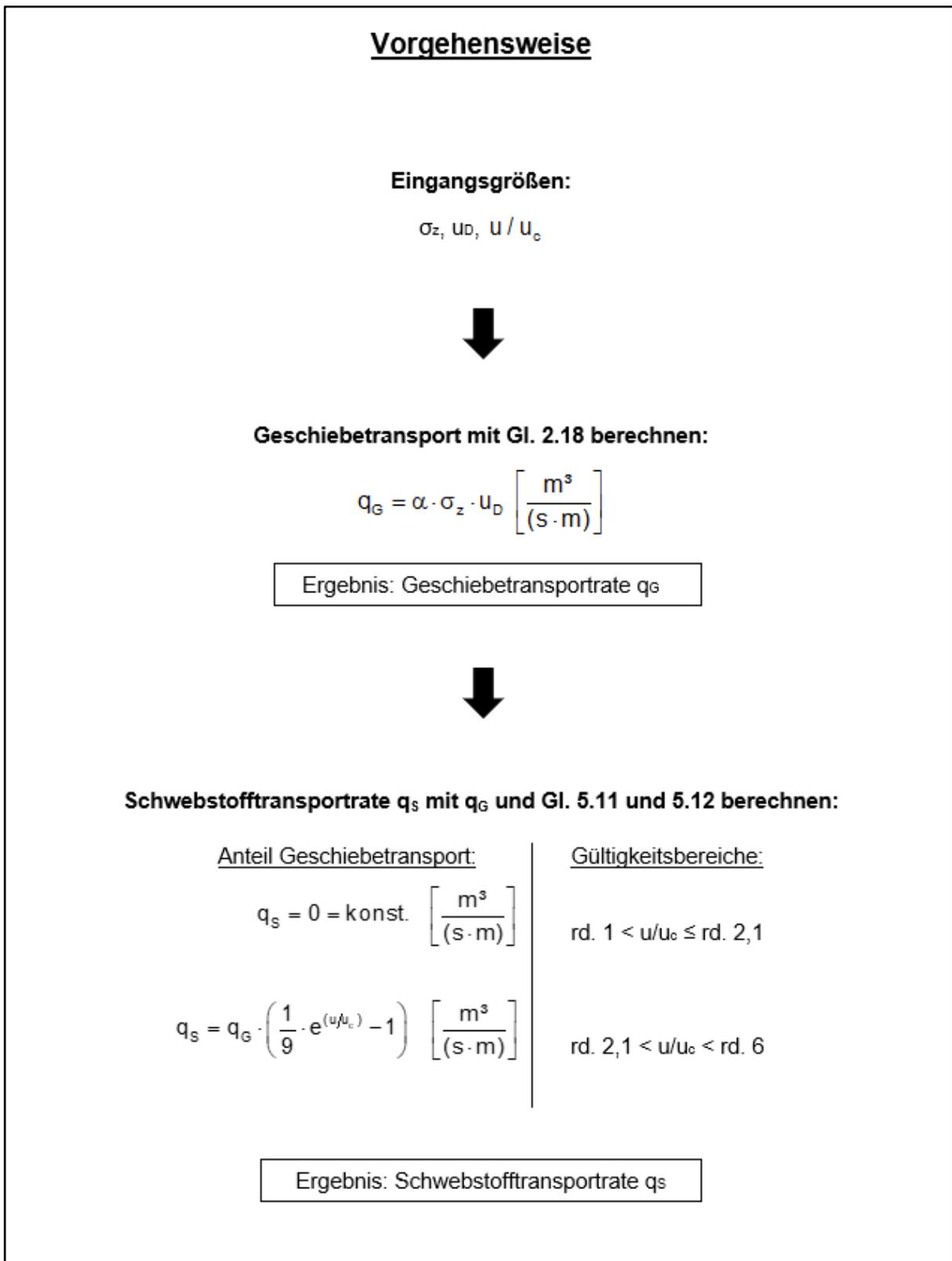


Abb. 5.15: Vorgehensweise bei der Schwebstofftransportberechnung

Im Folgenden wird der Berechnungsansatz im Fluss Aller bei Celle angewendet, um das Verfahren unter natürlichen Randbedingungen zu testen.

6 Praktisches Anwendungsbeispiel

6.1 Einleitung

Die Aller ist ein rd. 240 km langer, sandgeprägter Fluss, der den Helmstedter-Alvenslebener Höhen entspringt und bei Verden in die Weser mündet, DGJ-WE (2015). Das Untersuchungsgebiet für die Schwebstofftransportberechnungen umfasste die Aller im Stadtgebiet Celle zwischen Fluss-km 1,2 bis Fluss-km 5,2. Die Breite der Aller variiert in diesem Bereich zwischen rd. 20 m bis 25 m. Die Gewässersohle besteht aus Sand und ist durch Dünenstrukturen geprägt. Die wesentlichen einmündenden Nebenflüsse in die Aller sind die Flüsse Fuhse bei Fluss-km 3,1 und Lachte oberhalb der Wehranlage Celle, vgl. Hesse (2011), Ettmer et al. (2017). **Abb. 6.1** zeigt eine Luftbildaufnahme der Aller bei Celle. **Abb. 6.2** zeigt zwei Fotoaufnahmen der Aller im Untersuchungsgebiet bei Fluss-km 2,3 (links) und 3,4 (rechts).

Im Folgenden soll der in dieser Arbeit hergeleitete Berechnungsansatz angewendet werden, um den Schwebstofftransport in der Aller zu berechnen. Ziel war es, das Verfahren unter natürlichen Randbedingungen zu testen.

Für die Untersuchungen wurden Sohlenpeilungen aus Punktecholotmessungen ausgewertet. Die Sohlenpeilungen wurden durch die Hochschule Magdeburg-Stendal im Rahmen umfangreicher Naturuntersuchungen in den Jahren 2011 bis 2015 an der Aller aufgenommen, um morphologische Veränderungen an der Gewässersohle zu dokumentieren, die durch den Bau von Flutmulden und Vorlandabgrabungen zum Hochwasserschutz hervorgerufen wurden, vgl. Ettmer und Hesse (2015). Die Messungen wurden im Bereich von etwa mittlerem Niedrigwasserabfluss (MNQ) bis etwa bordvollem Abfluss (Q_{Bordvoll}) durchgeführt, so dass mit Geschiebe- und Schwebstofftransport zu rechnen war. Es standen zudem Auswertungen zur Sedimentzusammensetzung und kritischen Fließgeschwindigkeit u_c des Sohlenmaterials zur Verfügung. Zur Verifikation wurden Schwebstofftransportmessungen verwendet, die mit einem Schwebstoffsammler im Untersuchungsgebiet erhoben wurden, sowie Schwebstoffmessungen, die von der Bundesanstalt für Gewässerkunde (BfG) bereit gestellt wurden.

Analog zu den Laboruntersuchungen wurden die Echolotpeilungen dazu verwendet, die Geschiebetransportrate q_G zu berechnen. Dazu wurde die Standardabweichung der Sohlenoberfläche σ_z und die Fortschrittgeschwindigkeit der Dünensohle u_D aus den Sohlenmessdaten ermittelt. Außerdem wurden hydraulische Berechnungen mit einem 2d-hydro-numerischen Computermodell (2d-hn-Modell) durchgeführt, um die mittlere Fließgeschwindigkeit u in der Aller zu berechnen. Die Fließgeschwindigkeiten wurden dazu verwendet, die u/u_c -Verhältnisse

Schwebstofftransportberechnungen in alluvialen Fließgewässern - eine neue Herangehensweise -

einzuschätzen. Die ermittelten u/u_c -Verhältnisse und die berechneten Geschiebetransportraten q_G wurden im Weiteren dazu verwendet, die Schwebstofftransportrate q_S zu berechnen. Die Berechnungsergebnisse wurden mit den Schwebstofftransportmessungen verglichen.

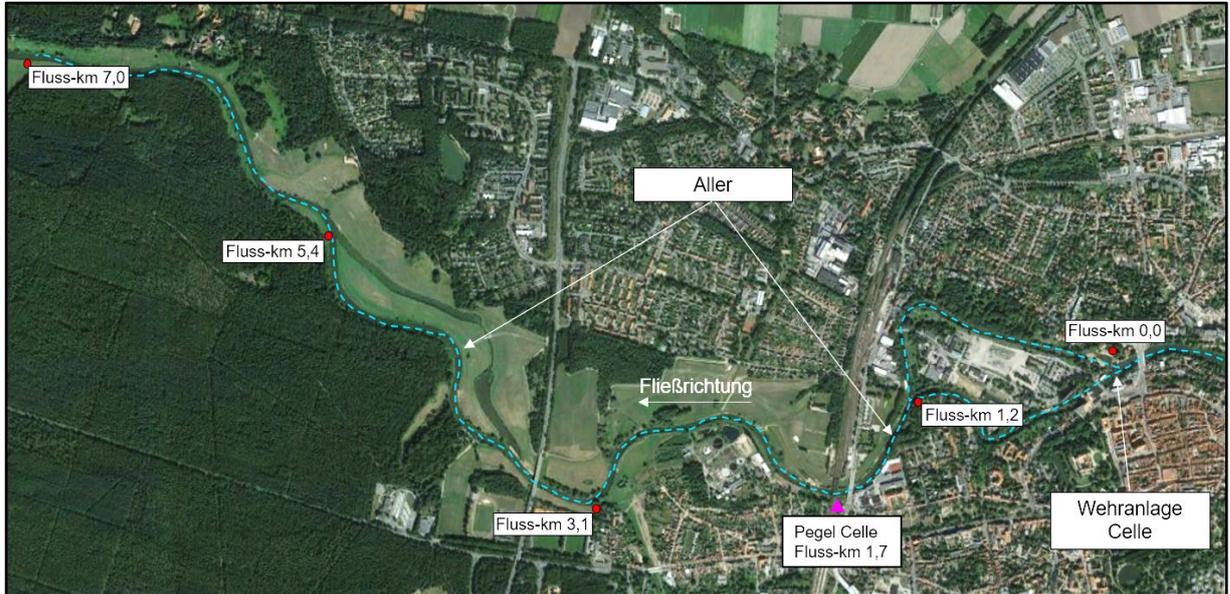


Abb. 6.1: Lage des Untersuchungsgebiets in Celle, Luftbild: GoogleEarth (2015)

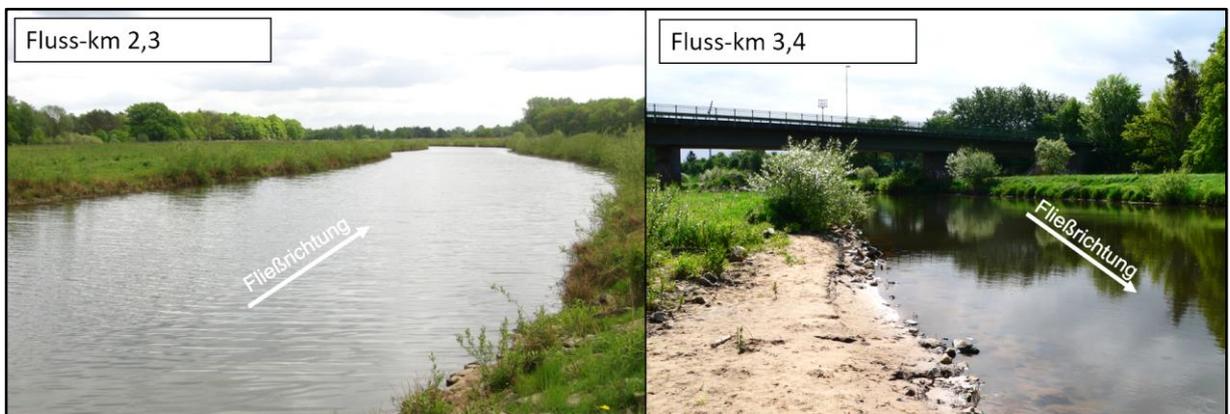


Abb. 6.2: Fotoaufnahmen der Aller, Fotos: Hesse (2019)

6.2 Datengrundlagen

6.2.1 Hydrologische Hauptwerte

Der Bezugspegel für das Untersuchungsgebiet war der Pegel Celle bei Fluss-km 1,7. Das Einzugsgebiet beträgt am Pegel Celle $A_{E,0} = 4.374 \text{ km}^2$. Die hydrologischen Hauptwerte mittlerer Niedrigwasserabfluss (MNQ), Mittelwasserabfluss (MQ) und mittlerer Hochwasserabfluss (MHQ) am Pegel Celle wurden für die Zeitreihe von 1941 bis 2015 dem Deutschen Gewässerkundlichen Jahrbuch (DGJ), Weser- und Emsgebiet 2015 entnommen und sind in **Tab. 6.1** zusammengefasst, vgl. DGJ-WE (2015).

Tab. 6.1: Hydrologische Hauptwerte der Aller am Pegel Celle (Fluss-km 1,7)

Hydrologische Hauptwerte	Pegel Celle (Fluss-km 1,7)
MNQ	7,97 m ³ /s
MQ	27,5 m ³ /s
MHQ	122 m ³ /s

6.2.2 Sohlenvermessungen

Für die Schwebstofftransportberechnungen wurden insgesamt 8 Sohlenlängsprofilpeilungen ausgewählt. Die Auswahl erfolgte aus verschiedenen Peilungen, die im Rahmen umfangreicher Naturuntersuchungen an der Aller erhoben wurden, vgl. Kap. 6.1. Auswahlkriterien waren, dass zwei zeitlich aufeinander folgende Peilungen bei etwa gleichem Abfluss Q aufgenommen wurden und dass zwischen den Messungen keine Hochwasserereignisse stattfanden. Dadurch sollte sichergestellt werden, dass sich die Gewässersohle nicht zu stark morphologisch umformte, um die Identifikation derselben Transportkörper in zwei aufeinander folgenden Peilungen zu ermöglichen.

Die Peilungen wurden mit dem Punktecholot 798C-SI Combo der Firma Humminbird durchgeführt. Das Punktecholot war auf einem rd. 1,5 m x 3,5 m großen Messboot befestigt. Das Boot besaß einen Tiefgang von rd. 0,1 m und wurde mit einem Außenbordmotor angetrieben. Der Messsensor befand sich rechtsseitig am Messboot. Die Eintauchtiefe des Sensors betrug während der Messungen 30 cm. Die Lageorientierung des Punktecholots erfolgte mittels GPS. Die GPS-Antenne war ebenfalls rechtsseitig am Messboot über dem Messsensor befestigt. **Abb. 3.1.** zeigt das Messboot mit Echolot.

Das Punktecholot wies die folgenden Anwendungsbereiche und Messgenauigkeiten auf:

Punktecholot:

- | | |
|---|------------------|
| - Mindesteintauchtiefe des Messsensors: | rd. 0,10 m |
| - Mindestabstand zwischen Messsensor und Sohle: | rd. 0,70 m |
| - Genauigkeit der Lageorientierung mit GPS: | rd. $\pm 2,50$ m |
| - Genauigkeit der Höhenmessung (z-Koordinate): | rd. $\pm 0,05$ m |
| - Aufnahmefrequenz: | 10 Hz |

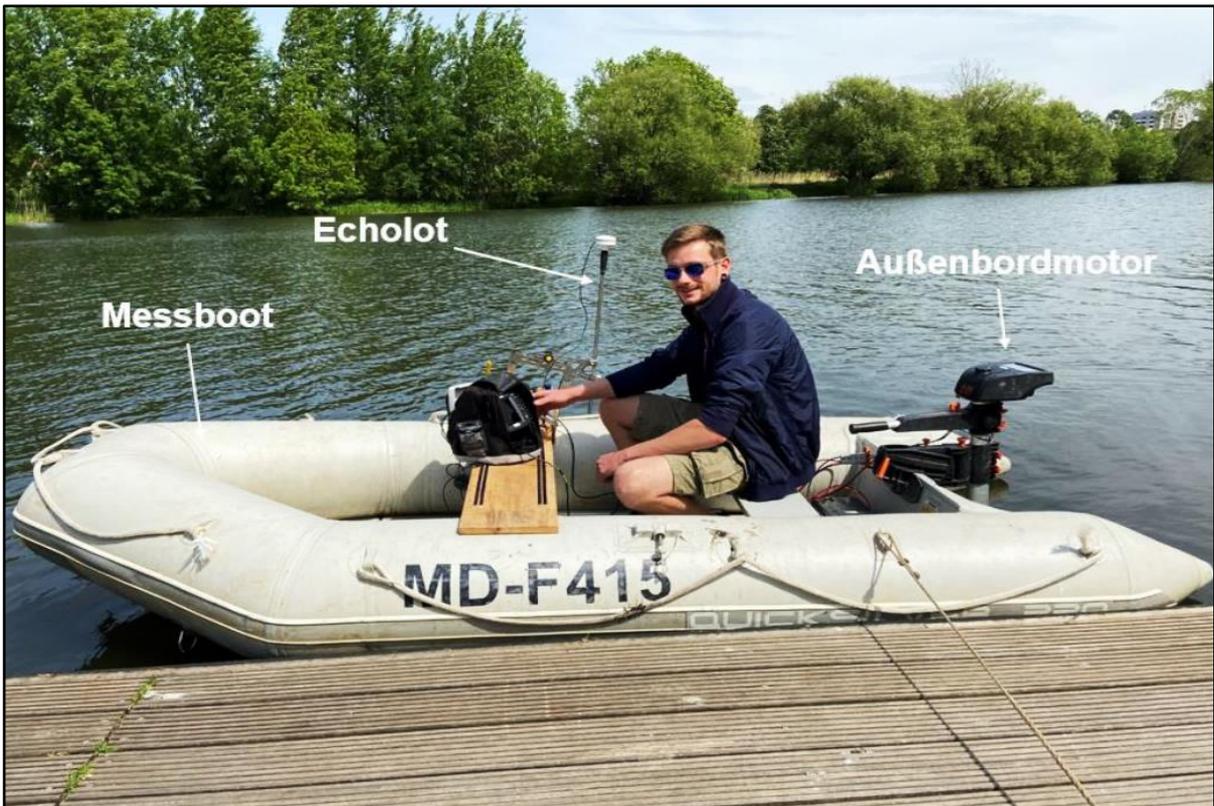


Abb. 6.3: Schlauchboot mit 798C-SI Combo Echolot, Foto: D. Hesse (2020)

Die Messfahrten erfolgten als Einzelfahrspuren mittig im Fließquerschnitt der Aller zwischen Fluss-km 1,2 bis 5,2. Die Messdauer der Einzelmessungen betrug rd. 1 Stunde. Die Messungen wurden bei Abflüssen am Pegel Celle von $Q= 10,1 \text{ m}^3/\text{s}$ bis $50,6 \text{ m}^3/\text{s}$ durchgeführt. Das Abflussspektrum entsprach dem Bereich zwischen mittlerem Niedrigwasserabfluss (MNQ = $7,97 \text{ m}^3/\text{s}$) bis etwa bordvollem Abfluss der Aller ($Q_{\text{Bordvoll}} \approx 55 \text{ m}^3/\text{s}$), vgl. **Tab. 6.2**.

Tab. 6.2: Echolotpeilungen

Messung-Nr.	Datum	Pegel Celle	
		Q [m³/s]	Abflussbereich
1	05.07.2011	18,7	MNQ bis MQ
2	12.09.2011	15,5	MNQ bis MQ
3	16.01.2012	43,8	etwa Q_{Bordvoll}
4	30.01.2012	50,6	etwa Q_{Bordvoll}
5	16.05.2012	13,7	etwa MNQ
6	22.10.2012	10,1	etwa MNQ
7	05.03.2013	33,8	etwa MQ
8	04.04.2013	24,5	etwa MQ

Abb. 6.4 zeigt exemplarisch zwei zeitlich aufeinander folgende Sohlenlängsprofile aus den Echolotpeilungen.

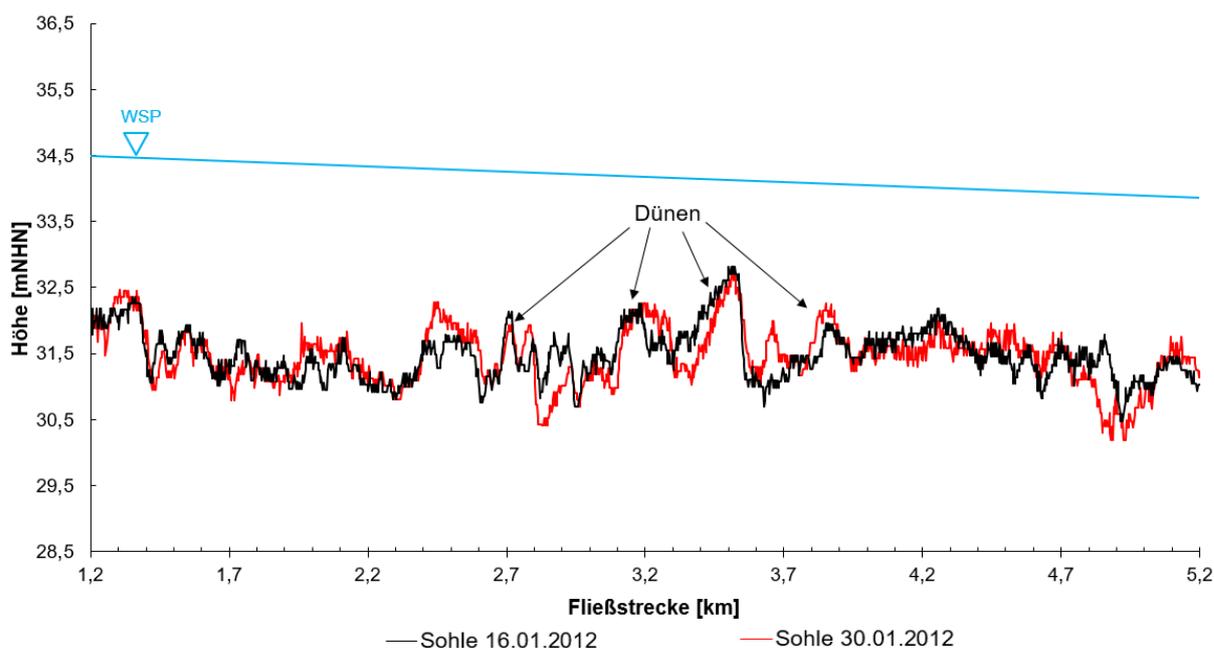


Abb. 6.4: Sohlenlängsprofile vom 16.01.2012 und 30.01.2012

Aus **Abb. 6.4** geht hervor, dass die Gewässersohle der Aller durch Dünenstrukturen geprägt ist. Die Sohlenhöhen variierten augenscheinlich in einem Bereich mehrerer Dezimeter bis Meter, die Längen variierten in der Größenordnung zwischen mehreren Metern bis größer hundert Meter. Zu erkennen ist auch, dass sich in beiden Sohlenlängsprofilen ähnliche Dünenstrukturen wiederfinden lassen (siehe z. B. Fluss-km 2,3, 3,2 und 3,4), die räumlich zueinander versetzt waren, was auf eine Fortbewegung der Dünensohle hindeutet.

6.2.3 Sedimentanalyse

Aus den Naturuntersuchungen standen zur Klassifizierung des Sediments vier Sieblinien zur Verfügung. Die zugehörigen Sedimentproben wurden durch die Ingenieurgesellschaft Heidt & Peters mbH aus der Aller, Fuhse und Lachte als oberflächennahe gestörte Proben entnommen und vom Grundbaulabor der Ostfalia Hochschule für angewandte Wissenschaften am Standort Suderburg ausgewertet. **Abb. 6.5** zeigt die Sieblinien der ausgewerteten Sedimentproben. Die Sedimentproben Aller 1 und Aller 2 wurden bei Fluss-km 3,3 und Fluss-km 5,5 entnommen. Die Sedimentprobe Lachte und Fuhse wurden den Mündungsbereichen der Nebenflüsse entnommen.

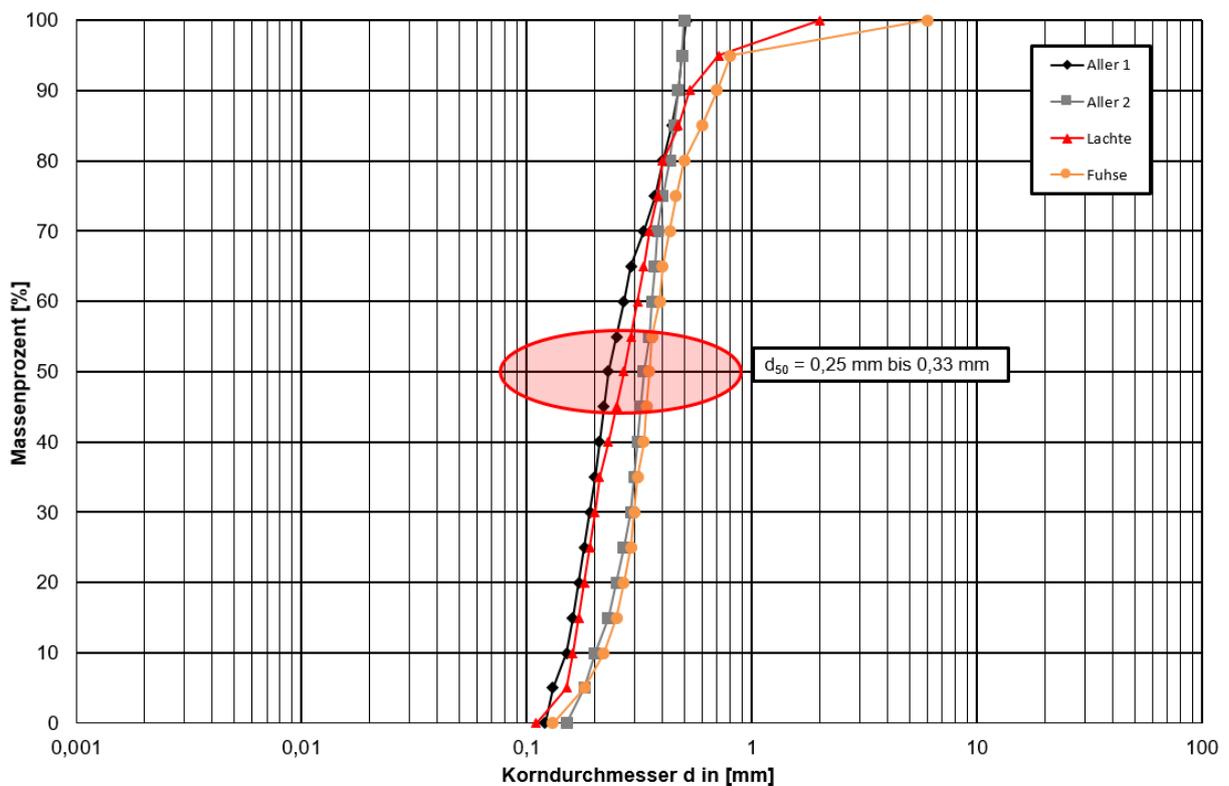


Abb. 6.5: Sieblinien der Probenahmen, Aller 1 und 2, Lachte sowie Fuhse

Abb. 6.5 ist zu entnehmen, dass die Sieblinien nur geringe Abweichungen aufwiesen und damit eine nahezu identische Kornverteilung vorlag. Der Korndurchmesser bei 50 % Siebdurchgang lag im Intervall zwischen $d_{50} = 0,25 \text{ mm}$ bis $d_{50} = 0,33 \text{ mm}$. Der Mittelwert betrug $d_{50} = rd. 0,30 \text{ mm}$. Die Ungleichförmigkeit lag zwischen $U = d_{60}/d_{10} = rd. 1,7$ und $2,0$. Alle vier Proben waren einem enggestuften Mittelsand zuzuordnen. Neben dem Hauptanteil aus Mittelsand waren in allen vier Proben Feinsandanteile, in den Sedimentproben aus der Lachte und Fuhse

darüber hinaus Grobsandanteile vorhanden. Bindige Anteile wurden in den Proben nicht ermittelt. Die kritische Fließgeschwindigkeit u_c des Allersediments kann mit $u_c \approx 0,3$ m/s angesetzt werden, vgl. Ettmer und Dittrich (2009), Ettmer und Hesse (2015), Ettmer et al. (2017).

6.2.4 Schwebstofftransportmessung

Aus den Naturuntersuchungen standen vier Schwebstofftransportmessungen M_s zur Verfügung. Die Messungen wurden am 12.09.2011, 29.09.2011, 02.11.2011 und 16.01.2012 bei etwa Fluss-km 3,5 im Fließquerschnitt der Aller in drei Lotrechten als Vielpunktmessungen (vgl. DVWK 1986) durchgeführt. In jeder Lotrechten wurden Wasserproben in Wassertiefen bei etwa 0,2h, 0,4h und 0,8h mit dem Schwebstoffsammler der Hochschule-Magdeburg Stendal genommen. Der Schwebstoffgehalt wurde in den Wasserproben durch Filtration und anschließendes Auswiegen sowie durch Ermittlung des Glühverlustes ermittelt. Die Auswertung der Proben wurde im Verfahrenstechniklabor der Hochschule Magdeburg durchgeführt. Die zugehörigen Fließgeschwindigkeitsmessungen / Abflussmessungen wurden mit einer magnetisch-induktiven Sonde der Firma OTT HydroMet GmbH durchgeführt. Die Ergebnisse der Schwebstofftransportmessungen sind in tabellarischer Form in **Tab. 6.3** und als grafische Darstellung in **Abb. 6.6** dargestellt. Eine ausführliche Beschreibung der Schwebstofftransportmessungen ist in Reymann (2012) gegeben.

Tab. 6.3: Gemessener Schwebstofftransport M_s

Nr.	Datum	Q [m ³ /s]	M_s [kg/s]
1	12.09.2011	22,6	0,72
2	29.09.2011	13,1	0,05
3	02.11.2011	15,9	0,19
4	16.01.2012	50,0	0,52

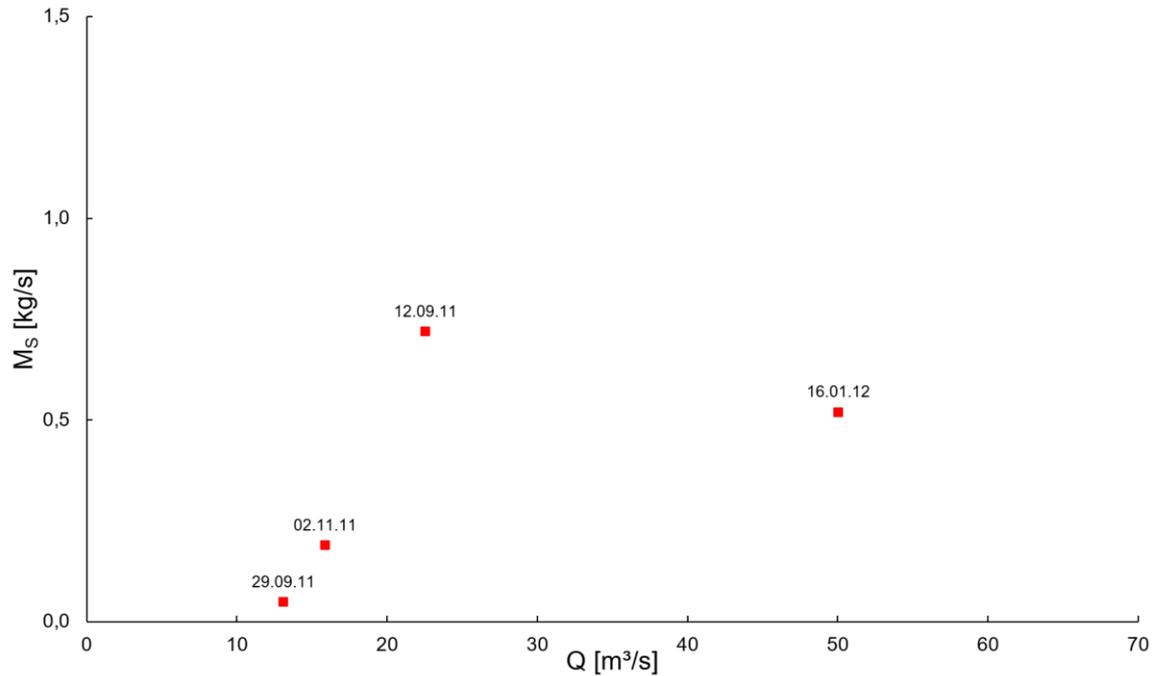


Abb. 6.6: Gemessener Schwebstofftransport M_s in Abhängigkeit vom Abfluss Q

6.3 Computermodell (2d-hn-Modell)

6.3.1 Theoretische Grundlagen

Für die Fließgeschwindigkeitsberechnungen wurde das 2d-hydro-numerische Computermodell „Hydro_AS-2D (Version 4.2)“ von der Firma Hydrotec GmbH verwendet. Das numerische Verfahren der verwendeten Software Hydro_AS-2D löst die zweidimensional-tiefengemittelten Strömungsgleichungen (Flachwassergleichungen), die sich aus der Integration der dreidimensionalen Kontinuitätsgleichung und der Reynolds-gemittelten Navier-Stokes-Gleichungen für inkompressible Fluide über die Wassertiefe ergeben, vgl. **Gl. 6.1** bis **Gl. 6.5**. Für die Berechnungen wird eine hydrostatische Druckverteilung angenommen. In kompakter Vektorform lauten die 2d-Strömungsgleichungen, vgl. Nujic (2006):

$$\frac{\partial w}{\partial t} + \frac{\partial f}{\partial x} + \frac{\partial g}{\partial y} + s = 0 \quad \text{Gl. 6.1}$$

mit:

$$w = \begin{bmatrix} H \\ u_x h \\ v_y h \end{bmatrix} \quad \text{Gl. 6.2}$$

$$f = \begin{bmatrix} u_x h \\ u_x^2 h + 0,5gh^2 - v_k h \frac{\partial u_x}{\partial x} \\ u_x v_y h - v_k h \frac{\partial v_y}{\partial x} \end{bmatrix} \quad \text{Gl. 6.3}$$

$$g = \begin{bmatrix} v_y h \\ u_x v_y h - v_k h \frac{\partial u_x}{\partial y} \\ v_y^2 h + 0,5gh^2 - v_k h \frac{\partial v_y}{\partial y} \end{bmatrix} \quad \text{Gl. 6.4}$$

$$s = \begin{bmatrix} 0 \\ gh(I_{Rx} - I_{Sx}) \\ gh(I_{Ry} - I_{Sy}) \end{bmatrix} \quad \text{Gl. 6.5}$$

mit: x, y = Horizontale Koordinaten, u_x, v_y = Fließgeschwindigkeit in x - und y -Richtung, t = Zeit, g = Fallbeschleunigung, h = (Lokale) Wassertiefe, H = Absoluthöhe des Wasserspiegels mit: $H = h + z$, z = (Lokale) Sohlenhöhe, v_k = Viskositätskoeffizient, I_{Rx}, I_{Ry} = Reibungsgefälle in x - und y -Richtung, I_{Sx}, I_{Sy} = Sohlengefälle in x - und y -Richtung

Über den sogenannten Quell-/Senkenterm S gehen die Sohlenneigung I_S und das Reibungsgefälle I_R ein. Die Sohlenneigung in x - und in y -Richtung ist durch den jeweiligen Gradienten des Sohlenniveaus definiert, vgl. **Gl. 6.6** und **Gl. 6.7**, Nujic (2006).

$$I_{Sx} = -\frac{\partial z}{\partial x} \quad \text{Gl. 6.6}$$

$$I_{Sy} = -\frac{\partial z}{\partial y} \quad \text{Gl. 6.7}$$

Die Rauheiten werden über eine elementweise Definition von Rauheitsbeiwerten nach Manning-Strickler erfasst. Die Berechnung des Gefälles I_R erfolgt nach der Darcy-Weissbach-Gleichung, wobei der hydraulische Radius der Wassertiefe h gleichgesetzt wird, vgl. **Gl. 6.8** und **Gl. 6.9**, Nujic (2006).

$$I_{Rx} = \frac{\lambda u_x |u_x|}{2g4h} \quad (\text{in x-Richtung}) \quad \text{Gl. 6.8}$$

$$I_{Ry} = \frac{\lambda v_y |v_y|}{2g4h} \quad (\text{in y-Richtung}) \quad \text{Gl. 6.9}$$

mit: λ = Widerstandsbeiwert

Die Berechnung des dimensionslosen Widerstandsbeiwertes λ erfolgt über die Zuordnung von Strickler-Beiwerten, wiederum unter der Annahme, dass der hydraulische Radius der Wassertiefe h gleichgesetzt wird, vgl. **Gl. 6.10**.

$$\lambda = 6,34 \frac{2g \left(\frac{1}{k_{St}} \right)^2}{(4h)^{1/3}} \quad \text{Gl. 6.10}$$

mit: k_{St} = Widerstandsbeiwert nach Manning-Strickler

Die mathematische Lösung der tiefengemittelten Strömungsgleichungen erfolgt über die Definition von Randbedingungen. Die oberstromige Randbedingung bildet den Zulauf in das Modell. An der oberstromigen Randbedingung wurde der Abfluss Q [m^3/s] vorgegeben. Seitliche Zuflüsse aus den Nebenflüssen wurden als seitliche Zulaufrandbedingung definiert. An den seitlichen Randbedingungen wurde ebenfalls der Abfluss Q [m^3/s] vorgegeben. Als unterstromige Randbedingung wurde eine Wasserstandabflussbeziehung (W/Q-Beziehung) vorgegeben.

6.3.2 Räumliche Diskretisierung des Modells

Das Modell bildete die Aller zwischen etwa Fluss-km 0,0 bis 7,0 ab. Die Fließstrecke im Modell betrug inklusive Fehlkilometrierung rd. 6 km. Die Modellgrenzen wurden so gewählt, dass Auswirkungen durch die Ein- und Auslaufrandbedingung auf die Berechnungsergebnisse im Modell ausgeschlossen werden konnten. Die Topografie im Untersuchungsgebiet wurde durch Berechnungsgitter aus drei- und viereckigen Elementen nachgebildet. Als Modellgrenzen wurden natürliche Hochufer und Deiche verwendet. Das Berechnungsgitter wurde detailliert an die topografischen Gegebenheiten im Untersuchungsgebiet angepasst. Um die mathematische Stabilität des Verfahrens sicherzustellen, wurden ungünstige Elementgeometrien wie bspw. zu stumpfe oder zu spitze Innenwinkel in den Gitterzellen sowie zu starke Größenunterschiede zwischen benachbarten Gitterzellen vermieden, vgl. Nujic (2006). Unter Beachtung dieser Kriterien wurde für die Allervorländer ein Berechnungsgitter aus Dreieckselementen mit Kantenlängen von ca. 7 m erstellt. Der Flusslauf der Aller wurde durch ein Gitter aus Viereckselementen mit einer mittleren Kantenlänge von ca. 10 m abgebildet. Die Vierecke wurden in Hauptfließrichtung ausgerichtet. Die wesentlichen Eigenschaften des Berechnungsgitters sind in **Tab. 6.4** zusammengefasst.

Tab. 6.4: Eigenschaften des Berechnungsgitters

Modellgebiet	Fließstrecke	Gittereigenschaften
Aller (Fluss-km 0,0 bis 7,0)	6 km	58.850 Elemente <ul style="list-style-type: none">• 6.780 Viereckselemente• 52.070 Dreieckselemente 33.509 Knotenpunkte ~ 1,7 km ²

Abb. 6.7 zeigt die Modellgrenzen des Computermodells im Orthofoto. **Abb. 6.8** zeigt einen Ausschnitt aus dem Berechnungsgitter als Draufsicht mit hinterlegtem Orthofoto zwischen Fluss-km 1,8 bis 2,9.

Schwebstofftransportberechnungen in alluvialen Fließgewässern
 - eine neue Herangehensweise -

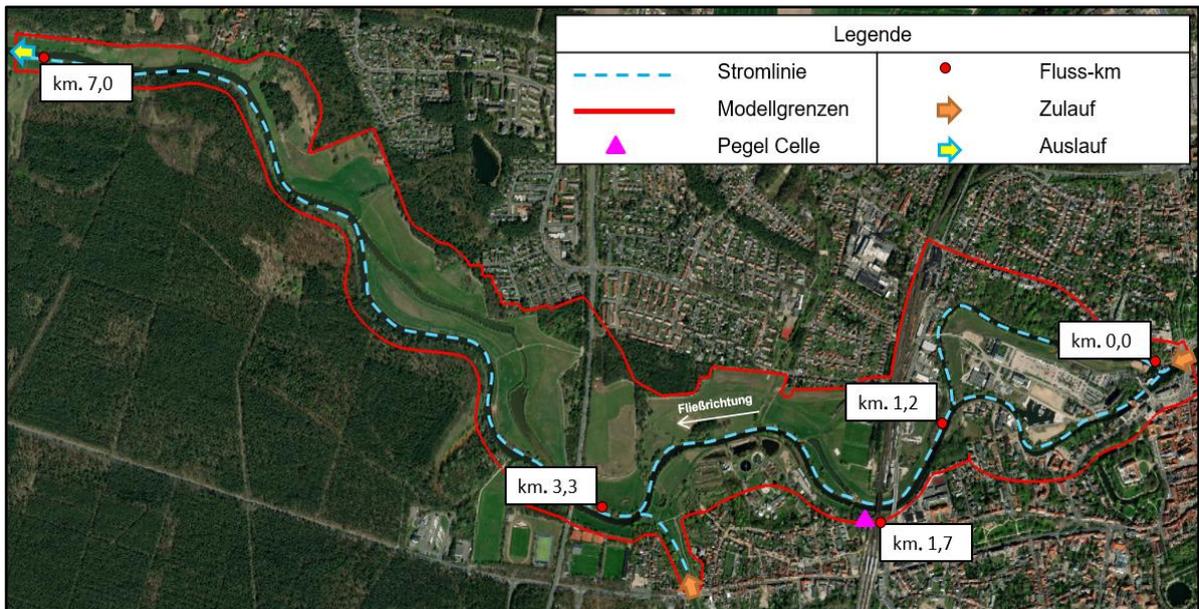


Abb. 6.7: Modellgrenzen im Orthofoto von Fluss-km 0,0 bis 7,0, Luftbild: Esri World Image (2019)

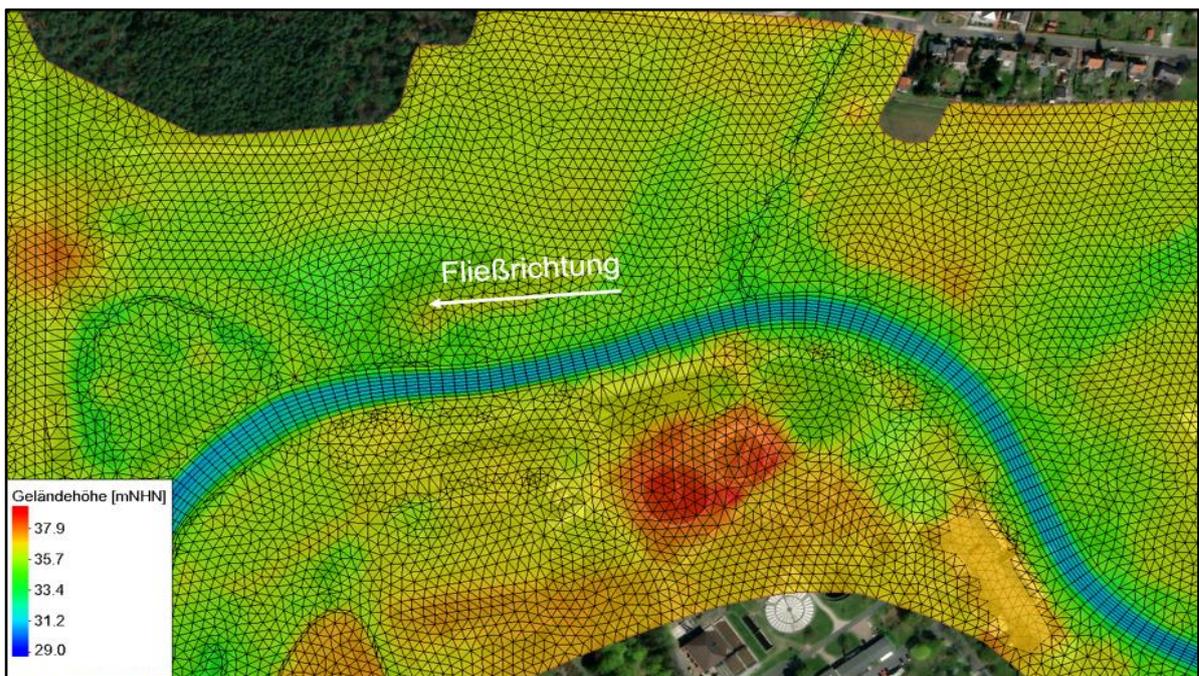


Abb. 6.8: Berechnungsgitter von Fluss-km 1,8 bis 2,9, Luftbild: Esri World Image (2019)

6.3.3 Rauheiten

Die Rauheiten wurden anhand von Ortsbegehungen, durch Orthofotos des Landes Niedersachsen und anhand von Erfahrungswerten abgeleitet und dem Berechnungsgitter lagegenau zugewiesen, vgl. **Abb. 6.9**. Zu erkennen ist, dass mit dem Berechnungsgitter nicht nur eine detaillierte Erfassung der Topographie möglich war, sondern auch die Zuweisung der Rauheitsbeiwerte mit hoher Lagegenauigkeit erfolgen konnte.



Abb. 6.9: Rauheitsflächen im Modell, Fluss-km 1,7 bis 3,7

Die Rauheitsbeiwerte wurden im Rahmen der Kalibrierung des Computermodells in einem physikalisch plausiblen Wertebereich angepasst, bis eine optimierte Übereinstimmung zwischen Wasserspiegellagemessungen und Wasserspiegellagenberechnungen vorlag. Aus der Modellkalibrierung wurden folgende Rauheitsbeiwerte (k_{St}) ermittelt, **Tab. 6.5**.

Tab. 6.5: Kartiereinheiten und zugehörige Rauheitsbeiwerte (k_{St})

Nr.	Kartiereinheiten	k_{St} [$m^{1/3}/s$]
1	Ackerfläche	25
2	Baumgruppen	10
3	Bebauung	30
4	Gewässersohle	38
5	Krautige Vegetation	17
6	Sportplatz	20

Nr.	Kartiereinheiten	$k_{st} [m^{1/3}/s]$
7	Gewässersohle stehender Gewässer	38
8	Ufer der Aller (wasserseitig, untere Uferböschung)	38
9	Ufer der Aller (landseitig, obere Uferböschung)	17
10	Ufer der Fuhse (wasserseitig)	38
11	Wald	10

6.3.4 Modellkalibrierung

Das Modell wurde mit einer Wasserspiegelmessung vom 05.01.2003 bis 07.01.2003 (Hochwasserabfluss) sowie mit einer Wasserspiegelmessung vom 02.05.2011 bis 03.05.2011 (etwa Mittelwasserabfluss) kalibriert. Als Zuflüsse für die Modellkalibrierung wurden die in **Tab. 6.6** aufgeführten Werte verwendet.

Tab. 6.6: Abflüsse und Wasserstände am Pegel Celle (Fluss-km 1,7)

Datum der Wasserspiegelmessung	Q [m ³ /s]
05.01.2003 bis 07.01.2003 (Hochwasser 2003)	210
02.05.2011 und 03.05.2011 (etwa Mittelwasserabfluss)	20,6

Die Ergebnisse der Modellkalibrierung für das Modell sind in **Abb. 6.10** für Mittelwasser- und Hochwasserabfluss dargestellt. Die berechneten Wasserspiegellagen sind als blaue Linie und die gemessenen Wasserspiegellagen als rote Linie abgebildet. Außerdem ist die Modellsohle als schwarze Linie dargestellt. Der Vergleich zwischen den gemessenen und den berechneten Wasserspiegellagen zeigt eine hohe Übereinstimmung, die maximalen Abweichungen zwischen Messung und Berechnung betragen bei Mittelwasser und Hochwasser ± 5 cm.

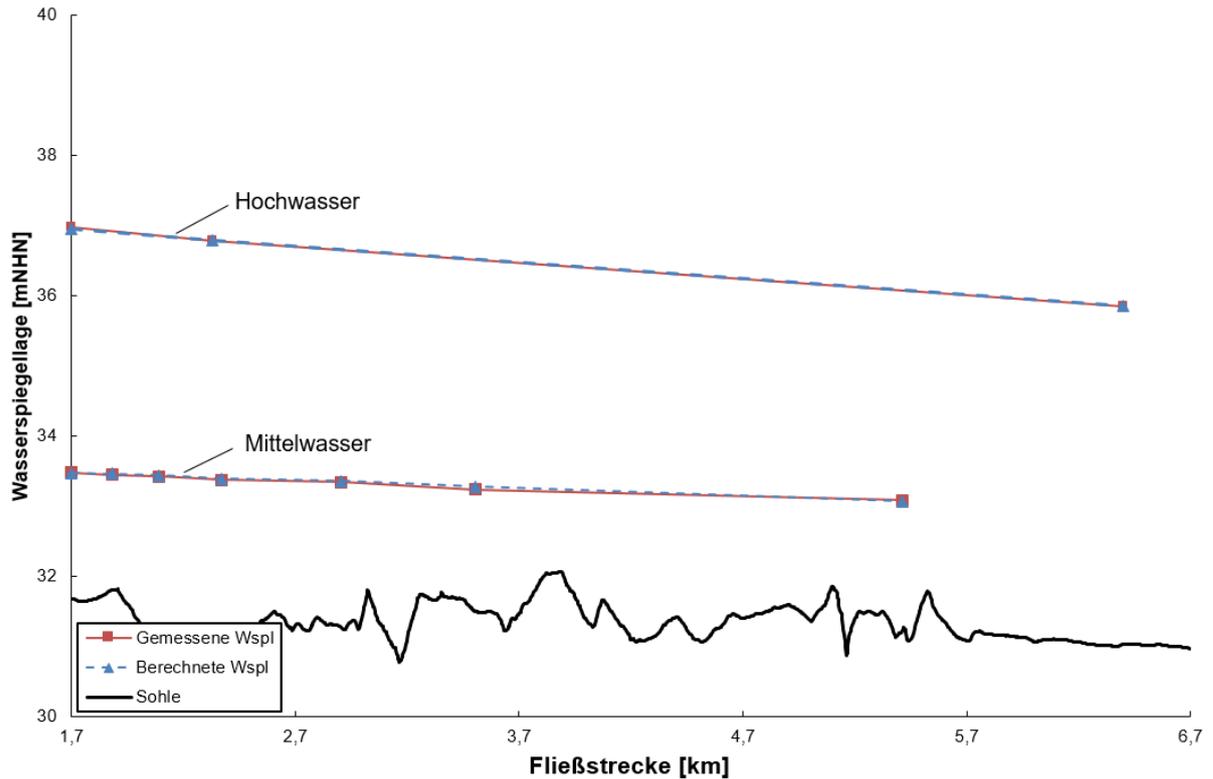


Abb. 6.10: Ergebnisse der Modellkalibrierung

6.3.5 Modellvalidierung

Das Modell wurde zudem mit Wasserspiegelmessungen vom 16.01.2012, 25.06.2013 und 24.07.2014 validiert. Ziel der Validierung war es, die Qualität der Kalibrierung einzuschätzen. Bei der Validierung wurden – im Gegensatz zur Kalibrierung – gemessene und berechnete Wasserspiegellagen verglichen, ohne dass die kalibrierten Rauheiten weiter angepasst wurden. Als Zuflüsse wurden die in **Tab. 6.7** aufgeführten Abflüsse verwendet.

Tab. 6.7: Abflüsse der Modellvalidierung am Pegel Celle

Datum der Wasserspiegelmessung	Q [m³/s]
16.01.2012 (Mittelwasser- bis bordvoller Abfluss)	46,0
25.06.2013 (etwa Mittelwasserabfluss)	26,0
24.07.2014 (etwa Niedrigwasserabfluss)	10,8

Die Ergebnisse der Modellvalidierung sind grafisch in **Abb. 6.11** in Wasserspiegellängsschnitten dargestellt. Die berechneten Wasserspiegellagen sind als grüne Linie, die gemessenen Wasserspiegellagen als rote Linie abgebildet. Zudem ist die Modellsohle als schwarze Linie dargestellt. Für die Modellvalidierung ergaben die gemessenen und berechneten Wasserspiegellagen eine nahezu exakte Übereinstimmung. Die maximalen Abweichungen zwischen Messung und Berechnung betragen ± 8 cm.

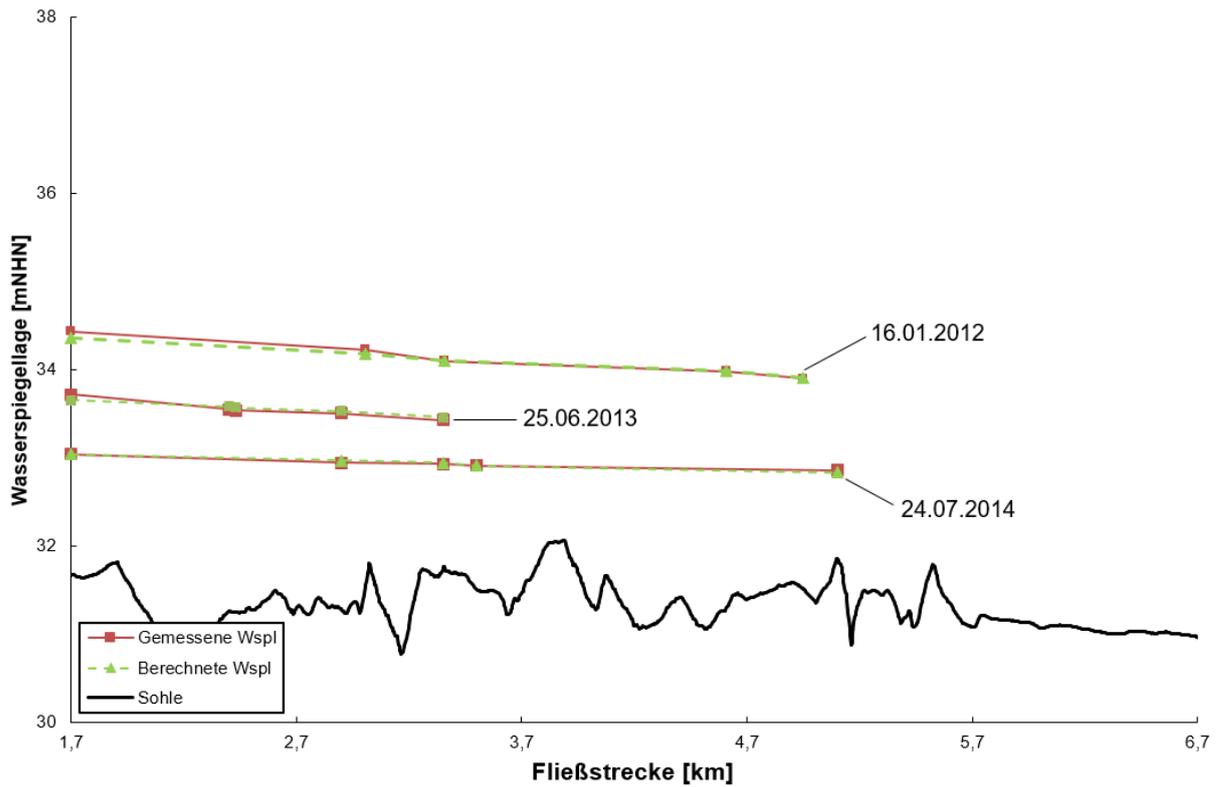


Abb. 6.11: Ergebnisse der Modellvalidierung

6.4 Untersuchungsprogramm

Das Untersuchungsprogramm umfasste:

a) Hydraulische Berechnungen (u/u_c -Verhältnisse)

Die hydraulischen Berechnungen zielten darauf ab, die u/u_c -Verhältnisse in der Aller einzuschätzen. Diese umfassten Fließgeschwindigkeitsberechnungen mit den Abflüssen Q aus **Tab. 6.2**. Die Abflüsse Q wurden für die Fließgeschwindigkeitsberechnungen mit dem Computermodell nachgerechnet. Die Berechnungen wurden stationär durchgeführt.

b) Geschiebetransportberechnungen

Die Geschiebetransportberechnungen zielten darauf ab, die Geschiebetransportrate q_G aus den Echolotpeilungen rechnerisch zu bestimmen. Hierfür wurden die berechneten Sohlenlängsprofilpeilungen verwendet.

c) Schwebstofftransportberechnungen

Die Schwebstofftransportberechnungen zielten darauf ab, die Schwebstofftransportrate q_S mit dem hergeleiteten Schwebstofftransportansatz zu berechnen. Hierfür wurden die berechneten u/u_c -Verhältnisse (a) und die berechneten Geschiebetransportraten q_G (b) verwendet. Die Schwebstofftransportrate q_S war die zu ermittelnde Zielgröße.

6.5 Ergebnisse

6.5.1 Hydraulische Berechnungen (u/u_c -Verhältnisse)

In **Abb. 6.12** sind die Berechnungsergebnisse zur Fließgeschwindigkeit als Längsprofile im Fließquerschnitt der Aller in Hauptfließrichtung zwischen Fluss-km 1,2 bis 5,2 dargestellt.

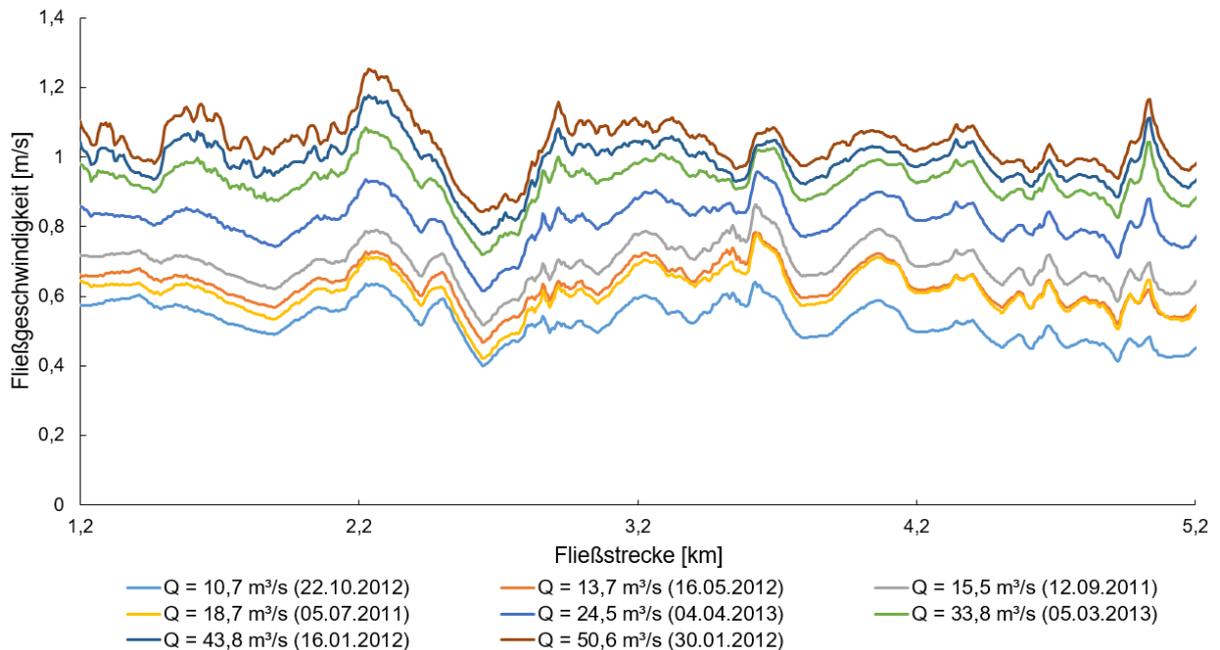


Abb. 6.12: Berechnete Fließgeschwindigkeiten zwischen Fluss-km 1,2 bis 5,2

Aus der Abbildung wird ersichtlich, dass die Fließgeschwindigkeiten in der Aller entlang der Fließstrecke sowie in Abhängigkeit vom Abfluss variierten. Die niedrigsten Fließgeschwindigkeiten wurden für den niedrigsten Abfluss bei $Q = 10,7 \text{ m}^3/\text{s}$ berechnet. Die Fließgeschwindigkeiten variierten bei diesem Abfluss entlang der Fließstrecke zwischen $0,4 \text{ m/s}$ und $0,6 \text{ m/s}$. Mit steigendem Abfluss nahm die Fließgeschwindigkeit zu, was sich am höheren Verlauf der Fließgeschwindigkeitslängsprofile erkennen lässt. Die höchsten Fließgeschwindigkeiten wurden für den höchsten Abfluss bei $Q = 50,6 \text{ m}^3/\text{s}$ berechnet. Die Fließgeschwindigkeiten variierten hier entlang der Fließstrecke zwischen $0,8$ und $1,2 \text{ m/s}$.

Um die u/u_c -Verhältnisse für die jeweiligen Abflüsse zu bestimmen, wurden die Fließgeschwindigkeiten im Flussschlauch über die Fließstrecke gemittelt. Die kritische Fließgeschwindigkeit wurde mit $u_c = 0,3 \text{ m/s}$ angesetzt, vgl. Kap 6.2.3. Die berechneten Fließgeschwindigkeiten u und die berechneten u/u_c -Verhältnisse sind in **Tab. 6.8** zusammengefasst.

Schwebstofftransportberechnungen in alluvialen Fließgewässern
- eine neue Herangehensweise -

Tab. 6.8: Fließgeschwindigkeiten u und u/u_c -Verhältnisse

Q [m ³ /s]	u [m/s]	u/u _c [1]
10,1	0,52	1,7
13,7	0,62	2,1
15,5	0,68	2,3
18,7	0,74	2,5
24,5	0,80	2,7
33,8	0,91	3,1
43,8	0,96	3,2
50,6	1,01	3,4

In **Abb. 6.13** ist das Verhältnis u/u_c in Abhängigkeit vom Abfluss Q dargestellt.

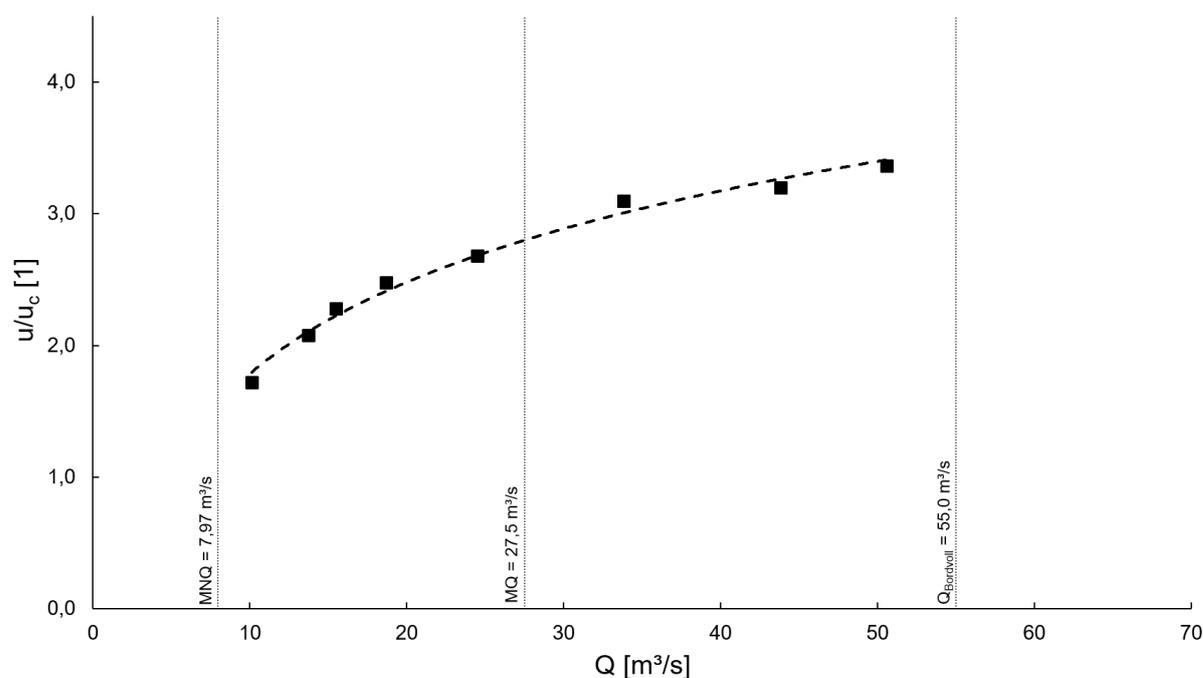


Abb. 6.13: Verhältnisse u/u_c in Abhängigkeit vom Abfluss Q

Aus **Abb. 6.13** geht hervor, dass das Verhältnis u/u_c mit steigendem Abfluss Q einen ansteigenden Verlauf aufwies, der sich mit zunehmendem Abfluss abflachte. Das niedrigste u/u_c -Verhältnis wurde im Bereich des mittleren Niedrigwasserabflusses (MNQ) bei $Q = 10,1 \text{ m}^3/\text{s}$ mit $u/u_c = \text{rd. } 1,7$ berechnet. Dieses entsprach dem niedrigsten Abfluss, der mit dem Computermodell nachgerechnet wurde. Das höchste u/u_c -Verhältnis wurde für $Q = 50,6 \text{ m}^3/\text{s}$ mit $u/u_c = \text{rd. } 3,4$ berechnet. Der Abfluss lag im Bereich des bordvollen Abflusses (Q_{Bordvoll}) und entsprach dem höchsten nachgerechneten Abfluss.

6.5.2 Geschiebetransportberechnung

Für die Geschiebetransportberechnungen wurde die Standardabweichung der Sohlenoberfläche σ_z und die Fortschrittgeschwindigkeit der Dünensohle u_D aus den Sohlenlängsprofilen berechnet.

Dazu wurde zunächst das Sohlenlängsgefälle aus den Sohlenprofilen entfernt und die Profile um den Mittelwert normiert, um die Vergleichbarkeit der Messdaten zu gewährleisten, vgl. **Abb. 6.14**. Das Gefälle wurde dazu über eine lineare Ausgleichsfunktion berechnet. Das Sohlengefälle variierte in den Einzelmessungen zwischen 0,05‰ und 0,1‰ und entsprach dem typischen Gefälle sandiger Flachlandflüsse, vgl. z. B. Patt et al. (2009). Mit der Software „HumViewer“ wurde zudem die Länge der Profile und der Abstand zwischen den Messpunkten normiert. Im Endergebnis lagen standardisierte Längsprofile mit einer Länge von rd. 4 km und einem Punktabstand von 0,1 m vor.

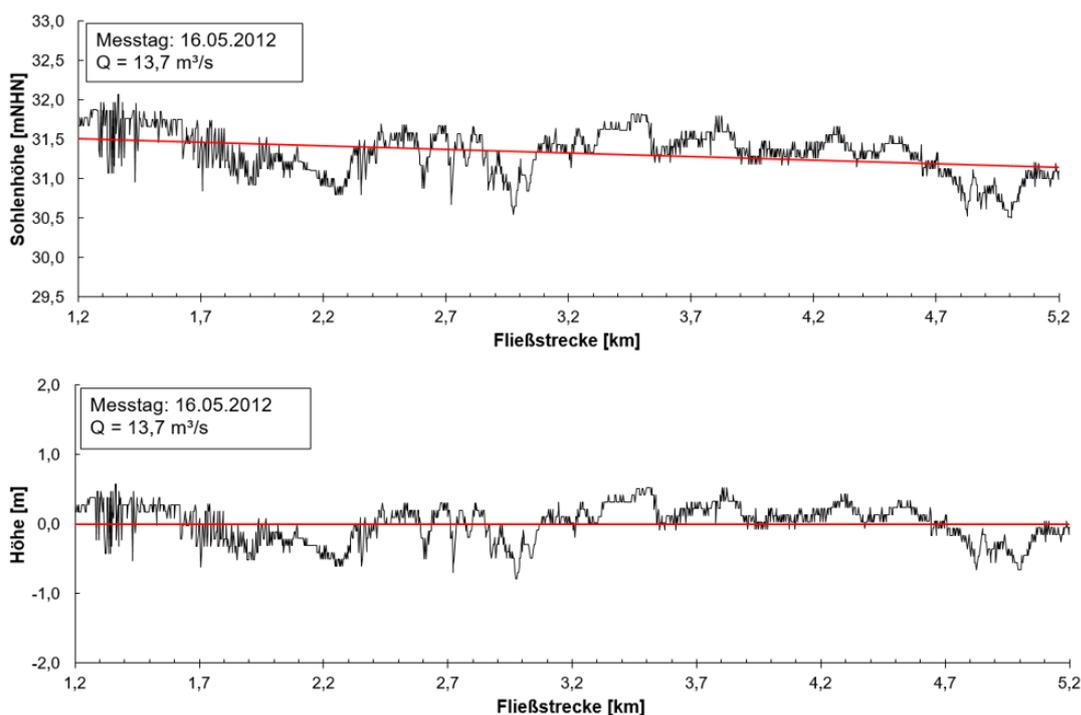


Abb. 6.14: Sohlenlängsprofil mit (oben) und ohne (unten) Längsgefälle, Trendlinie in rot

Standardabweichung σ_z :

Die Standardabweichung σ_z wurde mit **Gl. 2.18** aus den gefällebereinigten und standardisierten Längsprofilen berechnet:

$$\sigma_z = \sqrt{\frac{1}{n-1} \sum_{i=1}^n (z_i - \mu)^2} \quad [\text{m}]$$

vgl. Gl. 2.18

Die berechneten Standardabweichungen sind in **Tab. 6.9** zusammengefasst.

Tab. 6.9: Berechnete Standardabweichungen σ_z

Q [m³/s]	σ_z [m]
10,1	0,21
13,7	0,27
15,5	0,32
18,7	0,19
24,5	0,22
33,8	0,24
43,8	0,39
50,6	0,43

Abb. 6.15 zeigt zudem eine grafische Darstellung der berechneten Standardabweichungen σ_z in Abhängigkeit vom Abfluss Q.

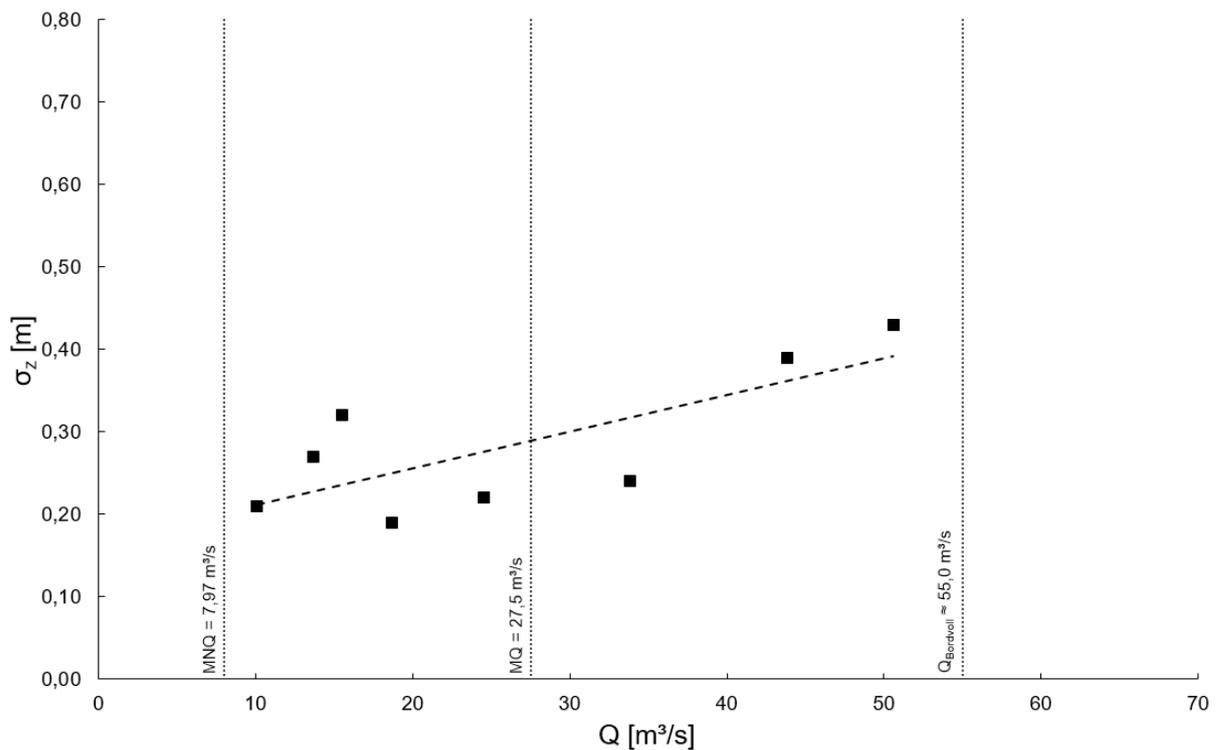


Abb. 6.15: Standardabweichung σ_z in Abhängigkeit vom Abfluss Q

In **Abb. 6.15** ist zu erkennen, dass im Abflussbereich zwischen MNQ bis MQ tendenziell niedrigere Standardabweichungen σ_z berechnet wurden als im Bereich zwischen MQ bis Q_{Bordvoll} . Zwischen MNQ bis MQ betrug $\sigma_z = \text{rd. } 0,2$ bis $\text{rd. } 0,3$ m, im Bereich MQ bis Q_{Bordvoll} betrug $\sigma_z = \text{rd. } 0,2$ bis $\text{rd. } 0,4$ m.

Fortschrittgeschwindigkeit der Dünensohle u_D :

Um die Fortschrittgeschwindigkeit der Dünensohle u_D zu berechnen, wurde die Methode der Kreuzkorrelationsanalyse auf die Sohlenlängsprofile angewendet, vgl. Kap 2.3.1. Dazu wurden die Sohlenlängsprofile, bei denen vergleichbare Abflussverhältnisse vorlagen, paarweise ausgewertet, vgl. Kap. 6.2.2. Insgesamt konnten vier Profilpaare (1-2), (3-4), (5-6), (7-8) gebildet werden.

Mit der Kreuzkorrelationsanalyse wurde zunächst die Wegstrecke Δx berechnet, mit dem sich die Dünensohle zwischen den Messzeitpunkten fortbewegt hatte. Dazu wurden die Längsprofile räumlich gegeneinander verschoben und der Korrelationskoeffizient r berechnet. Der Verschiebungsabstand Δx , bei dem der Korrelationskoeffizient das Maximum r_{max} erreichte, wurde als die Wegstrecke interpretiert, die die Dünen zwischen den Messzeitpunkten im Zeitintervall Δt zurückgelegt hatten. Das Zeitintervall Δt wurde als der zeitliche Abstand zwischen den Messtagen angesetzt. Mit der Wegstrecke Δx und dem Zeitintervall Δt wurde die Fortschrittgeschwindigkeit der Dünensohle $u_D (= \Delta x / \Delta t)$ berechnet. Die berechneten Fortschrittgeschwindigkeiten u_D sind in **Tab. 6.10** zusammengefasst.

Tab. 6.10: Fortschrittgeschwindigkeiten u_D

Q [m³/s]	u_D [m/d]
10,1	1,8
13,7	
15,5	0,9
18,7	
24,5	1,5
33,8	
43,8	2,3
50,6	

Abb. 6.16 zeigt die berechneten Fortschrittgeschwindigkeiten u_D in Abhängigkeit vom Abfluss Q als grafische Darstellung.

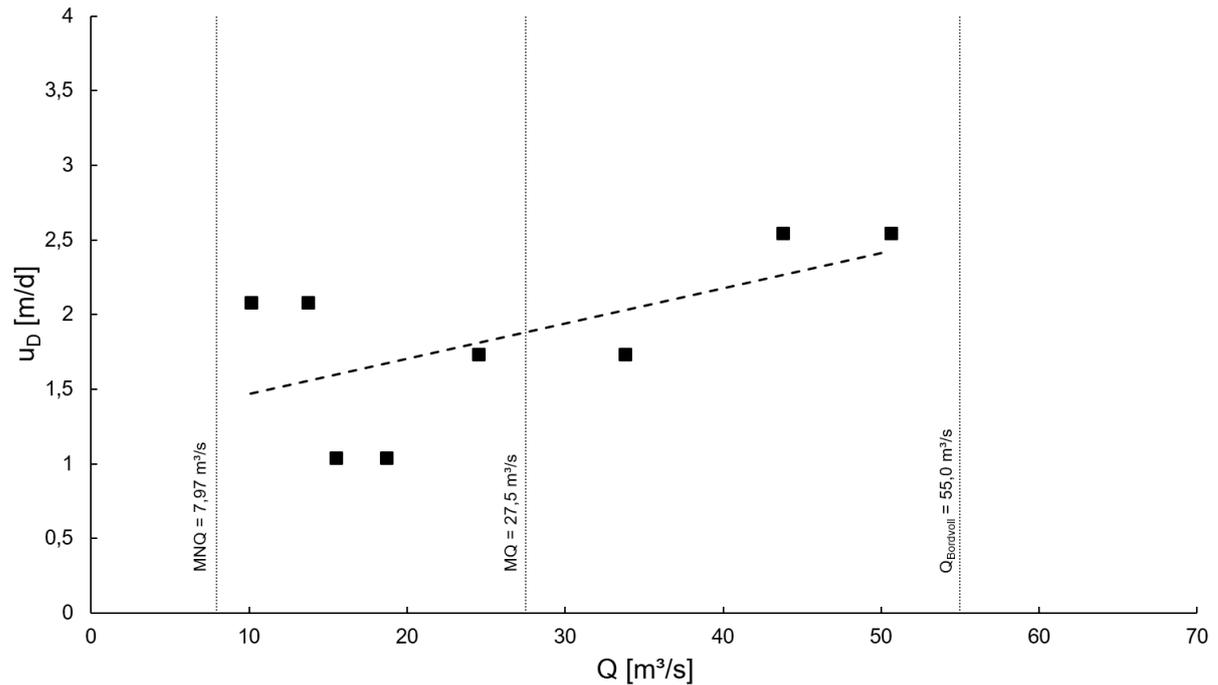


Abb. 6.16: Fortschrittgeschwindigkeit u_D in Abhängigkeit vom Abfluss Q

In **Abb. 6.16** ist zu erkennen, dass im Abflussbereich zwischen MNQ bis MQ eine niedrigere Fortschrittgeschwindigkeit u_D berechnet wurden als im Bereich zwischen MQ bis Q_{Bordvoll} . Die niedrigste Fortschrittgeschwindigkeit wurde mit $u_D = 0,9$ m/d berechnet. Die höchste Fortschrittgeschwindigkeit betrug $u_D = 2,3$ m/d.

Geschiebetransportrate q_G :

Die Geschiebetransportrate q_G wurde mit **Gl. 2.18** berechnet:

$$q_G = \alpha \cdot \sigma_z \cdot u_s \left[\frac{\text{m}^3}{(\text{s} \cdot \text{m})} \right]$$

vgl. **Gl. 2.18**

Dazu wurden die aus den Sohlenpeilungen berechneten Standardabweichungen σ_z (vgl. **Tab. 6.9**) und die berechneten Fortschrittgeschwindigkeiten u_D (vgl. **Tab. 6.10**) verwendet. Der Parameter α wurde mit $\alpha = \text{rd. } 1$ angesetzt, vgl. Kap. 5.2.1. Die berechneten Geschiebetransportraten q_G sind in **Tab. 6.11** zusammengefasst.

Tab. 6.11: Berechnete Geschiebetransportraten q_G

Q [m ³ /s]	q_G [m ³ /(d·m)]
10,1	0,39
13,7	0,51
15,5	0,30
18,7	0,18
24,5	0,34
33,8	0,37
43,8	0,89
50,6	0,99

Abb. 6.17 zeigt die Geschiebetransportraten q_G in Abhängigkeit vom Abfluss Q.

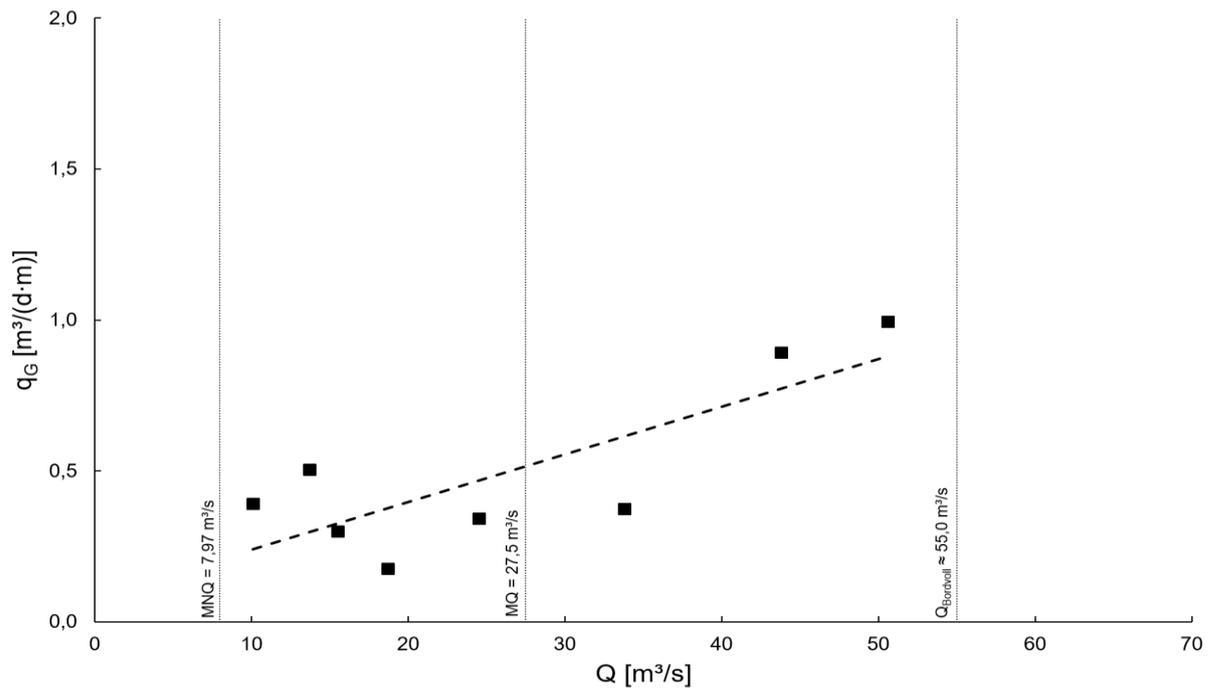


Abb. 6.17: Geschiebetransportrate q_G in Abhängigkeit vom Abfluss Q

Aus der **Abb. 6.17** wird ersichtlich, dass bei niedrigen Abflüssen im Bereich MNQ bis MQ tendenziell niedrigere Geschiebetransportraten q_G berechnet wurden, als bei höheren Abflüssen zwischen MQ und Q_{Bordvoll} . Die niedrigste Geschiebetransportrate wurde für den Abfluss $Q = 18,7 \text{ m}^3/\text{s}$ mit $q_G = \text{rd. } 0,18 \text{ m}^3/(\text{d}\cdot\text{m})$, die höchste Geschiebetransportrate wurde für $Q = 50,6 \text{ m}^3/\text{s}$ mit $q_G = \text{rd. } 0,99 \text{ m}^3/(\text{d}\cdot\text{m})$ berechnet.

6.5.3 Schwebstofftransportberechnung

Die Schwebstofftransportrate q_s wurde mit **Gl. 5.11** und **Gl. 5.12** berechnet:

$$q_s = 0 = \text{konst.} \left[\frac{\text{m}^3}{(\text{s} \cdot \text{m})} \right] \quad \text{rd. 1} < \frac{u}{u_c} < \text{rd. 2,1} \quad \text{vgl. Gl. 5.11}$$

$$q_s = q_G \cdot \left(\frac{1}{9} \cdot e^{(u/u_c)} - 1 \right) \left[\frac{\text{m}^3}{(\text{s} \cdot \text{m})} \right] \quad \text{rd. 2,1} < \frac{u}{u_c} < \text{rd. 6} \quad \text{vgl. Gl. 5.12}$$

Für die Berechnung wurden die u/u_c -Verhältnisse aus **Tab. 6.8** und die Geschiebetransportraten q_G aus **Tab. 6.11** verwendet. Die berechneten Schwebstofftransportraten q_s sind in **Tab. 6.12** zusammengefasst.

Tab. 6.12: Schwebstofftransportraten q_s

Q [m³/s]	q_s [m³/(d·m)]
10,1	0
13,7	0
15,5	0,05
18,7	0,11
24,5	0,39
33,8	1,02
43,8	2,85
50,6	4,09

Um die berechneten Schwebstofftransportraten q_s zu verifizieren, wurden diese mit dem gemessenen Schwebstofftransport M_s verglichen, vgl. Kap. 6.2.4. Für den Vergleich mussten die berechneten Schwebstofftransportraten q_s zunächst in den Schwebstofftransport M_s umgerechnet werden. Dazu wurden die Schwebstofftransportraten q_s zunächst vom volumetrischen Transport je Tag und Meter Breite [m³/(d·m)] in den volumetrischen Transport je Sekunde und Meter Breite [m³/(s·m)] umgerechnet. Die Umrechnung der Schwebstofftransportrate q_s in den Schwebstofftransport M_s erfolgte dann über die Lagerungsdichte $\rho_{s,L}$ und die Gewässerbreite b :

$$M_s = q_s \cdot \rho_{s,L} \cdot b \left[\frac{\text{kg}}{\text{s}} \right] \quad \text{Gl. 6.11}$$

Schwebstofftransportberechnungen in alluvialen Fließgewässern
- eine neue Herangehensweise -

Die Lagerungsdichte wurde mit $\rho_{S,L} = 1850 \text{ kg/m}^3$ angenommen, vgl. Zanke (2013). Die Gewässerbreite wurde als mittlere Breite mit $b = 23 \text{ m}$ angenommen, vgl. Kap. 6.1. Die berechneten Werte sind in **Tab. 6.13** zusammengefasst.

Tab. 6.13: Schwebstofftransport $M_{S,Rechnung}$

Q [m³/s]	$M_{S,Rechnung}$ [kg/s]
10,1	0
13,7	0
15,5	0,01
18,7	0,03
24,5	0,10
33,8	0,27
43,8	0,76
50,6	1,09

Um den berechneten Schwebstofftransport $M_{S,Rechnung}$ und den gemessenen Schwebstofftransport $M_{S,Messung}$ zu vergleichen, wurden die Ergebnisse in Abhängigkeit vom Abfluss Q aufgetragen. Der Abfluss Q wurde auf der Abszisse, der Schwebstofftransport M_S auf der Ordinate aufgetragen. **Abb. 6.18** zeigt die vergleichende Darstellung.

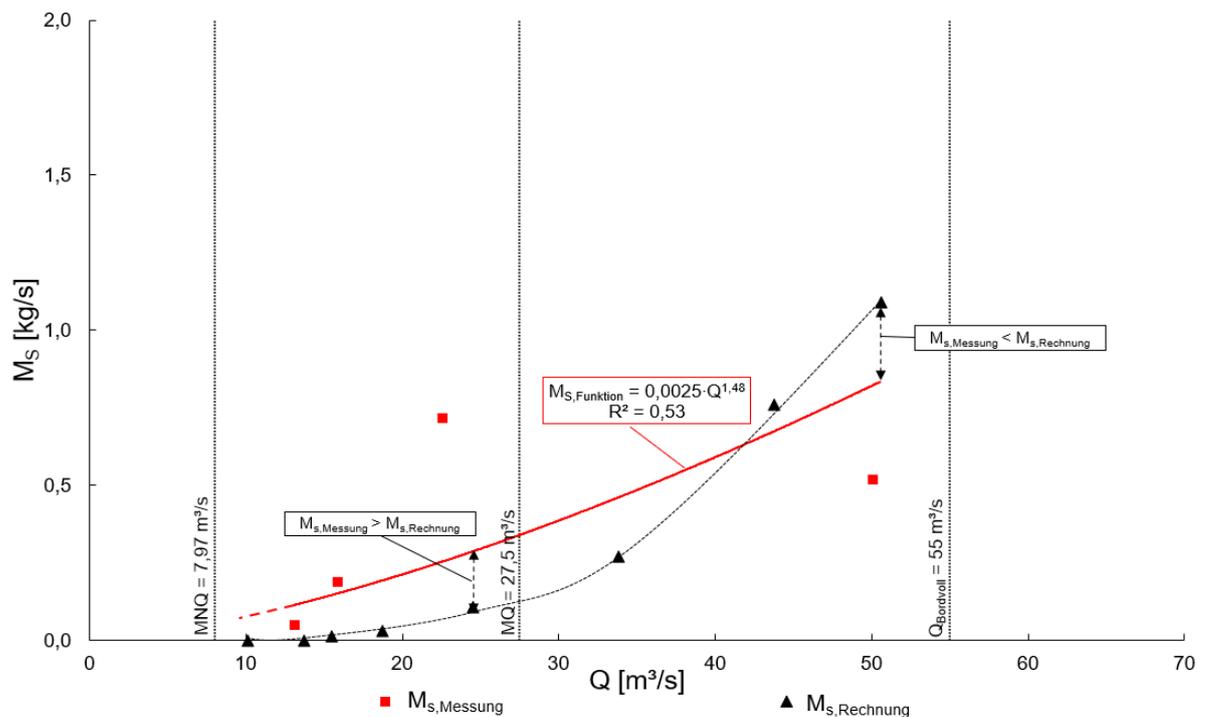


Abb. 6.18: Vergleich $M_{S,Rechnung}$ und $M_{S,Messung}$ in Abhängigkeit vom Abfluss Q

Aus **Abb. 6.18** wird deutlich, dass der berechnete Schwebstofftransport $M_{S,Rechnung}$ mit ansteigendem Abfluss zunahm, was sich am ansteigenden Verlauf der Werte erkennen lässt. Bis $Q = 13,7 \text{ m}^3/\text{s}$ betrug der berechnete Schwebstofftransport $M_{S,Rechnung} = 0 \text{ kg/s}$, d.h. rechnerisch lag bis zu diesem Abfluss kein Schwebstofftransport vor. Der höchste berechnete Schwebstofftransport betrug $M_{S,Rechnung} = 1,09 \text{ kg/s}$ und wurde für $Q = 50,6 \text{ m}^3/\text{s}$ berechnet.

Um den berechneten Schwebstofftransport $M_{S,Rechnung}$ mit dem gemessenen Schwebstofftransport $M_{S,Messung}$ vergleichen zu können, wurde für die Messwerte in Abhängigkeit vom Abfluss Q eine Ausgleichsfunktion berechnet. Als Ausgleichsfunktion für den Zusammenhang $M_{S,Messung} = f(Q)$ eignen sich nach z. B. Pitlick und Cress (2000), Bechteler (2006), Garcia (2008), Joshi und Xi (2017) Potenzfunktionen. Die Ausgleichsfunktion wurde mittels Regressionsanalyse berechnet und hat die folgende Form:

$$M_{S,Funktion} = 0,0025 \cdot Q^{1,48} \left[\frac{\text{kg}}{\text{s}} \right] \quad \text{Gl. 6.12}$$

Das Bestimmtheitsmaß betrug $R^2 = 0,53$. Damit liegt nach dem Bewertungsmaßstab von „Chaddock“ (vgl. Maniak 2016) für den gewählten Funktionstyp ein deutlicher statistischer Zusammenhang zwischen dem gemessenen Schwebstofftransport M_S und dem Abfluss Q vor. Der Verlauf der Ausgleichsfunktion ist in **Abb. 6.18** als rote Linie dargestellt.

Der Vergleich zwischen dem berechneten Schwebstofftransport $M_{S,Rechnung}$ mit der Ausgleichsfunktion zeigt, dass dieser im Bereich zwischen MNQ und MQ zunächst unterhalb der Ausgleichsfunktion lag. Im Bereich zwischen MQ und $Q_{Bordvoll}$ kehrte sich dieses Verhältnis um, hier lag der berechnete Schwebstofftransport teilweise über dem gemessenen Schwebstofftransport. Ein direkter Vergleich zwischen dem berechneten Schwebstofftransport $M_{S,Rechnung}$ zu den Werten der Ausgleichsfunktion $M_{S,Funktion}$ ist in **Tab. 6.14** gegenübergestellt.

Tab. 6.14: Vergleich Schwebstofftransport $M_{S,Rechnung}$ und $M_{S,Funktion}$

Q [m³/s]	$M_{S,Rechnung}$ [kg/s]	$M_{S,Funktion}$ [kg/s]
10,1	0	0,08
13,7	0	0,12
15,5	0,01	0,14
18,7	0,03	0,19
24,5	0,10	0,28
33,8	0,27	0,46
43,8	0,76	0,67
50,6	1,09	0,83

Aus **Tab. 6.14** wird ersichtlich, dass für die Abflüsse $Q = 10,1 \text{ m}^3/\text{s}$ und $13,7 \text{ m}^3/\text{s}$ der berechnete Schwebstofftransport $M_{S,Rechnung} = 0 \text{ kg/s}$ betrug. Der Wert der Ausgleichsfunktion betrug bei diesem Abfluss $M_{S,Funktion} = 0,08 \text{ kg/s}$ und $0,12 \text{ kg/s}$. Für die Abflüsse $Q = 15,5 \text{ m}^3/\text{s}$ und $18,7 \text{ m}^3/\text{s}$ betrug der berechnete Schwebstofftransport $M_{S,Rechnung} = 0,01 \text{ kg/s}$ und $0,03 \text{ kg/s}$ und der Wert $M_{S,Funktion} = 0,14 \text{ kg/s}$ und $0,19 \text{ kg/s}$. Damit wichen die berechneten Werte rd. 1440 % bzw. rd. 636 % vom Funktionswert ab. Für die Abflüsse $Q = 24,5 \text{ m}^3/\text{s}$ und $33,8 \text{ m}^3/\text{s}$ betrug $M_{S,Rechnung} = 0,10 \text{ kg/s}$ und $0,27 \text{ kg/s}$ und $M_{S,Funktion} = 0,28 \text{ kg/s}$ bis $0,46 \text{ kg/s}$, was einer Abweichung von rd. 284 % und rd. 170 % entsprach. Und für die Abflüsse $Q = 43,8 \text{ m}^3/\text{s}$ und $50,6 \text{ m}^3/\text{s}$ betrug $M_{S,Rechnung} = 0,76 \text{ kg/s}$ und $1,09 \text{ kg/s}$ und $M_{S,Funktion} = 0,67 \text{ kg/s}$ und $0,83 \text{ kg/s}$. Hier betrug die Abweichung rd. 88 % bzw. rd. 76 %.

Um die Berechnungsergebnisse mit den Ergebnissen aus bestehenden Schwebstofftransportansätzen zu vergleichen, wurde der Schwebstofftransport im Fluss Aller mit den Ansätzen von Engelund und Fredsoe (1976), Zanke (1982), van Rijn (1984c) und van Rijn (2007b) berechnet. Die Ansätze von Engelund und Fredsoe (1976) und Zanke (1982) setzten Kenntnisse zur Sohlenschubspannungsgeschwindigkeit u_o^* sowie zur Sinkgeschwindigkeit w des Sohlenmaterials voraus. Die Sohlenschubspannungsgeschwindigkeit u_o^* wurde mit dem 2d-hn-Modell ermittelt. Die Vorgehensweise erfolgte analog zur Auswertung der Fließgeschwindigkeit u , vgl. Kap. 6.5.1. Die Sinkgeschwindigkeit wurde mit dem Berechnungsansatz von Zanke (1982) eingeschätzt:

$$w = \frac{1}{9 \cdot d} \left(\sqrt{1 + 1,57 \cdot 10^5 \cdot d^3} - 1 \right) \left[\frac{\text{m}}{\text{s}} \right] \quad \text{Gl. 6.13}$$

wobei für den Korndurchmesser d der Korndurchmesser d_{50} angesetzt wurde. Die Berechnungsergebnisse sind zusammen mit den Ergebnissen aus dieser Arbeit in **Abb. 6.19** dargestellt.

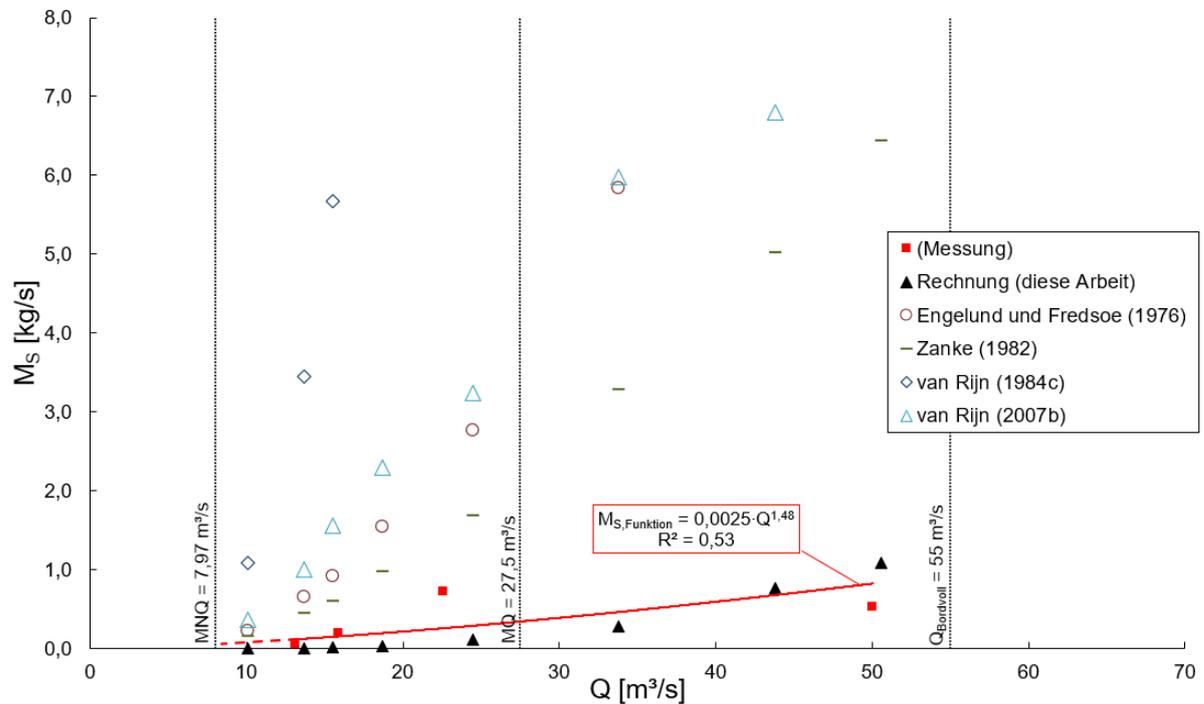


Abb. 6.19: Vergleich der Berechnungsergebnisse von verschiedenen Schwebstofftransportansätzen

Die in **Abb. 6.19** dargestellten Ergebnisse der Schwebstofftransportberechnungen zeigen, dass die verwendeten Ansätze den tatsächlichen Schwebstofftransport im Fluss Aller systematisch überschätzten und z. B. im Bereich der höchsten untersuchten Abflüsse etwa um den Faktor 4 bis 6 über den gemessenen Werten lagen. Im Gegensatz dazu lieferte der im Rahmen dieser Arbeit entwickelte Schwebstofftransportansatz deutlich bessere Ergebnisse, die eine vergleichsweise hohe Übereinstimmung mit den Messungen aufwiesen.

Da für die bisher durchgeführten Vergleiche zwischen Messung und Berechnung nur vier Schwebstoffmesswerte für die Regressionsberechnung vorlagen, wurden für die weitere Verifikation zudem Schwebstofftransportmessungen am Allerpegel Marklendorf herangezogen. Der Pegel Marklendorf liegt im Unterstrom des Untersuchungsgebiets bei Fluss-km 75,9. Das Einzugsgebiet des Pegels beträgt $A_{E,O} = 7.209 \text{ km}^2$. Die Messdaten wurden durch die Bundesanstalt für Gewässerkunde in Koblenz (BfG) bereitgestellt und standen als Tageswerte $M_{S,Messung} [\text{kg/s}]$ für die Zeitreihe 1970 bis 2015 zur Verfügung. Die Schwebstoffmessungen am Pegel Marklendorf werden als Einzelmessungen durch Entnahme oberflächennaher 5l-Schöpfproben erhoben, vgl. DGJ-WE (2015).

Um den berechneten Schwebstofftransport mit dem gemessenen Schwebstofftransport am Allerpegel Marklendorf vergleichen zu können, wurden die Berechnungsergebnisse mit den zugehörigen Abflüssen aus dem Einzugsgebiet am Pegel Celle auf das Einzugsgebiet am Pegel Marklendorf umgerechnet. Die Umrechnung erfolgte über einen Einzugsgebietsfaktor $A_{E,O,rel}$, der die unterschiedlichen Größenverhältnisse der Einzugsgebiete erfasste:

$$A_{E,O,rel} = \frac{A_{E,O}(\text{Pegel Marklendorf})}{A_{E,O}(\text{Pegel Celle})} \quad [1] \quad \text{Gl. 6.14}$$

In **Abb. 6.20** ist der berechnete Schwebstofftransport $M_{S,Berechnung}$ zusammen mit dem gemessenen Schwebstofftransport $M_{S,Messung}$ in Abhängigkeit vom Abfluss Q am Pegel Marklendorf dargestellt. Der Abfluss Q wurde auf der Abszisse, der Schwebstofftransport M_S auf der Ordinate aufgetragen.

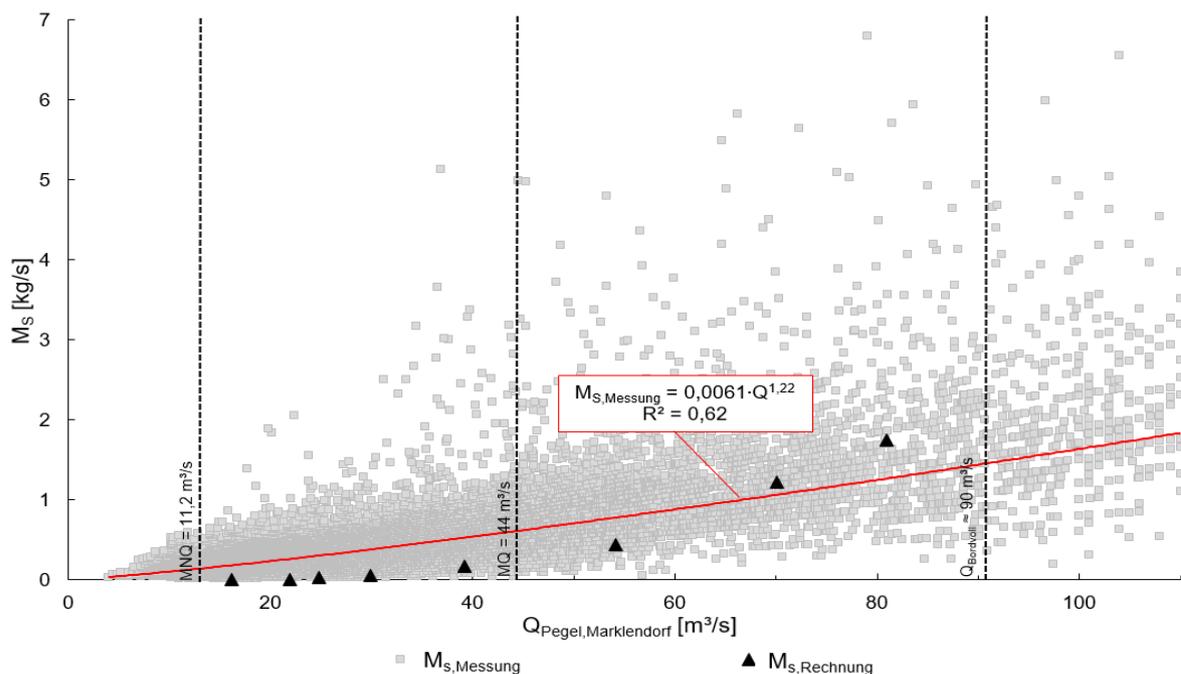


Abb. 6.20: Vergleich $M_{S,Rechnung}$ und $M_{S,Messung}$ in Abhängigkeit vom Abfluss Q am Pegel Marklendorf

In **Abb. 6.20** ist zu erkennen, dass der gemessene Schwebstofftransport $M_{S,Messung}$ bei gleichen Abflüssen Q eine z. T. erhebliche Streubreite aufwies. Bei etwa MNQ betrug der Schwebstofftransport $M_{S,Messung} = \text{rd. } 0,1 \text{ kg/s}$ bis $\text{rd. } 0,4 \text{ kg/s}$ und bei $Q_{Bordvoll}$ betrug $M_{S,Messung} = \text{rd. } 0,5 \text{ kg/s}$ bis 5 kg/s , was einer Spannweite von einer 10er-Potenz entspricht. Um den berechneten Schwebstofftransport mit dem gemessenen Schwebstofftransport vergleichen zu können, wurde deshalb für die Messwerte ebenfalls eine Ausgleichsfunktion

mittels Regressionsanalyse berechnet:

$$M_{S,\text{Funktion}} = 0,0061 \cdot Q^{1,22} \left[\frac{\text{kg}}{\text{s}} \right] \quad \text{Gl. 6.15}$$

Das Bestimmtheitsmaß betrug $R^2 = 0,62$. Damit liegt ebenfalls ein deutlicher statistischer Zusammenhang zwischen dem gemessenen Schwebstofftransport M_S und dem Abfluss Q vor, vgl. Maniak (2016). Der Verlauf der Ausgleichsfunktion ist in **Abb. 6.20** als rote Linie dargestellt.

Der Vergleich zwischen dem berechneten Schwebstofftransport mit der Ausgleichsfunktion zeigte, dass die Werte für $M_{S,\text{Rechnung}}$ und die Ausgleichsfunktion im ausgewerteten Abflussbereich einen ähnlich ansteigenden Verlauf aufwiesen. Deutlich wird dieses an dem berechneten Schwebstofftransport, der im Bereich zwischen etwa MNQ bis etwa MQ zunächst unterhalb und zwischen etwa MQ bis etwa Q_{Bordvoll} oberhalb der Ausgleichsfunktion lag.

Ein direkter Vergleich der Werte für den berechneten Schwebstofftransport $M_{S,\text{Rechnung}}$ mit den Werten der Ausgleichsfunktion $M_{S,\text{Funktion}}$ ist in **Tab. 6.15** gegenübergestellt.

Tab. 6.15: Vergleich Schwebstofftransport $M_{S,\text{Rechnung}}$ und $M_{S,\text{Funktion}}$ am Pegel Marklendorf

Q [m^3/s]	$M_{S,\text{Rechnung}}$ [kg/s]	$M_{S,\text{Ausgleichsfunktion}}$ [kg/s]
16,2	0,00	0,18
21,9	0,00	0,26
24,8	0,02	0,31
29,9	0,05	0,39
39,2	0,17	0,54
54,1	0,43	0,79
70,1	1,21	1,09
81,0	1,74	1,30

Tab. 6.15 ist zu entnehmen, dass für die Abflüsse $Q = 16,2 \text{ m}^3/\text{s}$ und $21,9 \text{ m}^3/\text{s}$ der berechnete Schwebstofftransport $M_{S,\text{Rechnung}} = 0 \text{ kg/s}$ betrug. Der gemessene Schwebstofftransport betrug bei diesem Abfluss $M_{S,\text{Funktion}} = 0,18 \text{ kg/s}$ und $0,26 \text{ kg/s}$. Für die Abflüsse $Q = 24,8 \text{ m}^3/\text{s}$ und $29,9 \text{ m}^3/\text{s}$ betrug der berechnete Schwebstofftransport $M_{S,\text{Rechnung}} = 0,02 \text{ kg/s}$ und $0,05 \text{ kg/s}$ und der gemessene Schwebstofftransport $M_{S,\text{Funktion}} = 0,31 \text{ kg/s}$ und $0,39 \text{ kg/s}$. Dies entsprach einer Abweichung von rd. 1550 % und rd. 770 % vom Funktionswert. Für die Abflüsse $Q = 39,2 \text{ m}^3/\text{s}$ und $54,1 \text{ m}^3/\text{s}$ betrug $M_{S,\text{Rechnung}} = 0,17 \text{ kg/s}$ und $0,43 \text{ kg/s}$ und $M_{S,\text{Funktion}} = 0,61$

kg/s bis 0,73 kg/s, was einer Abweichung von rd. 315 % und rd. 85 % entsprach. Und für die Abflüsse $Q = 70,1 \text{ m}^3/\text{s}$ und $81,0 \text{ m}^3/\text{s}$ betrug $M_{S,\text{Rechnung}} = 1,21 \text{ kg/s}$ und $1,74 \text{ kg/s}$ und $M_{S,\text{Funktion}} = 1,09 \text{ kg/s}$ und $1,30 \text{ kg/s}$, was einer Abweichung von rd. 11 % bzw. rd. 34 % entsprach.

Insgesamt zeigten die Ergebnisse, dass der berechnete Schwebstofftransport im Untersuchungsgebiet und am Pegel Marklendorf eine für Schwebstofftransportberechnungen gute Übereinstimmung mit den Messwerten aufwies. Dieses wird besonders deutlich, wenn die Berechnungsergebnisse mit Ergebnissen aus anderen Berechnungsansätzen verglichen werden, welche den Schwebstofftransport z. T. deutlich überschätzten. Allerdings zeigte sich auch, dass der aufgestellte Schwebstofftransportansatz gewisse Unsicherheiten aufwies. So lag im betrachteten Abflussspektrum bei höheren Abflüssen eine deutlich bessere Übereinstimmung zwischen Rechnung und Messung vor, als im Bereich niedriger Abflüsse. Im Folgenden werden mögliche Ursachen für diese Unsicherheiten diskutiert.

Abweichungen zwischen Messung und Rechnung können z. B. aus Unsicherheiten resultieren, die bei der Ermittlung der für die Schwebstofftransportberechnungen erforderlichen Eingangsgrößen (Geschiebetransportrate q_G , u/u_c -Verhältnisse) folgten.

Für die Berechnung der Geschiebetransportrate q_G wurden Längsprofilpeilungen genutzt, die in einem zeitlichen Abstand von mehreren Wochen zur Dokumentation von morphologischen Veränderungen an der Gewässersohle der Aller und nicht für Geschiebetransportberechnungen erhoben wurden, vgl. Kap. 6.1. Nachteile bei der Verwendung von Längsprofilen liegen darin, dass diese die Düneneigenschaften an der Gewässersohle für gewöhnlich nicht vollständig über die gesamte Sohlbreite eines Flusses abbilden können. So berichteten mehrere Studien über unterschiedliche Dünenwanderungsraten am Innen- und Außenufer sowie das Auftreten größerer Dünen am Außenufer als am Innenufer, vgl. O'Loughlin und Squarer (1967), Dietrich und Smith (1987), Odgaard und Bergs, (1988), Aberle et al. (2010), Henning (2013). Dieses sowie die z. B. unregelmäßige Linienführung der Aller oder die natürlichen Abflussschwankungen im Untersuchungszeitraum (Instationarität) kann dazu geführt haben, dass die Daten nicht die Bedingung für Stationarität erfüllten, was einen Einfluss auf die Bestimmung der Standardabweichung σ_z und damit auf die Geschiebetransportrate q_G haben kann, vgl. Kap. 2.1.3.

Unsicherheiten bei der Berechnung der Geschiebetransportrate q_G können zudem dahingehend bestehen, dass im Auswertungszeitraum regelmäßige Ausbaggerungen an der Gewäs-

sersohle der Aller als Unterhaltungsmaßnahmen zur Verkehrssicherung der Schifffahrt durchgeführt wurden (vgl. Ettmer und Hesse, 2015, **Abb. 1.1**), was einen Einfluss auf die Abmaße von Dünen (vgl. Zanke 1976a, BfG 2014b) und damit einen Einfluss auf die Geschiebetransportberechnung gehabt haben könnte.

Ein möglicher Grund für Unsicherheiten bei den ermittelten u/u_c -Verhältnissen könnte sein, dass die mittlere Fließgeschwindigkeit u nicht durch Fließgeschwindigkeitsmessungen, sondern durch Berechnungen mit einem 2d-hn-Modell bestimmt wurde. Mögliche Unsicherheiten bei den 2d-hn-Berechnungen ergeben sich z. B. aus den modelltechnischen Vereinfachungen gegenüber der Natur (z. B. Flachwassergleichungen, empirische Rauheitsansätze), den verwendeten Datengrundlagen für den Modellaufbau (z. B. Genauigkeit des Geländemodells (nicht dargestellt), Definition- und Lagezuweisung von Rauheitszonen) oder aus den Datengrundlagen für die Modellkalibrierung / -validierung (Genauigkeit der Abfluss-, Wasserspiegelmessung), vgl. ATV-DVWK (2003), Aigner et al. (2015), DWA (2019).

Darüber hinaus ist für gewöhnlich auch die Ermittlung der kritischen Fließgeschwindigkeit u_c mit Unsicherheiten behaftet, da diese nur näherungsweise für Sohlenmaterialien ermittelt werden kann, vgl. Kap. 2.2.1. Im Rahmen der experimentellen Untersuchungen wurde anstelle von Sand außerdem ein Kunststoffgranulat verwendet, das mit einer Ungleichförmigkeit $U \approx 1$ nahezu einem Einkornsediment entsprach. Das Allersediment wies dagegen mit $U = 1,7$ bis $2,0$ (vgl. Kap. 6.2.3) eine gestufte Sieblinie auf, so dass nicht mehr von einem Einkornmaterial ausgegangen werden kann, vgl. Kap. 3.1. Die Annahme einer repräsentativen kritischen Fließgeschwindigkeit u_c für das gesamte Kornspektrum des Sohlenmaterials ist deshalb möglicherweise nicht gerechtfertigt, da feinere Sedimente bereits als Schwebstoffe transportiert wurden, obwohl rechnerisch noch kein Schwebstofftransport stattfand, vgl. Kap. 2.2.1. Dies könnte erklären, weshalb bei niedrigen Abflüssen im Bereich MNQ bis MQ deutlich mehr Schwebstofftransport gemessen als berechnet wurde.

Weitere Unsicherheiten bei der Schwebstofftransportberechnung können zudem aus der Umrechnung der Schwebstofftransportrate q_s in den Schwebstofftransport M_s bzw. den dafür erforderlichen Annahmen, z. B. zur Lagerungsdichte $\rho_{s,L}$ resultieren. Für die Umrechnung wurde eine Lagerungsdichte mit $\rho_{s,L} = 1850 \text{ kg/m}^3$ angenommen. Zwar handelt es sich dabei um einen üblichen Rechenwert für die Lagerungsdichte von Sanden, allerdings kann die Lagerungsdichte in Abhängigkeit von der Sedimentdichte und der Porosität ($\rho_{s,L} = \rho_s \cdot \eta_p$) zwischen 1475 kg/m^3 und 2240 kg/m^3 variieren, vgl. Zanke (2013).

Die Eingangs- und Umrechnungsparameter haben allerdings einen unterschiedlich starken Einfluss auf die berechneten Schwebstofftransportraten q_s bzw. den Schwebstofftransport M_s .

Die Geschiebetransportrate q_G , die Lagerungsdichte $\rho_{s,L}$, die Breite b und der Einzugsgebietsfaktor $A_{E,O,rel}$ stehen in proportionaler Abhängigkeit zum Berechnungsergebnis, d. h. eine z. B. 10%-tige Veränderung einer dieser Größen führt zu einer 10%-igen Änderung des berechneten Schwebstofftransports. Das Verhältnis u/u_c steht dagegen im Exponenten der Eulerschen Zahl e und wirkt sich damit deutlich stärker auf das Berechnungsergebnis aus.

Um die Sensitivität vom Verhältnis u/u_c einzuschätzen, wurde dieses um 5% und 10% erhöht und anschließend die Schwebstofftransportraten q_s erneut mit **Gl. 5.11/5.12** berechnet. Die übrigen Eingangsgrößen wurden konstant gehalten. Die Berechnungsergebnisse wurden mit den berechneten Schwebstofftransportraten q_s aus **Tab. 6.9** verglichen und die prozentualen Abweichungen ermittelt. Die Ergebnisse für die 5%-tige Änderung $\Delta q_{s,5\%}$ und 10%-tige Änderung $\Delta q_{s,10\%}$ sind in **Tab. 6.16** dargestellt.

Tab. 6.16: Prozentuale Abweichungen der Berechnungsergebnisse

Erhöhung u/u_c	5%	10%
Q [m ³ /s]	$\Delta q_{s,5\%}$ [%]	$\Delta q_{s,10\%}$ [%]
10,1	-	-
13,7	-	-
15,5	140	300
18,7	55	109
24,5	38	82
33,8	27	61
43,8	27	60
50,6	26	58

Im Einzelnen zeigte sich Folgendes: Bei niedrigeren Abflüssen wirkte sich eine Erhöhung von u/u_c erheblich stärker aus als bei höheren Abflüssen. Bspw. führte die 5%-tige bis 10%-tige Erhöhung von u/u_c bei $Q = 15,5 \text{ m}^3/\text{s}$ zu einer Abweichung von $\Delta q_{s,5\%} = 140 \%$ und $\Delta q_{s,10\%} = 300 \%$. Bei $Q = 50,6 \text{ m}^3/\text{s}$ betrug die Abweichungen dagegen lediglich $\Delta q_{s,5\%} = 26 \%$ bzw. $\Delta q_{s,10\%} = 58 \%$. Außerdem ist zu erkennen, dass der Einfluss von u/u_c auf die Berechnungsergebnisse mit steigendem Abfluss überproportional abnahm. So führte eine Abflussänderung bei einer 5%-tigen Änderung von u/u_c von $Q = 15,5 \text{ m}^3/\text{s}$ auf $33,8 \text{ m}^3/\text{s}$ also um $\Delta Q = 18,3 \text{ m}^3/\text{s}$ zu einer Abnahme von $\Delta q_{s,5\%} = 140\%$ auf $\Delta q_{s,5\%} = 27\%$, was einer Differenz von -113% entsprach. Bei einem ähnlichen Anstieg von $Q = 33,8 \text{ m}^3/\text{s}$ auf $50,6 \text{ m}^3/\text{s}$, also um $\Delta Q = 16,8 \text{ m}^3/\text{s}$, kam es dagegen zu einer Abnahme von $\Delta q_{s,5\%} = 27\%$ auf $\Delta q_{s,5\%} = 26\%$ also um nur -1% . Die hohe Sensitivität bei niedrigen Abflüssen könnte eine weitere Erklärung sein, weshalb bei niedrigen Abflüssen im Bereich MNQ bis MQ, bei denen erstmalig Schwebstofftransport berechnet

wurde, deutlich höhere prozentuale Abweichungen zwischen Messung und Rechnung vorliegen als bei höheren Abflüssen im Bereich MQ bis Q_{Bordvoll} .

Unsicherheiten bestehen zudem bezüglich der Schwebstofftransportmessungen. So wiesen z. B. die Messungen am Pegel Marklendorf eine erhebliche Streubreite auf, welche bspw. aus natürlichen Einflüssen wie z. B. Hysteresen, Wassertemperaturänderungen, u. a. resultieren kann. Weitere Unsicherheiten bei Schwebstofftransportmessungen könnten zudem aus den Schwächen von Ein- und Vielpunktmessverfahren wie den verfahrensbedingten Einschränkungen bei der Schwebstoffprobenahme mit Blick auf die Anzahl und Position der Entnahmeorte, Messdauer, Größe des Probevolumens u. a. resultieren, vgl. DVWK (1986), van Rijn (1993), Kleinhans et al. (2007), Bechteler (2006), Ziad et al. (2014), Haimann et al. (2018). Zudem kann in sandgeprägten Flüssen, wie dem Fluss Aller, die Schwebstofffracht einen Anteil an Spülfracht enthalten, die bei den Schwebstoffmessungen miterfasst wurden. Dieser Anteil wurde bei den Schwebstofftransportberechnungen nicht berücksichtigt, was zu weiteren Unsicherheiten geführt und ebenfalls dazu beigetragen haben kann, dass z. B. bei niedrigen Abflüssen im Bereich MNQ bis MQ der Schwebstofftransport rechnerisch deutlich unterschätzt wurde.

Trotz der dargestellten Unsicherheiten in den Schwebstofftransportberechnungen sei hier noch einmal erwähnt, dass der hergeleitete Schwebstofftransportberechnungsansatz im betrachteten Abflussspektrum insbesondere für höhere Transportraten sowie im Vergleich zu bestehenden Schwebstofftransportberechnungsansätzen eine sehr gute Übereinstimmung zum gemessenen Schwebstofftransport aufwies.

Zudem sind für die Berechnung keine Kenntnisse zur Schwebstoffkonzentrationsverteilung erforderlich, was die Voraussetzung für viele der bisherigen Schwebstofftransportansätze war, vgl. Kap. 2.2.2. Mit dem Verhältnis u/u_c und der Geschiebetransportrate q_G liegen außerdem zwei Eingangsparameter vor, die sich in der Praxis vergleichsweise einfach ermitteln lassen. Die mittlere Fließgeschwindigkeit u lässt sich – wie im Rahmen dieser Arbeit gezeigt wurde – z. B. mit Computermodellen wie dem hier verwendeten 2d-hn-Modell einschätzen oder mit modernen Messverfahren, wie z. B. einem Acoustic Doppler Current Profiler (ADCP) messtechnisch erfassen, vgl. Netzel et al. (2020). Für die kritische Fließgeschwindigkeit u_c liegen umfangreiche Messungen und Erfahrungswerte für unterschiedliche Sohlenmaterialien vor, vgl. Bollrich und Preißler (1992), Kap. 2.2.1. Die für die Geschiebetransportberechnung erforderlichen Sohlenaufnahmen lassen sich heutzutage außerdem mit modernen Messverfahren, z. B. durch Echolotpeilungen weitestgehend unkompliziert erheben, Henning (2013).

In vielen deutschen Gewässern werden zudem an den Flusspegeln häufig umfangreiche Messdaten zur Flussgeometrie und Sohlentopografie mittels Echolotpeilungen und zu hydraulischen Größen wie z. B. der Wassertiefe und Fließgeschwindigkeit erhoben, die als Grundlage für die Berechnung des Durchflusses verwendet werden, vgl. Le Coz et al. (2008), Morgenschweis (2018). In Flüssen liegen im Bereich der Pegel zudem teilweise Geschiebe- und Schwebstofftransportmessungen vor, vgl. BfG (2014a). Diese umfangreichen Datengrundlagen könnten dazu genutzt werden, den aufgestellten Berechnungsansatz zu testen. Die Kombination aus Geschiebetransportmessungen und Echolotpeilungen könnten dazu verwendet werden, auch die Geschiebetransportberechnungen aus der Dünenwanderung zu verifizieren, was im Rahmen dieser Arbeit nicht möglich war, da keine Geschiebetransportmessungen im Untersuchungsgebiet vorlagen.

Denkbar wäre es im Zusammenhang mit einer Pegelmessstelle auch, den Berechnungsansatz mit einem Abflusspegel zu koppeln. Voraussetzung hierfür wären kontinuierliche Sohlenpeilungen mit Echolotsonden an ausgewählten Messstellen sowie Kenntnisse zur Zusammensetzung des transportierten Sohlenmaterials. Anhand der Sohlenpeilungen würde dann die Geschiebetransportberechnung erfolgen. Mit den gemessenen Fließgeschwindigkeiten und der aus dem Sohlenmaterial ermittelten kritischen Fließgeschwindigkeit u_c ließen sich die u/u_c -Verhältnisse bestimmen. Die Geschiebe- und Schwebstoffmessungen könnten dann temporär zur Kalibrierung des Verfahrens eingesetzt und im Weiteren möglicherweise auf ein Minimum zur Qualitätssicherung reduziert werden. Dadurch könnten aufwendige Geschiebe- und Schwebstoffmessungen im bisherigen Umfang entfallen sowie durch die Aufsummierung beider Größen zudem eine Sedimentgesamtransportbilanz erstellt werden.

Aufgrund der bisher limitierten Erfahrung mit der Anwendung des Berechnungsansatzes und der zahlreichen Einflussgrößen aus den komplexen natürlichen Randbedingungen sollten zunächst weitere Vergleichsrechnungen durchgeführt werden. Im Folgenden wird der Ansatz deshalb im Rahmen ergänzender Untersuchungen in einem weiteren Fluss, der Elbe, getestet.

6.6 Ergänzende Untersuchungen

6.6.1 Einleitung

Im vorherigen Kapitel wurde der hergeleitete Schwebstofftransportberechnungsansatz im Fluss Aller bei Celle angewendet, um diesen unter natürlichen Randbedingungen zu testen. Im Folgenden wird der Berechnungsansatz im Rahmen ergänzender Untersuchungen im Fluss Elbe unter deutlich anderen Randbedingungen angewendet. Die Elbe ist ein 1.094 km langer Fluss, der im Riesengebirge der Tschechischen Republik entspringt und in Deutschland bei Cuxhaven in die Nordsee mündet. Die Schwebstofftransportberechnungen wurden für einen Elbeabschnitt am Pegel Barby bei Fluss-km 294,8 durchgeführt. In diesem Bereich durchläuft die Elbe das Breslau-Magdeburger Urstromtal. Die Sedimentsohle besteht hier im Wesentlichen aus Grobsand mit Mittelsand und Feinkiesanteilen, vgl. BfG (2014a), DGJ-E (2015), **Tab. 6.1**. Es konnte deshalb davon ausgegangen werden, dass Düentransport vorlag, vgl. Kap. 2.1.2. Die Breite der Elbe betrug in diesem Bereich rd. 150 m. Das Einzugsgebiet beträgt am Pegel Barby $A_{E,0} = 94.060 \text{ km}^2$. Die hydrologischen Hauptwerte mittlerer Niedrigwasserabfluss (MNQ), Mittelwasserabfluss (MQ) und mittlerer Hochwasserabfluss (MHQ) sind für die Zeitreihe von 1900 bis 2015 in **Tab. 6.1** zusammengefasst, vgl. DGJ-E (2015). **Abb. 6.21** zeigt zudem eine Luftbildaufnahme der Elbe am Pegel Barby.

Tab. 6.17: Hydrologische Hauptwerte der Elbe am Pegel Barby (Fluss-km 294,8)

Hydrologische Hauptwerte	Pegel Barby (Fluss-km 294,8)
MNQ	204 m ³ /s
MQ	553 m ³ /s
MHQ	2.050 m ³ /s



Abb. 6.21: Untersuchungsgebiet am Pegel Barby, Luftbild: GoogleEarth (2020)

Für die Untersuchungen wurden bestehende Datensätze zum Geschiebetransport M_G und Schwebstofftransport M_S sowie zur mittleren Fließgeschwindigkeit u und zur Kornverteilung des Sohlenmaterials für die Korndurchmesser d_{16} , d_{50} und d_{84} verwendet. Die Datensätze wurden der Datenbank „SedDB-Binnen“ der Bundesanstalt für Gewässerkunde (BfG) entnommen. Der Geschiebetransport wurde mit dem Geschiebefänger der BfG gemessen. Der Geschiebetransport lag für die Untersuchungen hier also als gemessene Größe vor. Der Schwebstofftransport wurde als Vielpunktmessung in verschiedenen Wassertiefen durchgeführt und aus entnommenen 50l-Wasserproben und Fließgeschwindigkeitsmessungen ermittelt. Beide Messungen wurden in mehreren Messlotrechten im Fließquerschnitt durchgeführt. Die Kornverteilung des Sohlenmaterials wurde aus Sohlenproben ermittelt. Eine ausführliche Beschreibung zu den verwendeten Datengrundlagen ist in SedDB (2020) gegeben.

Für die Auswertung wurden insgesamt 28 Datensätze ausgewählt, die im Zeitraum zwischen 1994 bis 2016 erhoben wurden. Ausgewählt wurden Datensätze bei denen der Geschiebe- und Schwebstofftransport am selben Messtag bei gleichem Abfluss gemessen wurde. Dadurch sollte gewährleistet werden, dass der berechnete Schwebstofftransport direkt mit dem gemessenen Schwebstofftransport verglichen werden konnte. Die Datensätze umfassten Messungen bei Abflüssen zwischen $Q = 213 \text{ m}^3/\text{s}$ und $1040 \text{ m}^3/\text{s}$ und Wassertiefen $W = 0,86 \text{ m}$ bis 4 m . Das Abflussspektrum entsprach damit dem Bereich zwischen etwa mittlerem Niedrigwasserabfluss ($MNQ = 204 \text{ m}^3/\text{s}$) bis zweifachem Mittelwasserabfluss ($2MQ = 1106 \text{ m}^3/\text{s}$) am Pegel Barby, vgl. DGJ-E (2015). Der Geschiebetransport variierte zwischen $M_G = 1,25 \text{ kg/s}$ und $20,64 \text{ kg/s}$, der Schwebstofftransport zwischen $M_S = 1,39 \text{ kg/s}$ und $27,78 \text{ kg/s}$. Die mittlere Fließgeschwindigkeit betrug zwischen $u = 0,7 \text{ m/s}$ und $1,16 \text{ m/s}$. Der Korndurchmesser bei 50%-Siebdurchgang lag zwischen $d_{50} = 0,79 \text{ mm}$ und $1,99 \text{ mm}$ und entsprach damit einem Grobsand. Die Korndurchmesser bei 16% und 84% Siebdurchgang variierten zwischen $d_{16} = 0,42 \text{ mm}$ und $1,04 \text{ mm}$ und $d_{84} = 1,67 \text{ mm}$ und $6,34 \text{ mm}$ und waren dem Mittelsand bzw. Feinkies zuzuordnen. Die Ungleichförmigkeit lag zwischen $U = (d_{84}/d_{16})^{0,5} = 1,7$ und $3,0$. Die verwendeten Datengrundlagen sind in **Tab. 6.18** zusammengestellt.

Tab. 6.18: Verwendete Datengrundlagen

Datum	Hydraulik			Geschiebemessung			Schwebstoffmessung			Kornverteilung		
	Q [m ³ /s]	W [cm]	u [m/s]	M _G [kg/s]	Anzahl der Lotrechten M _G	M _S [kg/s]	Anzahl der Lotrechten M _S	d ₁₆ [mm]	d ₅₀ [mm]	d ₈₄ [mm]	U = (d ₈₄ /d ₁₆) ^{0,5} [1]	
01.11.1994	272	118	0,82	2,73	7	1,319	5	0,45	0,79	1,77	2,0	
28.11.1994	303	136	0,85	4,17	8	0,865	7	0,59	1,06	2,57	2,1	
11.09.1995	648	283	1,08	1,25	5	3,020	5	0,42	0,84	3,35	2,8	
23.10.1996	523	238	1,00	8,75	5	4,574	5	0,52	1,30	3,60	2,6	
28.10.1996	681	294	1,10	11,60	8	7,038	5	0,53	1,08	3,86	2,7	
16.12.1996	416	193	0,93	9,13	7	1,267	4	0,50	0,86	2,63	2,3	
18.12.1996	416	193	0,93	6,75	8	3,095	4	0,52	0,83	1,83	1,9	
03.09.1997	348	160	0,89	3,50	5	1,226	5	0,45	1,07	3,35	2,7	
11.02.1998	376	174	0,91	1,37	4	0,909	4	0,45	0,87	2,47	2,3	
21.04.1999	675	292	1,10	3,13	5	2,450	5	0,50	0,90	3,02	2,5	
16.01.2001	300	134	0,85	15,56	6	1,076	5	0,49	0,90	1,96	2,0	
23.10.2003	213	86	0,77	3,33	5	0,846	5	0,56	0,96	1,94	1,9	
15.04.2004	638	278	1,08	3,97	5	2,719	5	0,61	1,24	3,37	2,4	
01.07.2004	281	126	0,83	5,36	5	0,814	5	0,55	0,83	1,76	1,8	
03.03.2005	812	335	1,10	11,47	4	3,989	5	0,65	1,79	5,89	3,0	
14.11.2005	244	105	0,70	3,99	5	0,297	5	0,56	0,84	1,67	1,7	
02.03.2006	450	205	0,88	7,64	5	2,962	5	0,57	0,98	2,77	2,2	
11.12.2006	287	120	0,77	8,04	5	0,468	5	0,63	0,99	1,95	1,8	
17.09.2007	466	212	0,89	20,64	5	1,535	5	0,55	0,97	2,52	2,1	
21.01.2008	560	250	0,96	18,47	5	3,231	5	0,60	1,20	3,26	2,3	

Datum	Hydraulik			Geschiebemessung			Schwebstoffmessung			Kornverteilung			
	Q [m ³ /s]	W [cm]	u [m/s]	M _G [kg/s]	Anzahl der Lotrechten M _G	M _S [kg/s]	Anzahl der Lotrechten M _S	d ₁₆ [mm]	d ₅₀ [mm]	d ₈₄ [mm]	U = (d ₈₄ /d ₁₆) ^{0,5} [1]		
01.04.2009	1040	400	1,16	13,50	5	4,345	5	0,71	1,93	6,34	3,0		
10.12.2009	386	175	0,80	7,48	5	1,717	5	0,56	1,04	2,76	2,2		
17.06.2010	645	281	0,97	10,87	5	2,331	5	0,60	1,41	3,81	2,5		
28.03.2011	675	291	0,99	4,89	5	2,597	5	0,46	1,08	3,54	2,8		
06.09.2011	320	140	0,75	3,28	5	0,659	5	0,42	0,88	3,02	2,7		
30.10.2013	448	204	0,84	3,02	5	1,850	5	0,78	1,58	3,99	2,3		
17.03.2015	410	177	0,84	11,84	5	0,831	5	1,04	1,99	4,18	2,0		
31.05.2016	280	112	0,77	9,23	5	0,565	5	0,53	0,85	2,25	2,1		

6.6.2 Ergebnisse

Mit den Datengrundlagen aus **Tab. 6.18** wurde der Schwebstofftransport mit **Gl. 5.11/5.12** berechnet:

$$q_s = 0 = \text{konst.} \left[\frac{\text{m}^3}{(\text{s} \cdot \text{m})} \right] \quad \text{rd. 1} < \frac{u}{u_c} < \text{rd. 2,1} \quad \text{vgl. Gl. 5.11}$$

$$q_s = q_G \cdot \left(\frac{1}{9} \cdot e^{(u/u_c)} - 1 \right) \left[\frac{\text{m}^3}{(\text{s} \cdot \text{m})} \right] \quad \text{rd. 2,1} < \frac{u}{u_c} < \text{rd. 6} \quad \text{vgl. Gl. 5.12}$$

Um **Gl. 5.11/5.12** auf die Datensätze anwenden zu können, wurde die Geschiebetransportrate q_G durch den Geschiebetransport M_G und die Schwebstofftransportrate q_s durch den Schwebstofftransport M_s substituiert. Dazu wurden beide Gleichungen mit der Gewässerbreite b und Lagerungsdichte $\rho_{s,L}$ multipliziert (siehe auch **Gl. 6.11**):

$$M_s = 0 = \text{konst.} \left[\frac{\text{kg}}{\text{s}} \right] \quad \text{rd. 1} < \frac{u}{u_c} < \text{rd. 2,1} \quad \text{Gl. 6.16}$$

$$M_s = M_G \cdot \left(\frac{1}{9} \cdot e^{(u/u_c)} - 1 \right) \left[\frac{\text{kg}}{\text{s}} \right] \quad \text{rd. 2,1} < \frac{u}{u_c} < \text{rd. 6} \quad \text{Gl. 6.17}$$

Die Fließgeschwindigkeiten u wurden dazu verwendet, die u/u_c -Verhältnisse an den Messtagen einzuschätzen. Die kritische Fließgeschwindigkeit u_c wurde hierzu mit **Gl. 2.1** (vgl. Kap. 2.1.1) berechnet:

$$u_c = 2,8 \cdot (\rho' \cdot g \cdot d_{ch})^{0,5} + 14,7 \cdot \frac{\nu}{d_{ch}} \cdot c_a \left[\frac{\text{m}}{\text{s}} \right] \quad \text{vgl. Gl. 2.1}$$

Als charakteristischer Korndurchmesser für das Sohlenmaterial wurde der Korndurchmesser bei 50% Siebdurchgang angesetzt ($d_{ch} = d_{50}$), vgl. Zanke (2013). Die relative Dichte wurde mit $\rho' = 1,65$ und die kinematische Viskosität mit $\nu = 1 \cdot 10^{-6}$ angenommen, da keine Informationen zur Sedimentdichte und Wassertemperatur vorlagen. Zudem wurde der Kohäsionsparameter mit $c_a = 1$ festgelegt. Die berechneten u/u_c -Verhältnisse und der berechnete Schwebstofftransport sind in **Tab. 6.19** zusammengefasst:

Schwebstofftransportberechnungen in alluvialen Fließgewässern
- eine neue Herangehensweise -

Tab. 6.19: Berechnete u/u_c -Verhältnisse und berechneter Schwebstofftransport M_s

Datum	u/u_c	M_s	Datum	u/u_c	M_s
01.11.1994	2,5	0,78	03.03.2005	2,2	0,86
28.11.1994	2,2	0,16	14.11.2005	2,1	0
11.09.1995	3,0	1,97	02.03.2006	2,4	1,67
23.10.1996	2,4	1,93	11.12.2006	2,1	0
28.10.1996	2,8	11,07	17.09.2007	2,4	4,91
16.12.1996	2,6	5,64	21.01.2008	2,3	2,81
18.12.1996	2,7	4,62	01.04.2009	2,2	0,88
03.09.1997	2,3	0,50	10.12.2009	2,1	0
11.02.1998	2,6	0,70	17.06.2010	2,2	0,21
21.04.1999	3,0	4,64	28.03.2011	2,5	1,53
16.01.2001	2,4	3,51	06.09.2011	2,1	0
23.10.2003	2,1	0	30.10.2013	1,8	0
15.04.2004	2,6	2,24	17.03.2015	1,6	0
01.07.2004	2,4	1,38	31.05.2016	2,3	0,19

In **Abb. 6.22** ist der gemessene Schwebstofftransport $M_{s, Messung}$ dem berechneten Schwebstofftransport $M_{s, Rechnung}$ gegenübergestellt. Die Messwerte sind auf der Abszisse, die berechneten Werte auf der Ordinate aufgetragen.

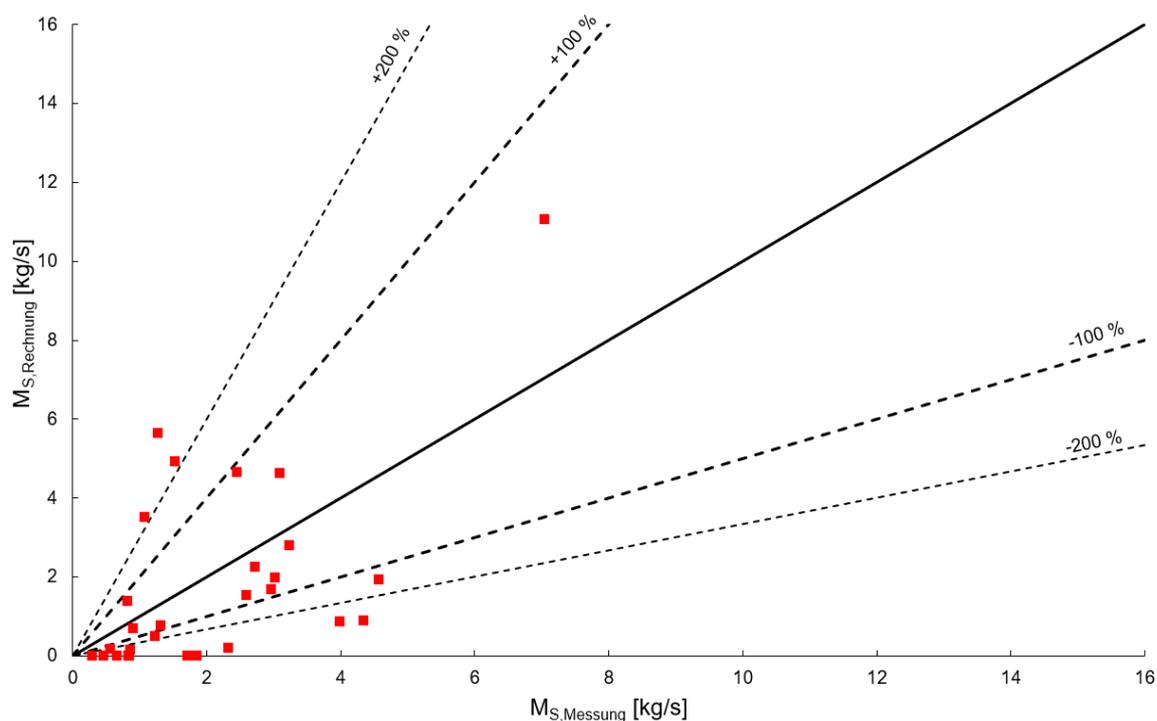


Abb. 6.22: Vergleich zwischen Messung und Rechnung

Aus **Abb. 6.22** ist anhand der Streubreite der Ergebnisse zu entnehmen, dass Messung und Rechnung grundsätzlich Übereinstimmungen aufwiesen. Der berechnete Schwebstofftransport wich bei insgesamt 11 Datensätzen um weniger als $\pm 100\%$ und bei 13 Datensätzen um weniger als $\pm 200\%$ vom gemessenen Schwebstofftransport ab. Auffällig ist allerdings auch, dass für 7 Datensätze ein Schwebstofftransport von $M_{S,Rechnung} = 0 \text{ kg/s}$ berechnet wurde, wobei messtechnisch Schwebstofftransport vorlag. Ein Parameter, der diesen Widerspruch erklären kann, ist die kritische Fließgeschwindigkeit u_c des Sohlenmaterials, vgl. Kap. 6.5.3.

Für die Berechnung der kritischen Fließgeschwindigkeit u_c wurde der Korndurchmesser d_{50} als charakteristisch für die Kornverteilung des Sohlenmaterials angesetzt, d. h. die kritische Fließgeschwindigkeit bezieht sich streng genommen nur auf diesen Korndurchmesser. Dadurch bestehen bei der Schwebstofftransportberechnung für deutlich kleinere oder größere Korndurchmesser Ungenauigkeiten, da diese Korndurchmesser eine niedrigere oder höhere kritische Fließgeschwindigkeit aufweisen, vgl. Kap. 2.1.1.

Um dieses bei der Schwebstofftransportberechnung zu berücksichtigen, wurden die Datensätze aus **Tab. 6.18** erneut ausgewertet und der Schwebstofftransport mit **Gl 6.16/6.17** – analog zur vorherigen Vorgehensweise – für die Korndurchmesser d_{16} , d_{50} , d_{84} getrennt berechnet und gewichtet. Die Gewichtung erfolgte unter der Annahme, dass die kritische Fließgeschwindigkeit für den Korndurchmesser d_{50} das Kornspektrum im Bereich $d_{16} < d_{50} < d_{84}$ und für die Korndurchmesser d_{16} und d_{84} die Bereiche kleiner d_{16} und größer d_{84} charakterisiert. Die Berechnungsergebnisse sind in **Abb. 6.23** dem gemessenen Schwebstofftransport gegenübergestellt.

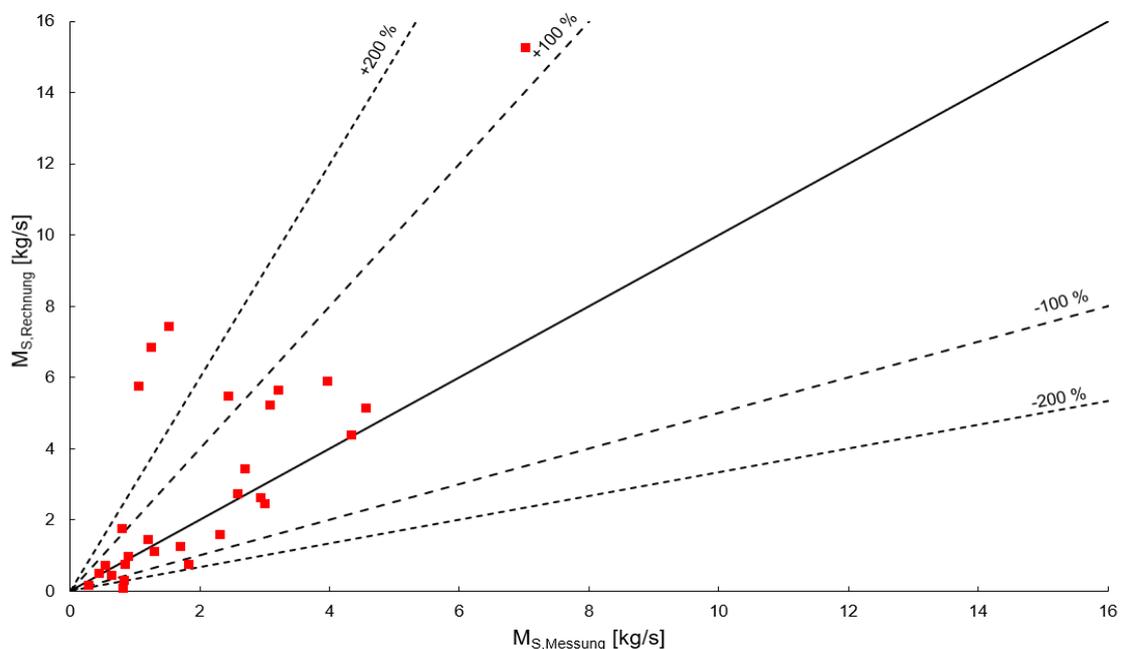


Abb. 6.23: Vergleich zwischen Messung und fraktionsweiser Berechnung

Wie **Abb. 6.23** zeigt, konnten die Streuungen der Messergebnisse durch die fraktionsweise Schwebstofftransportberechnung verbessert werden. Insgesamt wich der berechnete Schwebstofftransport bei 18 Datensätzen um weniger als $\pm 100\%$ und bei 24 Datensätzen um weniger als $\pm 200\%$ vom gemessenen Schwebstofftransport ab.

Zur Beurteilung der Güte der Berechnungen wurden die Abweichungen zwischen Messung und Rechnung mit dem Streuungsmaß aus Kap. 5.2.1 eingeschätzt:

$$s = \left(\prod_i^n r_i \right)^{\frac{1}{n}} \quad [1] \quad \text{vgl. Gl. 5.5}$$

Der Wert r_i ist hier das Verhältnis aus dem berechneten und dem gemessenen Schwebstofftransport:

$$r_i = \frac{M_{S, \text{Rechnung}, i}}{M_{S, \text{Messung}, i}} \quad \text{Gl. 6.18}$$

Das Streuungsmaß beträgt $s = 1,85$, d.h. die mittlere Abweichung zwischen den berechneten und den gemessenen Schwebstofftransport betrug rd. $\pm 85\%$. Die Abweichungen zwischen Messung und Rechnung können aus den bereits in Kap. 6.5.3. diskutierten Unsicherheiten z. B. bei den für die Schwebstofftransportberechnungen erforderlichen Eingangsgrößen (Geschiebetransport, mittlere Fließgeschwindigkeit, kritischen Fließgeschwindigkeit) resultieren. Insbesondere die Unsicherheiten beim Geschiebetransport sind im vorliegenden Fall besonders hervorzuheben, da Geschiebetransportmessungen mit Geschiebefängern auf Dünensohlen verfahrensbedingt bereits deutliche Unsicherheiten aufweisen können, vgl. Kleinhans und Ten Brinke (2001).

Insgesamt konnte jedoch gezeigt werden, dass für einen weiteren Anwendungsfall mit deutlich anderen Randbedingungen der Schwebstofftransport im untersuchten Abflussspektrum mit dem entwickelten Ansatz grundsätzlich berechnet werden kann. Zudem konnte auch gezeigt werden, dass im Gegensatz zu der in Kap. 5.4 beschriebenen Vorgehensweise auch Geschiebetransportmessungen aus Geschiebefängern als Eingangsgröße für die Berechnung des Schwebstofftransports geeignet sein können.

7 Zusammenfassung und Ausblick

7.1 Zusammenfassung

Prognoserechnungen zum Geschiebe- und Schwebstofftransport in Flachlandflüssen sind ein unerlässliches Instrument, um die Auswirkungen menschlicher Eingriffe bei flussbaulichen Maßnahmen einzuschätzen. Neben der Prognose menschlicher Eingriffe ist der Schwebstofftransport auch bei ökologischen Fragestellungen wie z. B. der Ausbildung neuer Lebensräume oder bei der Beurteilung von Umweltproblemen, wenn z. B. schwermetallbelastete Sedimente in unbelastete Bereiche eingetragen werden, von großer Bedeutung. In den vergangenen Jahrzehnten wurden deshalb zahlreiche Berechnungsansätze entwickelt, mit dem Ziel den Geschiebe- und Schwebstofftransport zu quantifizieren.

Durch Fortschritte bei der Messtechnik in der jüngeren Vergangenheit war es möglich neue Herangehensweisen zu entwickeln, um den Geschiebetransport zuverlässiger zu berechnen. Ein vielversprechendes Verfahren ist die statistische Analyse von Dünensohlen aus Sohlenmessdaten. Vergleichsrechnungen im Labor sowie in Flüssen konnten zeigen, dass diese Methode eine geeignete Herangehensweise sein kann, um den Geschiebetransport zu quantifizieren. Schwebstofftransportberechnungen zielten für gewöhnlich darauf ab, die Schwebstoffkonzentrationsverteilung im Wasserkörper zu ermitteln. Den Berechnungsansätzen liegen vereinfachende Annahmen zu Grunde, so dass Prognoserechnungen zum Schwebstofftransport mit Unsicherheiten behaftet sind. Im Rahmen dieser Arbeit wurde deshalb untersucht, inwieweit sich der Schwebstofftransport auf Grundlage des statistisch berechneten Geschiebetransports berechnen lässt.

Im ersten Teil dieser Arbeit wurden dazu experimentelle Untersuchungen im Wasserbaulabor der Hochschule Magdeburg-Stendal durchgeführt. Die Experimente wurden mit Hilfe der Dimensionsanalyse geplant. Mit der Dimensionsanalyse wurden zwei funktionale Zusammenhänge hergeleitet, mit denen sich der Geschiebetransport grundsätzlich in den Schwebstofftransport umrechnen ließ:

$$\frac{q_G}{q_{Ges}} = f\left(\frac{u}{u_c}\right) \quad \text{vgl. Gl. 3.12}$$

$$\frac{q_S}{q_{Ges}} = f\left(\frac{u}{u_c}\right) \quad \text{vgl. Gl. 3.13}$$

Um die funktionalen Zusammenhänge zu bestimmen, wurden experimentelle Untersuchungen in einer hydraulischen Versuchsrinne mit Sedimentkreislauf durchgeführt. Als Sediment wurde ein Kunststoffgranulat verwendet, welches eine deutlich geringere Dichte als Sand aufwies. Dadurch war es möglich die kritische Fließgeschwindigkeit herabzusetzen und Untersuchungen zum Schwebstofftransport mit – im Vergleich zu Sandversuchen – vergleichsweise niedrigen Durchflüssen durchzuführen.

Die Versuche wurden so durchgeführt, dass der Sedimenttransport als Geschiebetransport durch Dünen und als Schwebstofftransport stattfand. Die Sedimentgesamtransportrate q_{Ges} wurde durch Messungen ermittelt. Die Geschiebetransportrate q_G wurde mit dem statistischen Ansatz:

$$q_G = \alpha \cdot \sigma_z \cdot u_D \left[\frac{m^3}{(s \cdot m)} \right] \quad \text{vgl. Gl. 2.18}$$

berechnet. Die erforderlichen Eingangsgrößen, die Standardabweichung σ_z und Fortschrittgeschwindigkeit der Dünensohle u_D wurden aus hochaufgelösten Sohlenmessdaten ermittelt, die mit einem photogrammetrischen Messverfahren und durch Echolotmessungen und Videoaufzeichnungen erhoben wurden. Der Parameter α wurde im Rahmen einer Kalibrierungsrechnung ermittelt.

Die Schwebstofftransportrate q_s wurde als Differenz aus der Geschiebetransportrate q_G und der Sedimentgesamtransportrate q_{Ges} berechnet. Mit den Größen q_{Ges} , q_G , q_s wurden mittels Regressionsanalyse Funktionen für **Gl. 3.12** und **Gl. 3.13** abgeleitet und zu einem Berechnungsansatz zusammengeführt mit dem sich die Geschiebetransportrate q_G in die Schwebstofftransportrate q_s umrechnen ließ:

$$q_s = 0 = \text{konst.} \left[\frac{m^3}{(s \cdot m)} \right] \quad \text{rd. 1} < \frac{u}{u_c} < \text{rd. 2,1} \quad \text{vgl. Gl. 5.11}$$

$$q_s = q_G \cdot \left(\frac{1}{9} \cdot e^{(u/u_c)} - 1 \right) \left[\frac{m^3}{(s \cdot m)} \right] \quad \text{rd. 2,1} < \frac{u}{u_c} < \text{rd. 6} \quad \text{vgl. Gl. 5.12}$$

Im zweiten Teil der Arbeit wurde der entwickelte Berechnungsansatz in einem sandgeprägten Fluss (Aller bei Celle) angewendet, um diesen unter natürlichen Randbedingungen zu testen. Dazu wurden Datengrundlagen von Sohlenpeilungen aus Punktecholotmessungen, Sedimentanalysen des Sohlenmaterials und Schwebstoffmessungen ausgewertet, die im Rahmen umfangreicher Naturuntersuchungen an der Aller durch die Hochschule Magdeburg-Stendal aufgenommen wurden.

Für die Geschiebetransportberechnung wurden aus den Sohlenpeilungen – analog zu den Laboruntersuchungen – die Standardabweichung der Sohlenoberfläche σ_z und die Fortschrittgeschwindigkeit der Dünensohle u_D ermittelt. Aus dem Produkt beider Größen wurde mit **Gl. 2.18** die Geschiebetransportrate q_G berechnet. Die u/u_c -Verhältnisse wurden aus Fließgeschwindigkeitsberechnungen mit einem 2d-hn-Modell und den Ergebnissen der Sedimentanalyse des Sohlenmaterials eingeschätzt. Im Ergebnis lagen acht Berechnungen zum Schwebstofftransport vor, die im Abflussspektrum zwischen mittlerem Niedrigwasserabfluss (MNQ) bis bordvollem Abfluss (Q_{Bordvoll}) lagen.

Die Berechnungsergebnisse wurden anschließend mit Schwebstoffmessungen sowie mit Schwebstoffberechnungsansätzen aus der Literatur verglichen. Der Vergleich zeigte, dass der hergeleitete Berechnungsansatz grundsätzlich dazu geeignet sein kann, den Schwebstofftransport in Flüssen mit Dünensohlen zu berechnen. Zudem zeigte sich, dass der Berechnungsansatz eine deutlich höhere Übereinstimmung mit den Messergebnissen aufwies als die Berechnungsansätze aus der Literatur. Insbesondere im Bereich höherer Abflüsse lag eine sehr gute Übereinstimmung zwischen Messung und Rechnung vor. Im Bereich niedriger Abflüsse hatte sich hingegen gezeigt, dass der Berechnungsansatz den gemessenen Schwebstofftransport unterschätzte. Solche Unsicherheiten wurden im Rahmen der Diskussion erörtert. Als mögliche Ursache wurde diskutiert, dass das Kornspektrum des Sohlenmaterials durch die gewählte kritische Fließgeschwindigkeit nicht repräsentativ erfasst und dadurch der Schwebstofftransport für kleinere Kornfraktionen unterschätzt wurde.

Im Rahmen weiterer ergänzender Untersuchungen wurde der Berechnungsansatz im Fluss Elbe am Pegel Barby angewendet. Ziel war es, den Ansatz unter deutlich anderen Randbedingungen zu testen. Hierzu wurden Messdaten der Bundesanstalt für Gewässerkunde (BfG) zum Geschiebe- und Schwebstofftransport, zur mittleren Fließgeschwindigkeit und zur Kornverteilung des Sohlenmaterials ausgewertet. Die Datengrundlagen wurden dazu verwendet, den Geschiebetransport in den Schwebstofftransport umzurechnen.

Der Vergleich mit den Schwebstofftransportmessungen zeigte, dass mit dem Berechnungsansatz der Schwebstofftransport auch im Fluss Elbe grundsätzlich berechnet werden konnte. Zudem wurde herausgestellt, dass die Genauigkeit des Berechnungsansatzes durch eine fraktionsweise Berechnung der Kornzusammensetzung des Sohlenmaterials erhöht werden konnte.

7.2 Ausblick

a) Allgemeingültigkeit des Ansatzes

Die Vergleichsrechnungen mit dem aufgestellten Schwebstofftransportansatz hatten gezeigt, dass in den Flüssen Aller und Elbe der Sandtransport in guter Näherung zu den Messungen berechnet werden konnte. Der Berechnungsansatz sollte deshalb auch auf andere Flüsse angewendet werden, um die Allgemeingültigkeit des Ansatzes für ein möglichst breites Spektrum an hydraulisch-sedimentologischen Konstellationen zu testen. Dabei kann möglicherweise auf bestehende Messergebnisse zur Fließgeschwindigkeit, Wassertiefe, Sedimentzusammensetzung, Sohlenpeilungen sowie Geschiebe- und Schwebstofftransportmessungen zurückgegriffen werden, die z. B. an Flusspegeln vorliegen, vgl. Kap. 6.5.3. Andernfalls müssten diese Datengrundlagen zunächst durch Messungen erhoben werden. Dabei sollte darauf geachtet werden, dass die Messungen zeitgleich oder in möglichst kurzen Zeitabständen nacheinander erhoben werden, um die Vergleichbarkeit der Mess- und Berechnungsergebnisse zu gewährleisten.

b) Koppelung mit einem Flusspegel

Im Rahmen dieser Arbeit wurde diskutiert, dass es grundsätzlich möglich sein kann, den aufgestellten Berechnungsansatz mit einem Flusspegel zu koppeln. Voraussetzung hierfür wären bspw. kontinuierliche Sohlenmessungen, die mit zwei nacheinander angeordneten Punktechotlotsonden durchgeführt werden. Die so erhobenen Daten könnten dazu verwendet werden, die Standardabweichung der Sohlenoberfläche σ_z und die Sohlenfortschrittgeschwindigkeit u_D zu ermitteln, um den Geschiebetransport $q_G = f(\sigma_z, u_D)$ zu berechnen. Für die Berechnung des Schwebstofftransports wären zudem noch Kenntnisse über die mittlere Fließgeschwindigkeit u und die kritische Fließgeschwindigkeit des Sohlenmaterials u_C erforderlich. Die kritische Fließgeschwindigkeit u_C könnte aus entnommenen Sedimentproben ermittelt werden. Die Fließgeschwindigkeit u liegt üblicherweise als Wasserstand-Fließgeschwindigkeitsbeziehung $u=f(h)$ vor, da diese die Grundlage für die Wasserstands-Abflussbeziehung $Q=f(h)$ bzw. Durchflussberechnung ist. Der Geschiebe- und Schwebstofftransport würde somit automatisiert auf der

Grundlage der Sohlenpeilungen durchgeführt werden. Aufwendige Geschiebe- und Schwebstoffmessungen mit Geschiebefängern oder Schwebstoffsammlern könnten dann reduziert werden, da diese – falls erforderlich – nur noch zur Kalibrierung des Verfahrens und zur Qualitätssicherung durchgeführt werden müssten.

c) Untersuchungen bei $u/u_c > 6$

Wie die experimentellen Untersuchungen gezeigt hatten, ist das aufgestellte Berechnungsverfahren bis $u/u_c < rd. 6$ anwendbar, da nur bis zu diesem u/u_c -Verhältnis ein funktionaler Zusammenhang zwischen dem Geschiebetransport aus Dünenwanderung und dem Schwebstofftransport abgeleitet werden konnte. Um das Verfahren auf Verhältnisse $u/u_c > 6$ anwenden zu können, muss die vorgestellte Methodik mit Datensätzen für diesen Bereich erweitert werden. Eine mögliche Vorgehensweise könnten weitere Rinnenversuche mit Kunststoffgranulaten mit geringer Dichte sein, wodurch Sedimenttransportuntersuchungen bei hohen Fließgeschwindigkeiten mit vergleichsweise niedrigen Abflüssen möglich sind. Bei solch hohen u/u_c -Verhältnissen ist die Dünensohle in Folge des Strömungsangriffs allerdings vollständig eingeebnet, so dass der Sedimenttransport auf der ebenen Sohle stattfindet, vgl. Kap. 2.1.3 und Kap. 5.3. Für derartige Untersuchungen müsste demzufolge sichergestellt werden, dass die Sedimentsohle bzw. die Bewegung der Sedimentkörner auf der Sohle messtechnisch erfasst werden kann. Dies war mit dem im Rahmen dieser Arbeit eingesetzten photogrammetrischen bzw. Echolotmessverfahren nicht möglich, da der zunehmende Schwebstofftransport die Messungen verhinderte. Insofern müssten neue Herangehensweisen entwickelt werden. Eine Möglichkeit, den sohlennahen Geschiebetransport zu erfassen, könnte darin bestehen, die Bewegung von Partikeln mithilfe von videobasierten Aufnahmen durch die seitlich verglasten Rinnenwände zu verfolgen und diese Aufnahmen mittels Particle Image Velocimetry (PIV) auszuwerten. Diese Methode wurde bereits erfolgreich von Radice (2021) bei Untersuchungen zum Schwebstofftransport angewendet und könnte möglicherweise auch für die Erfassung des sohlennahen Geschiebetransports verwendet werden.

8 Literaturverzeichnis

- Aberle, J., Henning, M., Hentschel, B. (2010). „*Dune dynamics in curved river sections*“. In 17th Congress of the Asia and Pacific Division of the IAHR, Auckland, New Zealand, Papers on Memory stick.
- Aberle, J., Coleman, S. E., Nikora, V. I. (2012). „*Bed load transport by bed form migration*“. *Acta Geophysica*, 60(6), 1720-1743. DOI: 10.2478/s11600-012-0076-y.
- Aberle, J., Mertens, W. (2006). „*Anwendung und Bedeutung der Dimensionsanalyse im experimentellen Wasserbau*“. Mitteilungen des Leichtweiß-Instituts der TU Braunschweig. Heft 155. ISSN: 0343 -1223.
- Aberle, J., Niewerth, S., Faulhaber, P. (2013). „*Random field approach based analysis of bed form heights in curved river sections*“. In 35th IAHR World Congress. September 8-13. 2013. Chengdu. China.
- Aigner, D., Bollrich, G., Carstensen, D., Diersch, H. J. G., Horlacher, H. B., Pohl, R. (2015). „*Technische Hydromechanik 4: Hydraulische und numerische Modelle*“. Beuth Verlag. Berlin. ISBN-13: 978-3-410-24172-0.
- Akiyama, J. (1986). „*Entrainment of non cohesive sediment into suspension*“. In Proc. 3rd Int. Symp. on River Sedimentation, 804-813. Univ. of Mississippi.
- Allen, J.R.L. (1968). „*Current Ripples: Their Relation to Patterns of Water and Sediment Motion*“. North-Holland Publishing Company. Amsterdam. DOI: 10.1017/S001675680005946X.
- Allen, J. R. (1969). „*Some recent advances in the physics of sedimentation*“. Proceedings of the Geologists' Association, 80(1), 1-IN4. DOI: 10.1016/S0016-7878(69)80016-7.
- Ashlye, G. M. (1990). „*Classification of large-scale subaqueous bedforms; a new look at an old problem*“. *Journal of Sedimentary Research*, 60(1), 160-172. DOI: 10.2110/jsr.60.160.
- Bagnold, R. A. (1956). „*The flow of cohesionless grains in fluids*“. *Philosophical Transactions of the Royal Society of London. Series A, Mathematical and Physical Sciences*, 249(964), 235-297. DOI: 10.1098/rsta.1956.0020.
- Baird, T., Bristow, C. S., Vermeesch, P. (2019). „*Measuring sand dune migration rates with COSI-Corr and landsat: opportunities and challenges*“. *Remote Sensing*, 11(20), 2423. DOI: 10.3390/rs11202423.

- Bechteler, W. (2006). „*Sedimentquellen und Transportprozesse*“. Schriftenreihe „ALPRESERV-Sustainable Sediment Management in Alpine Reservoirs considering ecological and economical aspects“. Institut für Wasserwesen der Universität der Bundeswehr München. Neubiberg. ISSN 1862-9644.
- Bendat, J.S., Piersol, A.G. (2010). „*Measurement and Analysis of Random Data, 4rd Edition*“. John Wiley und Sons, Inc. New York. ISBN: 978-0470248775.
- Best, J. (2005). „*The fluid dynamics of river dunes: A review and some future research directions*“. Journal of Geophysical Research: Earth Surface, 110(F4). DOI: 10.1029/2004JF000218.
- BfG (2014a). „*Sedimenttransport und Flussbettentwicklung der Binnemelbe*“. KLIWAS Schriftenreihe, KLIWAS-67/2014. DOI: 10.5675/Kliwas_67/2014_Binnemelbe.
- BfG (2014b). „*Sedimentmanagementkonzept Tideweser*“. Schriftenreihe der Bundesanstalt für Gewässerkunde (BfG). Bericht, BfG-1794.
- Bollrich, G., Preißler, G., (1992). „*Technische Hydromechanik, Band 1: Grundlagen*“. Verlag für Bauwesen. Berlin, München, 1992. ISBN: 3345006081.
- Bonnefille, R. (1963). „*Essais de synthese des lois de debut d'entrainement des sediment sous l'action d'un courant en regime uniform*“. Bull. du CREC, 5. Chatou.
- Buckingham, E., (1914). „*On physically similar systems; illustrations of the use of dimensional equations*“. Physical review, 4(4), 345-376. DOI: 10.1103/PhysRev.4.345.
- Celik, I., and Rodi, W. (1984). „*A deposition entrainment model for suspended sediment transport*“. Report SFB 210 /T / 6, Universität Karlsruhe. DOI: 10.5194/esurf-2019-67.
- Chabert, J., Chauvin, J.L. (1963). „*Formation des Dunes et des Rides dan les Modeles Fluviaux*“. Bulletin du Centre des Recherches et d'Essais de Chatou, 4. ISBN: 978-9401718189.
- Cheng, N. S., Chiew, Y. M. (1999). „*Analysis of initiation of sediment suspension from bed load*“. Journal of Hydraulic Engineering, 125(8), 855-861. DOI: 10.1061/(ASCE)0733-9429 (1999)125:8(855).
- Ciszewski, D., Grygar, T. M. (2016). „*A review of flood-related storage and remobilization of heavy metal pollutants in river systems*“. Water, Air, & Soil Pollution, 227(7), 1-19. DOI: 10.1007/s11270-016-2934-8.
- Coleman, S. E., Nikora, V. I., Aberle, J. (2011). „*Interpretation of alluvial beds through bed-elevation distribution moments*“. Water Resources Research, 47(11). DOI: 10.1029/2011WR010672.

- Crickmore, M. J. (1970). „*Effect of flume width on bed-form characteristics*“. Journal of the Hydraulics Division, 96(2), 473-496. DOI: 10.1061/JYCEAJ.0002333.
- Du Boys, M.P. (1879). „*Le Rhone et les Rivières à Lit affouillable*“. Mem. Doc. Ann. Pont et Chaussées, Ser. 5, Bd. XVIII, 1879 (aus Graf 1971). DOI: 10.1029/TR015i002p00463.
- Dey, S. (2014). „*Sediment threshold. In Fluvial hydrodynamics*“. Springer-Verlag. Berlin, Heidelberg. DOI: 10.1007/978-3-642-19062-9_4.
- DVWK (2003). „*Feststofftransportmodelle für Fließgewässer*“. ATV-DVWK Arbeitsbericht, Arbeitsgruppe WW-2.4 „Feststofftransportmodelle“, März 2003. ISBN: 978-3924063306.
- DWA (2019). „*Geodaten in der Fließgewässermodellierung, Teil 1-3*“. DWA-Regelwerk. DWA-Arbeitsgruppe WW-3.2 „Mehrdimensionale numerische Modelle“, Februar 2019. Hennef. ISBN: 978-3887217464; ISBN: 978-3887217488; ISBN: 978-3887217525.
- DGJ-WE (2015). „*Deutsches Gewässerkundliches Jahrbuch – Weser- und Emsgebiet (01.11.2014 - 31.12.2015)*“. Niedersächsischer Landesbetrieb für Wasserwirtschaft, Küsten- und Naturschutz. Norden.
- DGJ-E (2015). „*Deutsches Gewässerkundliches Jahrbuch – Elbegebiet, Teil I, Von der Grenze zur CR bis zur Havelmündung (01.11.2014 - 31.12.2015)*“. Landesbetrieb für Hochwasserschutz und Wasserwirtschaft Sachsen-Anhalt. Magdeburg.
- Dietrich, W. E., Smith, J. D. (1984). „*Bed load transport in a river meander*“. Water Resour. Res., 20(10), 1355-1380. DOI: 10.1029/WR020i010p01355.
- Dietz, J. W. (1969). „*Kolkbildung in feinen oder leichten Sohlmaterialien bei strömendem Abfluß*“. Mitteilungen des Instituts für Wasserbau und Kulturtechnik, Theodor-Rehbock-Laboratorium, Universität Karlsruhe. Heft 155. ISSN: 0177-0047.
- Dillo H. G. (1960). „*Sandwanderung in Tideflüssen*“. Dissertation. Mitteilungen des Franzius-Instituts der Universität Hannover. Heft 17. DOI: 10.1007/BF02226119.
- Duffy, G. P., Hughes-Clarke, J. E. (2005). „*Application of spatial cross correlation to detection of migration of submarine sand dunes*“. Journal of Geophysical Research: Earth Surface, 110(F4). DOI: 10.1029/2004JF000192.
- Dou, G. (1964). „*On threshold velocity of sediment particles*“. Journal of Hydraulic Engineering, 22-31. ISBN: 9263109486.
- DVWK (1986). „*Schwebstoffmessungen*“. DVWK-Schriften 125/1986. Kommissionsvertrieb Verlag Paul Parey. Hamburg, Berlin. ISBN: 978-3935067447.

- DVWK (1988). „*Feststofftransport in Fließgewässern- Berechnungsverfahren für die Ingenieurpraxis*“. DVWK-Schriften 87. Kommissionsvertrieb Verlag Paul Parey. Hamburg, Berlin. ISBN: 3490087976.
- Einstein, H. A. (1950). „*The bed-load function for sediment transportation in open channel flows*“. Water resources building, 43. DOI: 10.22004/ag.econ.156389.
- Engel, P., Lau, Y. L. (1980). „*Computation of bed load using bathymetric data*“. Journal of the Hydraulics Division. 106(3), 369-380. DOI: 10.1061/JYCEAJ.0005380.
- Engel, P., Lau, Y. L. (1981). „*Bed load discharge coefficient*“. Journal of the Hydraulics Division, 107(11), 1445-1454. DOI: 10.1061/JYCEAJ.0005762.
- Engelund, F. (1965). „*A criterion for the occurrence of suspended load*“. La Houille Blanche. 8(7). DOI: 10.1002/esp.3730.
- Engelund, F., Fredsoe, J. (1974). „*Transition from Dunes to Plane Bed in Alluvial Channels*“. Annual Review of Fluid Mechanics, 14(1), 13-37. DOI: 10.1017/S0022112081002723.
- Engelund, F., Fredsoe, J. (1976). „*A sediment transport model for straight alluvial channels*“. Hydrology Research, 7(5), 293-306. DOI: 10.2166/nh.1976.0019.
- Engelund, F., Fredsoe, J. (1982). „*Sediment ripples and dunes*“. Annual Review of Fluid Mechanics, 14(1), 13-37. DOI: 10.1146/annurev.fl.14.010182.000305.
- Engelund, F., Hansen, E. (1967). „*A monograph on sediment transport in alluvial streams*“. Technical University of Denmark. Copenhagen. ISBN: 978-8757104226.
- Ettmer, B. (2006). „*Untersuchungen zu Kolkvorgängen hinter dem unterströmten Schütz*“. Mitteilungen des Leichtweiß-Instituts der TU Braunschweig. Heft 155. ISSN: 0343-1223.
- Ettmer, B., Aberle, J., Henning, M., Hentschel, B. (2009). „*Bed-load transport equation for sand bed rivers based on statistical parameters*“. 6th Symposium on River, Coastal and Estuary Morphodynamics. (RCEM 2009). Santa Fé, Argentina. ISBN: 978-0415554268.
- Ettmer, B., Dittrich, A., (2009). „*Hydraulisch-sedimentologisches Gutachten zu Sedimentablagerungen in der Aller*“. Projektbericht. Institut für Wasserwirtschaft und Ökotechnologie. Hochschule Magdeburg.
- Ettmer, B., Hentschel, B., Link, O. (2021). „*Neue Wege in der experimentellen morphodynamischen Modellierung durch die Verwendung von Kunststoffgranulat-Sieblinien*“. Die Wasserwirtschaft. 111. 16-22. DOI: 10.1007/s35147-021-0828-1.

- Ettmer, B., Hesse, D. (2015) „*Hochwasserschutz Celle/Optimierung der sedimentologischen Verhältnisse am Fluss Aller bei Celle*“. Projektbericht. Institut für Wasserwirtschaft und Ökotechnologie. Hochschule Magdeburg-Stendal.
- Ettmer, B., Hesse, D. und Link, O. (2017). „*Hochwasserschutzmaßnahmen und morphologische Veränderungen: Projektbeispiel Aller*“. Korrespondenz Wasserwirtschaft, 10(2), 87-92. Gesellschaft zur Förderung der Abwassertechnik e.V. (DWA). Hennef. ISSN: 1865-9926.
- Ettmer, B., Hesse, D., Müller, S. (2022). „*Morphologische Entwicklung der Alten Elbe bei Magdeburg. Entwicklungsstrategien und Maßnahmenoptionen*“. Kolloquium Flussbauliche Herausforderungen an der Elbe im Wandel der Zeit 5. und 6. Oktober 2022. Bundesanstalt für Wasserbau (BAW). Karlsruhe.
- Ettmer, B., Orlik, S. (2012). „*Nachbildung von Sieblinien aus künstlichen Sohlenmaterialien in experimentellen Untersuchungen*“. Forschungsbericht. Hochschule Magdeburg-Stendal.
- Ettmer, B., Orlik, S. (2014). „*Nachbildung von Sieblinien aus künstlichen Sohlenmaterialien*“. Forschungsbericht. Hochschule Magdeburg-Stendal.
- Ettmer, B., Orlik, S. (2019). „*Herstellung der Durchgängigkeit am Ostewehr in Bremervörde*“. Projektbericht. Hochschule Magdeburg-Stendal.
- Ettmer, B., Orth, F., Link, O. (2015). „*Live-bed scour at bridge piers in a lightweight Polystyrene bed*“. Journal of Hydraulic Engineering, 141(9), 04015017. DOI: 10.1061/(ASCE)HY.1943-7900.0001025.
- Exner, F. M. (1925). „*Über die Wechselwirkung zwischen Wasser und Geschiebe in Flüssen*“. Österreichische Akademie Wissenschaften. Band 134. Wien.
- FGG-Elbe (2013). „*Sedimentmanagementkonzept der FGG Elbe: Vorschläge für eine gute Sedimentmanagementpraxis im Elbegebiet zur Erreichung überregionaler Handlungsziele*“. Gemeinsamer Bericht der Bundesländer der Flussgebietsgemeinschaft Elbe: Bayern, Berlin, Brandenburg, Hamburg, Mecklenburg-Vorpommern, Niedersachsen, Sachsen, Sachsen-Anhalt, Schleswig-Holstein, Thüringen. Herausgeber: Flussgebietsgemeinschaft Elbe.
- Flemming, B. W. (1988). „*Zur Klassifikation subaquatischer, strömungstransversaler Transportkörper*“. Bochumer geologische und geotechnische Arbeiten, Heft 29, 93-97.
- Friedrich, H. (2010). „*Evaluation of statistical analysis techniques for developing bedforms recorded in 3D*“. PhD-Thesis. University of Auckland. DOI: 10.1061/(ASCE)HY.1943-7900.0000823.

- Führböter, A. (1967). „Zur Mechanik der Strömungsriffel“. Mitteilungen des Franzius Instituts der TH Hannover. Heft 29.
- Führböter, A. (1991). „Theoretische und experimentelle Untersuchungen zum Entstehungsprozess von Strömungsriffeln“, Mitteilungen des Leichtweiß-Instituts der TU Braunschweig. Heft 111.
- Garcia, M. H., Parker, G. (1991). „Entrainment of bed sediment into suspension“. Journal of Hydraulic Engineering, 117(4), 414-435. DOI: 10.1061/(ASCE)0733-9429(1991)117:4(414).
- García, M. H. (2008). „Sedimentation engineering: processes, measurements, modeling and practice“. American Society of Civil Engineers. Manuals and reports on engineering practice. DOI: 10.1061/9780784408148.
- Gaeuman, D., Jacobson, R. B. (2007). „Field assessment of alternative bed-load transport estimators“. Journal of Hydraulic Engineering, 133(12), 1319-1328. DOI: 10.1061/(ASCE)0733-9429(2007)133:12(1319).
- Gehres, N., Frings, R. M. (2012). „Dune Tracking–Eine Methode zur quantitativen Erfassung des sohnahen Sedimenttransportes über Transportkörper“. Schriftenreihe der Bundesanstalt für Gewässerkunde (BfG). Heft 43. DOI: 10.5675/BFG_Veranst_2012.3.
- Gehrig, W. (1967). „Über die Frage der naturähnlichen Nachbildung der Feststoffbewegung in Modellen“. Dissertation. Mitteilungen des Franzius-Instituts der Universität Hannover. Heft 29.
- Godding, R., Hentschel, B. and Kauppert, C. (2003). „Videometrie im wasserbaulichen Versuchswesen“. Die Wasserwirtschaft, 4/2003, 36-40. Springer-Verlag. Berlin, Heidelberg. ISSN: 0043-0978.
- Graf, W.H. (1971). „Hydraulics of sediment transport“, Mc-Graw-Hill, New York. DOI: 10.5772/25982.
- Haddadchi, A., Movahedi, N., Vahidi, E., Omid, M. H., Dehghani, A. A. (2013). „Evaluation of suspended load transport rate using transport formulas and artificial neural network models (Case study: Chelchay Catchment)“. Journal of Hydrodynamics, 25(3), 459-470. DOI: 10.1016/S1001-6058(11)60385-6.
- Haimann, M., Aigner, J., Gmeiner, P., Lalk, P., Habersack, H. (2018). „Hochwasser und Feststoffe: vom Sedimenttransport zum flussmorphologischen Raumbedarf“. Österreichische Wasser- und Abfallwirtschaft, 70(1), 78-89. DOI: 10.1007/s00506-017-0450-8.
- Hansen, E. (1966). „Bedload investigations in Shive-Karup river“. Technical University of Denmark, 12, 1-8.

- Havinga, H. (1982) „*Bedload discharge coefficient. Discussion*“. Proc. Am. Soc. civ. Eng. Journal of Hydraulic Division, 109, 157-160. DOI: 10.1061/(ASCE)0733-9429(1983)109:1(157).
- Havinga, H., 't Hoen, J.P.F. (1986). „*Prototype Testing of the Dunetrack Method*“. Report National Institute for Inland Water Management and Waste Water Treatment RIZA.
- Henning, M., Hentschel, B., Hüsener, T. (2008). „*Determination of channel morphology and flow features in laboratory models using 3D-photogrammetry*“. Conference Paper Riverflow 2008, France.
- Henning, M., (2013). „*Mehrdimensionale statistische Analyse räumlich und zeitlich hoch aufgelöster Oberflächen von Dünenfeldern*“. Dissertation. Mitteilungen des Leichtweiß-Instituts der TU Braunschweig. Braunschweig. DOI: 10.24355/dbbs.084-201306140925-0.
- Hentschel, B. (2007). „*Hydraulische Flussmodelle mit beweglicher Sohle*“. Mitteilungsblatt der Bundesanstalt für Wasserbau (BAW), (90), 25-46. ISSN: 0572-5801.
- Hesse, D. (2011). „*Morphologische Untersuchungen am Fluss Aller im Bereich der Stadt Celle unter Einsatz geeigneter numerischer Modelle*“. Masterarbeit. Hochschule Magdeburg-Stendal.
- Hjulström, F. (1935). „*Studies of the morphological activities of rivers as illustrated by the River Fyris*“. Bulletin of the Geological Institution of the Univ. of Upsala, 25. Schweden.
- Hüsener, T., Hesse, D. (2021). „*Experimentelle Untersuchungen zu Sedimentablagerungen in einer Flusskrümmung am Mittelrhein*“. Die Wasserwirtschaft, 111, 23-30. Springer-Verlag. Berlin, Heidelberg. DOI: 10.1007/s35147-021-0833-4.
- Itakura, T., und Kishi, T. (1980). „*Open channel flow with suspended sediments*“. Journal of the Hydraulics Division, 106(8), 1325-1343. DOI: 10.1061/JYCEAJ.0005483.
- Jain, S.C., Kennedy, J.F. (1971) „*The Growth of Sand Waves*“. International Symposium on Stochastic Hydraulics. University of Pittsburg Press, 449-471. DOI: 10.1017/S0022112074001157.
- Jain, S. C., Kennedy, J. F. (1974). „*The spectral evolution of sedimentary bed forms*“. Journal of Fluid Mechanics, 63(2), 301-314. DOI: 10.1017/S0022112074001157.
- Jinchi, H. (1992). „*Application of sandwave measurements in calculating bedload discharge*“. Proceedings Symposium Erosion and Sediment Transport Monitoring Programmes in River Basins, Oslo. Publication 210, 63-70. International Association of Hydrological Sciences, Wallingford.

- Jirka, G. H., Lang, C. (2009). „*Einführung in die Gerinnehydraulik*“. KIT Scientific Publishing. DOI: ISBN: 978-3866443631.
- Joshi, S., Xu, Y. J. (2017). „*Bedload and suspended load transport in the 140-km reach downstream of the Mississippi River avulsion to the Atchafalaya River*“. *Water*, 9(9), 716. DOI: 10.3390/w9090716.
- Kalinske, A. A. (1947). „*Movement of Sediment as Bed-Load in Rivers*“, *Journal of Geophysical Research: Earth Surface*, 28(4). DOI: 10.1029/TR028i004p00615.
- Karim, M.F., Kennedy, J.F. (1981). „*Computer-based predictors for sediment discharge and friction factor of alluvial streams*“, IHR Report, No.242, Univ. of Iowa, Iowa City, Iowa, 1981. DOI: 10.1017/S0022112083001755.
- Kleinhans, M.G., Ten Brinke, W. B. M. (2001). „*Accuracy of cross channel sampled sediment transport in large sand-gravel-bed-rivers*“, *Journal of Hydraulic Engineering*, 127, 258-269. DOI: 10.1061/(ASCE)0733-9429(2001)127:4(258).
- Kleinhans, M., Wilbers, A., Ten Brinke, W. (2007). „*Opposite hysteresis of sand and gravel transport upstream and downstream of a bifurcation during a flood in the River Rhine, the Netherlands*“. *Netherlands Journal of Geosciences*, 86(3), 273-285. DOI: 10.1017/S0016774600077854.
- Knaapen, M. A. F., Hulscher, S. J. (2002). „*Regeneration of sand waves after dredging*“. *Coastal Engineering*, 46(4), 277-289. DOI:10.1016/S0378-3839(02)00090-X.
- Krüger, F., Urban, B. (2014). „*Schadstoffregime in Auenböden der Elbe. Klimafolgenanpassung im Biosphärenreservat Niedersächsische Elbtalaue–Modellregion für nachhaltige Entwicklung*“. *Berichte aus den KLIMZUG-NORD Modellgebieten*, Band 5. TuTech Verlag. Hamburg. ISBN: 978-3-941492-71-4.
- Laursen, E. M. (1958). „*The total sediment load of streams*“. *Journal of the Hydraulics Division*, 84(1), 1-36. DOI: 10.1016/S0378-3839(02)00090-X.
- Leary, K. C., Buscombe, D. (2020). „*Estimating sand bed load in rivers by tracking dunes: a comparison of methods based on bed elevation time series*“. *Earth Surface Dynamics*, 8(1), 161-172. DOI: 10.5194/esurf-8-161-2020.
- Le Coz, J., Pierrefeu, G., Paquier, A. (2008). „*Evaluation of river discharges monitored by a fixed side - looking Doppler profiler*“. *Water Resources Research*, 44(4). DOI: 10.1029/2008WR006967.

- Lajeunesse, E., Malverti, L., Charru, F. (2010). „*Bed load transport in turbulent flow at the grain scale: Experiments and modeling*“. Journal of Geophysical Research: Earth Surface, 115(F4). DOI: 10.1029/2009JF001628.
- Luhmann, T. (2010). „*Nahbereichsphotogrammetrie - Grundlagen, Methoden und Anwendungen*“. 3. Auflage. Wichmann Verlag. Berlin, Offenbach. ISBN: 978-3879074792.
- LWI (2008). „*Weiterführende Auswertung sedimentologischer Daten der Oder*“, Bericht Nr. 959, Leichtweiß-Institut für Wasserbau, TU Braunschweig.
- Maniak, U. (2016). „*Einführung Hydrologie und Wasserwirtschaft*“. Springer-Verlag. Berlin, Heidelberg. DOI: 10.1007/978-3-662-49087-7.
- Mardjikoën, P. (1966). „*Some characteristics of sandwaves in open channels with movable bed*“. Delft Hydraulics Laboratory; Report R. 7, Delft, the Netherlands, 17.
- Mehrdad, M.H. (1989). „*Bedforms - their measurement, analysis and application*“, Dissertation, Washington University, Washington, D.C, U.S.A., 1989. DOI:10.1016/S0169-555X(01)00068-X.
- Mertens, W. (1987). „*Über die Deltabildung in Stauräumen*“, Mitteilungen des Leichtweiß-Instituts der TU Braunschweig, Heft 91. ISSN: 0343-1223.
- Mertens, W. (1995). „*Zur Wahl geeigneter Sedimenttransport-Formeln*“. Die Wasserwirtschaft. 85, 10, 486-490. Springer-Verlag. Berlin, Heidelberg. ISBN: 978-3662108574.
- Mertens, W. (2006). „*Hydraulisch-sedimentologische Berechnungen naturnah gestalteter Fließgewässer*“. Deutsche Vereinigung für Wasserwirtschaft, Abwasser und Abfall eV, Hennef. ISBN: 978-3939057420.
- Meyer-Peter, E., Müller, R. (1948). „*Formulas for Bed-Load Transport*“. 2. Tagung IVWBV (IAHR). Stockholm.
- Miao, C., Ni, J., Borthwick, A. G. (2010). „*Recent changes of water discharge and sediment load in the Yellow River basin, China*“. Progress in Physical Geography: Earth and Environment, 34(4), 541-561. DOI: 10.1177/03091333103694.
- Morgenschweis, G. (2018). „*Hydrometrie: Theorie und Praxis der Durchflussmessung in offenen Gerinnen*“. Springer-Verlag. Berlin, Heidelberg. ISBN: 978-3662553138.
- Netzel, F., Simon, F., Hartung, A., Bours, H., Mudersbach, C. (2020). „*Auswertungen und weiterführende Untersuchungen von ADCP-Messungen*“. Die Wasserwirtschaft, Heft 110. Springer-Verlag. Berlin, Heidelberg. DOI: 10.1007/s35147-020-0414-y.

- Nikuradse, J. (1933). „*Strömungsgesetze in rauen Rohren*“. VDI-Forschungsheft, 361. DOI: 10.1002/zamm.19310110603.
- Nikora, V.I., Sukhodolov, A. N., Rowinski, P. M. (1997). „*Statistical Sand Wave Dynamics in One-Directional Water Flows*“. Journal of Fluid Mechanics, 351,17-39. DOI: 10.1017/S0022112097006708.
- Nordin Jr, C. F. (1971). „*Statistical properties of dune profiles*“. Geological Survey Professional Paper. 562-F. U. S. Government Printing Office. 41. DOI: 10.3133/pp562F.
- Nujic, M. (2006). „*Ein zweidimensionales Strömungsmodell für die wasserwirtschaftliche Praxis – Benutzerhandbuch*“. Rosenheim.
- Núñez-González, F., Hesse, D., Ettmer, B., Link, O. (2014). „*Objective method for ranking bedforms with a 3-dimensionality-index*“. River Flow Conference (2014), 1059-1065. DOI: 10.1201/b17133-143.
- Odgaard, J.A., Bergs, M.A. (1988). „*Flow processes in a curved alluvial channel*“. Water Resour. Res., 24(1), 45-56. DOI: 10.1029/WR024i001p00045.
- O'Loughlin, E. M., Squarer, D. (1967). „*Areal variations of bed-form characteristics in meandering streams*“. Proc.12th Cong. Internat. Assoc. Hydr. Res., Institute of Hydraulic Research, University of Iowa 118-127.
- Patt, H., Jürging, P., Kraus, W. (2018). „*Naturnaher Wasserbau: Entwicklung und Gestaltung von Fließgewässern*“. Springer-Vieweg-Verlag. Wiesbaden. DOI: 10.1007/978-3-658-22478-3.
- Pitlick, J., Cress, R. (2000). „*Longitudinal trends in channel characteristics of the Colorado River and implications for food-web dynamics*“. University of Colorado, Department of Geography. DOI: 10.1029/2001WR000898.
- Pfommer, U., Gebhardt, M. (2021). „*Modelluntersuchungen zum Kolkprozess am Wehr Geesthacht*“. Die Wasserwirtschaft, 111, 23-30. Springer-Verlag. Berlin, Heidelberg. DOI: 10.1007/s35147-021-0833-4.
- Raudkivi, A. J. (1982). „*Grundlagen des Sedimenttransports*“. Springer-Verlag. Berlin, Heidelberg. DOI: 10.1007/978-3-642-81882-0.
- Raudkivi, A., Witte H.-H. (1991). „*Ein synergetischer Ansatz zur Entwicklung von Transportkörpern*“. Mitteilungen des Leichtweiß-Instituts der TU Braunschweig. Heft 111.

- Reymann, H. (2012). „*Erfassung und Beschreibung des Feststofftransportes der Aller im Raum Celle im Rahmen des Allermonitorings*“. Masterarbeit. Hochschule Magdeburg-Stendal.
- Radice, A. (2021). „*An experimental investigation of sediment kinematics and multi-scale propagation for laboratory bed-load dunes*. *Sedimentology*“, 68(7), 3476-3493. DOI: 10.1111/sed.12906.
- Rouse, H. (1937). „*Modern conceptions of the mechanics of fluid turbulence*“. Transactions of the American Society of Civil Engineers, 102(1), 463-505. DOI: 10.1061/TACEAT.0004872
- Schmidt, W. (1925). „*Massenaustausch in freier Luft und verwandte Erscheinungen*“. Probleme der kosmischen Physik, Bd. 7. Hamburg.
- SedDB (2020). „*Dokumentation zur SedDB Binnen*“. Bundesanstalt für Gewässerkunde (BfG), URL: http://geoportal.bafg.de/dokumente/ggina/Dokumentation_SedDB_Binnen.pdf [Abgerufen am 03.06.2020].
- Shields, A. (1936). „*Anwendung der Aehnlichkeitsmechanik und der Turbulenzforschung auf die Geschiebebewegung*“. Dissertation. Technische Universität Berlin. ISBN: 978-3540478577.
- Simons, D. B., Richardson, E. V. (1965). „*Resistance to flow in alluvial channels*“. Professional Paper 422-J. US Geological Survey. Washington DC. 193-207. DOI: 10.3133/PP422J.
- Smith, J. D., McLean, S. R. (1977). „*Boundary layer adjustments to bottom topography and suspended sediment*“. Elsevier oceanography series, 19, 123-151. DOI: 10.1016/S0422-9894(08)70839-0.
- Stein, R. A. (1965). „*Laboratory studies of total load and apparent bed load*“. Journal of Geophysical Research, 70(8), 1831-1842. DOI: 10.1029/JZ070i008p01831
- Southard, J. B., Boguchwal, L. A. (1990a). „*Bed configurations in steady unidirectional water flows; Part 1, Scale model study using fine sands*“. Journal of Sedimentary Research, 60(5), 649-657. DOI: 10.1306/212F923C-2B24-11D7-8648000102C1865D.
- Southard, J. B., Boguchwal, L. A. (1990b). „*Bed configuration in steady unidirectional water flows; Part 2, Synthesis of flume data*“. Journal of Sedimentary Research, 60(5), 658-679. DOI: 10.1306/212F9241-2B24-11D7-8648000102C1865D.
- Ten Brinke, W. B. M., Wilbers, A. W. E., Wesseling, C. (1999). „*Dune growth, decay and migration rates during a large-magnitude flood at a sand and mixed sand-gravel bed in the Dutch Rhine river system*“. Fluvial sedimentology, 28, 15-32. DOI: 10.1002/9781444304213.ch2.

- Van Rijn, L. C. (1984a). „*Sediment transport, part I: bed load transport*“. Journal of hydraulic engineering, 110(10), 1431-1456. DOI: 10.1061/(ASCE)0733-9429(1984)110:10(1431).
- van Rijn, L. C. (1984b). „*Sediment transport, part II: suspended load transport*“. Journal of hydraulic engineering, 110(11), 1613-1641. DOI: 10.1061/(ASCE)0733-9429(1984)110:11(1613).
- van Rijn, L. C. (1984c). „*Sediment transport, part III: bed forms and alluvial roughness*“. Journal of hydraulic engineering, 110(12), 1733-1754. DOI: 10.1061/(ASCE)0733-9429(1984)110:12(1733).
- Van Rijn, L. C. (1993). „*Principles of sediment transport in rivers, estuaries and coastal seas*“. Amsterdam. Aqua publications. 1006. ISBN: 978-9080035621.
- Van Rijn, L. C. (2007b). „*Unified view of sediment transport by currents and waves Suspended transport*“. Journal of Hydraulic Engineering, 133, 6, 668-689. DOI: 10.1061/(ASCE)0733-9429(2007)133:6(649).
- van den Berg, J. H. (1987). „*Bedform migration and bed-load transport in some rivers and tidal environments*“. Sedimentology, 34(4), 681-698. DOI: 10.1111/j.1365-3091.1987.tb00794.x.
- Van der Mark, C. F., Blom, A., Hulscher, S. J. M. H. (2008). „*Quantification of variability in bedform geometry*“. Journal of Geophysical Research: Earth Surface, 113(F3). DOI: 10.1029/2007JF000940.
- van Scheltinga, R. C. T., Coco, G., Kleinhans, M. G., Friedrich, H. (2020). „*Observations of dune interactions from DEMs using through-water Structure from Motion*“. Geomorphology, 359, 107126. DOI: 10.1016/j.geomorph.2020.107126.
- Vanoni, V.A. (2006). „*Sedimentation Engineering*“. American Society of Civil Engineers. Manuals and Reports on Engineering Practice. 54. New York. ISBN: 978-0784408230.
- Venditti, J. G., Church, M., Bennett, S. J. (2005). „*Morphodynamics of small-scale superimposed sand waves over migrating dune bed forms*“. Water resources research, 41(10). DOI: 10.1029/2004WR003461.
- Vetter, M. (1992). „*Ein Beitrag zur Berechnung des Feststofftransports in offenen Gerinnen*“. Dissertation. Institut für Wasserwesen, Univ. der Bundeswehr München. ISSN: 1862-9636.
- Vollmers, H., (1965). „*Neue Betrachtungsmöglichkeiten des Feststofftransports in offenen Gerinnen*“. Die Wasserwirtschaft, Heft 12. Springer-Verlag. Berlin, Heidelberg.

- Walling, D. E. (2009). „*The impact of global change on erosion and sediment transport by rivers: current progress and future challenges*“. Unesco, International Hydrological Programme, World Water Assessment Programme (United Nations). UNESCO-Verlag. Paris, Frankreich. ISBN: 978-92-3-104135-8.
- White, W.R., Milli, H., Crabbe, A.D. (1973). „*Sediment Transport: An Appraisal of Available Methods*“. Report No. INT 119. Hydraulic Research Station. Wallingford.
- Wilbers, A. (2004). „*The development and hydraulic roughness of subaqueous dunes*“. PhD thesis. Faculty of Geosciences. Utrecht University. Utrecht. Niederlande. ISSN: 0169-4839.
- Willis, J. C., Kennedy, J. F. (1978). „*Sediment Transport in Migrating Bed Forms*“. Verification of Mathematical and Physical Models in Hydraulic Engineering. ASCE. 551-560.
- Yalin, M.S., (1965). „*Similarity in Sediment Transport by Currents*“. Hydraulics Research Paper No. 6. Hydraulics Research Station. Wallingford. Berks.
- Yalin, M. S. (1971). „*Mechanics of Sediment Transport*“. Pergamon Press Ltd. ISBN: 978-0080211626.
- Yalin, M. S., Karahan, E. (1979). „*Steepness of sedimentary dunes*“. Journal of the Hydraulics Division, 105(4), 381-392. DOI: 10.1061/JYCEAJ.0005179.
- Yang, C. T. (1996). „*Sediment transport: theory and practice*“. Krieger Pub. Verlag. Malabar (Florida), USA. ISBN: 978-0079122650.
- Zanke, U. (1976a). „*Über den Einfluss von Kornmaterial, Strömungen und Wasserständen auf die Kenngrößen von Transportkörpern in offenen Gerinnen*“. Mitteilungen des Franzius-Instituts der Universität Hannover. Heft 44, 1-111. ISBN: 978-3642811098.
- Zanke, U. (1976b). „*Über die Naturähnlichkeit von Geschiebeversuchen bei einer Gewässer-sole mit Transportkörpern*“. Mitteilungen des Franzius-Instituts der Universität Hannover. Heft 44, 289-324.
- Zanke, U. (1977). „*Neuer Ansatz zur Berechnung des Transportbeginns von Sedimenten unter Strömungseinfluß*“. Mitteilungen des Franzius-Instituts der Universität Hannover. Heft 46, 157-178.
- Zanke, U. (1978). „*Zusammenhänge zwischen Strömung und Sedimenttransport Teil 1: Berechnung des Sedimenttransportes - allgemeiner Fall -*“ Mitteilungen des Franzius-Instituts der Universität Hannover. Heft 47, 214-345.

- Zanke, U. (1987). „*Sedimenttransportformeln für Bed-Load im Vergleich*“. Mitteilungen des Franzius-Instituts der Universität Hannover. Heft 64, 327-411.
- Zanke, U. (1982). „*Grundlagen des Sedimenttransportes*“. Springer-Verlag. Berlin, Heidelberg. ISBN: 978-3540117346.
- Zanke, U. (2001). „*On the Physics of Flow-driven Sediments (Bed-Load)*“, *International Journal Sediment Research*, 16(1), 1-18.
- Zanke, U. (2002). „*Hydromechanik der Gerinne und Küstengewässer*“. Springer-Verlag. Berlin, Heidelberg. DOI: 10.1007/978-3-322-80212-5.
- Zanke, U. C. (2013). „*Hydromechanik der Gerinne und Küstengewässer: Für Bauingenieure, Umwelt- und Geowissenschaftler*“. Springer-Verlag. Heidelberg, Berlin. ISBN: 9783322802125.
- Zanke, U., Roland, A. (2020). „*Sediment Bed-Load Transport: A Standardized Notation*“. *Geosciences*, 10(9), 368. DOI:10.3390/geosciences10090368.
- Zarn, B. (1997). „*Einfluss der Flussbettbreite auf die Wechselwirkung zwischen Abfluss, Morphologie und Geschiebetransportkapazität*“. Dissertation. Mitteilungen der Eidgenössischen Technischen Hochschule Zürich (VAW). Heft 154.
- Zaid, B. A., Koll, K., Wiesemann, J. U. (2014). „*Analysis of suspended sediment transport data in the River Nile*“. In: Schleiss et al. (eds.) *River Flow*, Taylor & Francis (2014). DOI: 10.1201/b17133-129.
- Zorndt, A., Wurpts, A., Schlurmann, T., Ohle, N., Strotmann, T. (2010). „*Dune migration and sand transport rates in tidal estuaries: The example of the river elbe*“. In *Proceedings of the Coastal Engineering Conference (2010)*. Reston: American Society of Civil Engineers. DOI: 10.9753/icce.v32.sediment.38.
- Zyserman, J. A., und Fredsoe, J. (1994). „*Data analysis of bed concentration of suspended sediment*“. *Journal of Hydraulic Engineering*, 120(9), 1021-1042. DOI: 10.1061/(ASCE)0733-9429(1994)120:9(1021).