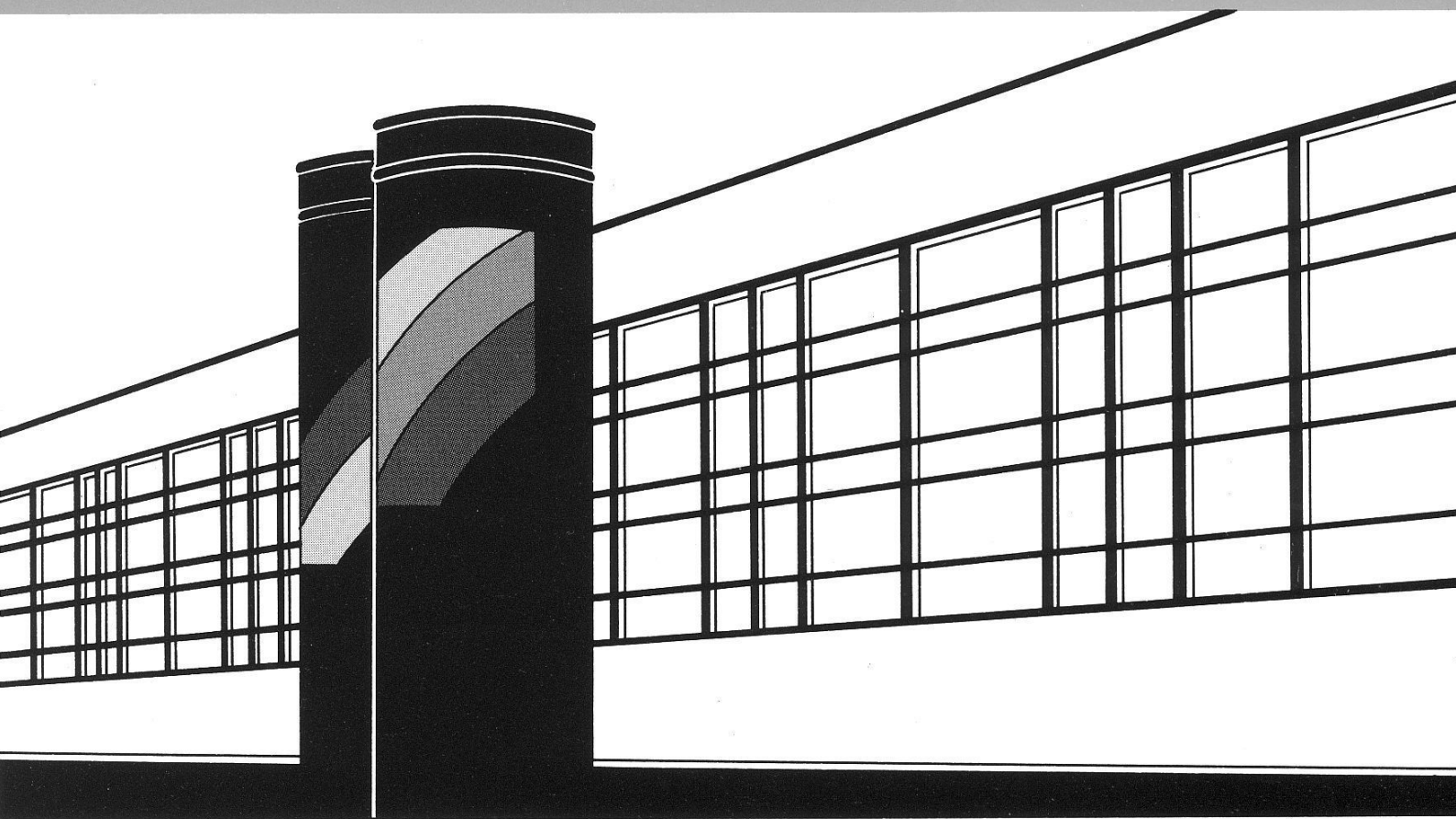


Institut für Wasserbau · Universität Stuttgart

# *Mitteilungen*



Heft 127    Oliver Witt

Erosionsstabilität von  
Gewässersedimenten und deren  
Bedeutung für den Stofftransport bei  
Hochwasser am Beispiel ausgewählter  
Stauhaltungen des Oberrheins

# **Erosionsstabilität von Gewässersedimenten und deren Bedeutung für den Stofftransport bei Hochwasser am Beispiel ausgewählter Stauhaltungen des Oberrheins**

Von der Fakultät Bau- und Umweltingenieurwissenschaften der  
Universität Stuttgart zur Erlangung der Würde eines  
Doktor-Ingenieurs (Dr.-Ing.) genehmigte Abhandlung

Vorgelegt von  
**Oliver Witt**  
aus Remseck

Hauptberichter: Prof. Dr.-Ing. Bernhard Westrich  
Mitberichter: Prof. Gerhard H. Jirka, PhD

Tag der mündlichen Prüfung: 9. Februar 2004

Institut für Wasserbau der Universität Stuttgart  
2004

Heft 127 Erosionsstabilität von  
Gewässersedimenten und  
deren Bedeutung für den  
Stofftransport bei Hochwasser  
am Beispiel ausgewählter  
Stauhaltungen des Oberrheins

von  
Dr.-Ing.  
Oliver Witt

**D93 Erosionsstabilität von Gewässersedimenten und deren Bedeutung für den Stofftransport bei Hochwasser am Beispiel ausgewählter Stauhaltungen des Oberrheins**

Titelaufnahme der Deutschen Bibliothek

Witt, Oliver:

Erosionsstabilität von Gewässersedimenten und deren Bedeutung für den Stofftransport bei Hochwasser am Beispiel ausgewählter Stauhaltungen des Oberrheins / von Oliver Witt. Institut für Wasserbau, Universität Stuttgart. - Stuttgart: Inst. für Wasserbau, 2004

(Mitteilungen / Institut für Wasserbau, Universität Stuttgart: H. 127)

Zugl.: Stuttgart, Univ., Diss., 2004)

ISBN 3-933761-30-1

NE: Institut für Wasserbau <Stuttgart>: Mitteilungen

Gegen Vervielfältigung und Übersetzung bestehen keine Einwände, es wird lediglich um Quellenangabe gebeten.

Herausgegeben 2004 vom Eigenverlag des Instituts für Wasserbau  
Druck: Sprint-Druck, Stuttgart

## Inhaltsverzeichnis

<b>INHALTSVERZEICHNIS</b> .....	<b>1</b>
<b>ABBILDUNGSVERZEICHNIS</b> .....	<b>5</b>
<b>TABELLENVERZEICHNIS</b> .....	<b>10</b>
<b>1 EINFÜHRUNG</b> .....	<b>15</b>
1.1 MOTIVATION .....	15
1.2 ZIELSETZUNG .....	16
1.3 GLIEDERUNG DER ARBEIT .....	17
<b>2 KONZEPT ZUR RISIKOBEWERTUNG VON SEDIMENTKONTAMINATIONEN</b> .....	<b>19</b>
2.1 RISIKO UND KONTAMINATION.....	19
2.2 EUROPÄISCHE-WASSERRAHMENRICHTLINIE (EU-WRRL) .....	21
2.2.1 <i>Prioritär gefährliche Stoffe</i> .....	22
<b>3 GRUNDLAGEN DER EROSION KOHÄSIVER SEDIMENTE</b> .....	<b>24</b>
3.1 EXPERIMENTELLE BESTIMMUNG DER EROSION .....	24
3.1.1 <i>Labormethoden</i> .....	27
3.1.2 <i>in situ Messungen</i> .....	29
3.1.3 <i>Vergleich von Laborexperimenten und in situ Messungen</i> .....	31
3.2 EINFLUSSFAKTOREN .....	32
3.3 THEORETISCHE BESCHREIBUNG UND MODELLIERUNG .....	43
<b>4 SETEG-SYSTEM - STRÖMUNGSKANAL ZUR ERMITTLUNG DER TIEFENABHÄNGIGEN EROSIONSSTABILITÄT VON GEWÄSSERSEDIMENTEN</b> .....	<b>46</b>
4.1 VERSUCHSSTAND .....	46
4.1.1 <i>Aufbau</i> .....	46
4.1.2 <i>Hydrodynamik</i> .....	48
4.2 PROBENAHME.....	50
4.2.1 <i>Technische Daten</i> .....	50
4.2.2 <i>Probenahmedurchführung</i> .....	51
4.3 VERSUCHSDURCHFÜHRUNG .....	52
4.4 LAGERUNGSDICHTEMESSUNG .....	53
4.4.1 <i>Theoretische Betrachtung</i> .....	54
4.4.2 <i>Versuchsdurchführung</i> .....	55
<b>5 SEDCIA (SEDIMENT EROSION RATE DETECTION BY COMPUTERISED IMAGE ANALYSES)</b> .....	<b>56</b>
5.1 METHODIK .....	56
5.1.1 <i>Theoretische Vorüberlegung</i> .....	56
5.1.2 <i>Technische Daten</i> .....	58
5.1.3 <i>Mathematische Vorgehensweise</i> .....	59

5.1.4	<i>Linienextraktion</i> .....	61
5.2	ANWENDEROBERFLÄCHE .....	61
5.3	EROSIONSRATENERMITTLUNG .....	63
5.4	GENAUIGKEIT .....	64
5.5	REPRODUZIERBARKEIT .....	66
5.6	EINSCHRÄNKUNGEN .....	68
5.7	EINORDNUNG MIT KOHÄSIONSLOSEM MATERIAL .....	69
5.8	UNTERSUCHUNG DES EINFLUSSES PHYSIKALISCHER PARAMETER AUF DIE EROSION VON GEWÄSSERSEDIMENTEN .....	71
5.8.1	<i>Probenahme</i> .....	72
5.8.2	<i>Homogenisiertes natürliches Sediment</i> .....	74
5.8.2.1	Probenmaterialerstellung .....	74
5.8.2.2	Lagerungsdichten .....	75
5.8.2.3	Temperatur .....	78
5.8.2.4	Turbulenz .....	82
5.8.3	<i>Ungestörtes natürliches Sediment</i> .....	87
5.9	ZEITLICHER VERLAUF VON EROSIONSRATEN .....	92
5.10	SKALENEFFEKTE .....	96
<b>6</b>	<b>STRÖMUNGS- UND TRANSPORTMODELLIERUNG</b> .....	<b>102</b>
6.1	STRÖMUNGSMODELLIERUNG .....	102
6.1.1	<i>Übersicht über bestehende Simulationsmodelle</i> .....	103
6.1.2	<i>Beschreibung des Simulationsmodells FESWMS-2DH</i> .....	105
6.2	GRUNDLAGEN DES FEINSEDIMENTTRANSPORTES .....	108
6.2.1	<i>Sohlschubspannung</i> .....	109
6.2.2	<i>Schwebstofftransport</i> .....	109
<b>7</b>	<b>ABSCHÄTZUNG DES SEDIMENTEROSIONSVOLUMENS UND DES SCHADSTOFFAUSTRAGS DURCH EIN SZENARIENHOCHWASSER</b> .....	<b>112</b>
7.1	ZIELSETZUNG .....	112
7.2	ANFORDERUNGEN UND KONZEPTION DER BERECHNUNG .....	112
7.2.1	<i>Anforderungen</i> .....	112
7.2.2	<i>Konzeption</i> .....	113
7.3	BESCHREIBUNG DES BERECHNUNGSVERFAHRENS .....	114
7.3.1	<i>Sohlhöhenberechnung</i> .....	115
7.3.2	<i>Berechnung HCB-Austrag</i> .....	118
7.3.3	<i>Sensitivitätsbetrachtung</i> .....	119
	<b>STAUHALTUNGEN AM OBERRHEIN</b> .....	<b>121</b>
	BAU- UND BETRIEBSWEISEN .....	123
	ABFLUSSVERHÄLTNISSE .....	125
	MORPHOLOGIE DER GEWÄSSERSOHL E .....	126
	KONTAMINANTEN .....	128
<b>8</b>	<b>FALLSTUDIE: STAUHALTUNG MARCKOLSHEIM</b> .....	<b>131</b>
8.1	AUSWERTUNG VON VORINFORMATIONEN .....	131
8.1.1	<i>Betrieb</i> .....	131

8.1.2	<i>Abflussverhältnisse</i> .....	132
8.1.3	<i>Morphologie der Gewässersohle</i> .....	132
8.2	NATUR- UND LABORDATENGRUNDLAGE.....	138
8.2.1	<i>Hinweise zur Dateninterpretation</i> .....	138
8.2.1.1	Lagerungsdichten .....	138
8.2.1.2	Gasvolumina.....	139
8.2.1.3	Numerische Modellierung der sohnnahen Strömungskräfte.....	139
8.2.1.4	Chemischer Parameter.....	140
8.2.2	<i>Lagerungsdichten / Korngrößen</i> .....	140
8.2.3	<i>Gasgehalte</i> .....	145
8.2.4	<i>Kritische Erosionsschubspannungen</i> .....	151
8.2.5	<i>Chemische Belastung der Sedimente</i> .....	154
8.3	NUMERISCHE MODELLIERUNG DER SOHLNAHEN STRÖMUNGSKRÄFTE.....	157
8.3.1	<i>Randbedingungen Kalibrierung - Validierung</i> .....	157
8.3.2	<i>Strömungsgeschwindigkeits- und Sohl Schubspannungsverteilungen</i> .....	158
8.4	ABSCHÄTZUNG DES ERODIERTEN SEDIMENTVOLUMENS UND DES HCB- GESAMTAUSTRAGS FÜR EIN SZENARIENHOCHWASSER.....	165
8.4.1	<i>Kalibrierung</i> .....	165
8.4.2	<i>Grenzkonzentration des Schwebstofftransportes</i> .....	170
8.4.3	<i>Szenarienhochwasser von 1999 (Pegel Rheinfelden)</i> .....	173
8.4.4	<i>Szenarienhochwasser von 1994 (Pegel Basel)</i> .....	182
8.4.5	<i>Vergleich berechneter HCB-Austräge mit Messdaten der Stauhaltung Iffezheim</i> .....	185
<b>9</b>	<b>SCHLUSSFOLGERUNGEN UND AUSBLICK</b> .....	<b>195</b>
9.1	ASPEKTE FÜR DIE EXPERIMENTELLE BESTIMMUNG DER EROSIONSTABILITÄT KOHÄSIVER GEWÄSSERSEDIMENTE UND DEREN KONSEQUENZ FÜR DAS SEDIMENTMANAGEMENT.....	195
9.1.1	<i>Konsequenzen für die experimentelle Prozessforschung</i> .....	195
9.1.2	<i>Konsequenzen für die Verwertbarkeit der experimentellen Ergebnisse</i> .....	197
9.1.3	<i>Konsequenzen für das praktische Sedimentmanagement am Beispiel der Hexachlorbenzolbelastung am Oberrhein</i> .....	201
<b>10</b>	<b>ZUSAMMENFASSUNG</b> .....	<b>203</b>
<b>11</b>	<b>LITERATURVERZEICHNIS</b> .....	<b>207</b>
<b>12</b>	<b>ANHANG</b> .....	<b>214</b>

**Für  
Meike und Étienne**

Sei mir begrüßt, mein Vater Rhein,  
wie ist es dir ergangen?  
Ich habe oft an dich gedacht.  
Mit Sehnsucht und Verlangen.

(Heinrich Heine, 1844)



## Abbildungsverzeichnis

Abbildung 2.1: Häufigkeitsverteilung von $\tau_{krit.,e}$ und $\tau_0$ .....	20
Abbildung 3.1: Möglichkeiten der Untersuchung der Erosionsstabilitäten von Gewässersedimenten .....	25
Abbildung 3.2: <i>in situ</i> Gerät zur Bestimmung der Erosionsstabilität von Gewässersedimenten [106] .....	29
Abbildung 3.3: Erosionsraten in Abhängigkeit von der Lagerungsdichte bei unterschiedlichen Sohlschubspannungen von Sedimenten des Detroit River, USA.....	34
Abbildung 3.4: Gegenüberstellung von Lagerungsdichte und Erosionsraten in Abhängigkeit von der angelegten Sohlschubspannung [A: Sedimente ohne Gas, B: Sedimente mit 3 bis 4 % Gasgehalt] .....	36
Abbildung 3.5: Abhängigkeit der Menge an suspendiertem Material von der Temperatur bei gleicher Sohlschubspannung ([45]) .....	37
Abbildung 3.6: Variation der Konzentration suspendiertem Materials und Änderung der kritischen Erosionsschubspannung für eine Sohle während eines Erosionsexperiments [58] .....	39
Abbildung 3.7: Konzentration suspendiertem Materials mit der Zeit bei konstanter Sohlschubspannung im Kreisgerinne .....	40
Abbildung 3.8: Erosionsraten homogenisierten Rheinsediments im zeitlichen Verlauf des Erosionsprozesses bei $\tau_0 = 3 \text{ Pa}$ .....	40
Abbildung 3.9: Schematische Darstellung der für den Erosionsbeginn verantwortlichen Sohlschubspannung $\tau_{krit., eff}^*$ und der mittleren Sohlschubspannung $\bar{\tau}_{0, eff}^*$ .....	41
Abbildung 3.10: Korrekturwert $\tan \phi_{eff}$ in Abhängigkeit von der Korngröße des Sediments	42
Abbildung 4.1: Schematische Darstellung des erweiterten SETEG-Systems.....	47
Abbildung 4.2: Erweitertes SETEG-System im Original .....	48
Abbildung 4.3: Abhängigkeit der Wandschubspannung vom Durchfluss [47] .....	49
Abbildung 4.4: Schematische (A) und Originaldarstellung (B) der Sedimententnahmeröhren .....	50
Abbildung 4.5: Probenahme mit dem durch die Landesanstalt für Umweltschutz Karlsruhe zur Verfügung gestellten Boot „Alfred“ .....	51
Abbildung 4.6: Exemplarische Tiefenprofile der kritischen Erosionsschubspannung und der Lagerungsdichte – Sediment aus der Stauhaltung Marckolsheim am Oberrhein .....	53
Abbildung 4.7: Schematische und Originaldarstellung der Dichtemessanlage .....	54
Abbildung 5.1: A: Laserlinien (rot) auf Sedimentoberfläche im SETEG-System; B: Momentaufnahme einer Sedimentoberfläche nach Erosion; C: Momentaufnahme einer glatten künstlichen Oberfläche .....	56
Abbildung 5.2: Schematische Vorgehensweise zur Bestimmung von Erosionsraten mit SEDCIA .....	57
Abbildung 5.3: SEDCIA im Original.....	58
Abbildung 5.4: Schematische Darstellung der Schnitts von Laserlinie durch die Sedimentoberfläche .....	59
Abbildung 5.5: Aufbereitung der Laserlinien (A: Original Momentaufnahme – unverändert; B: Momentaufnahme überführt in binäres Bild; C: Pixelbreite der Laserlinie reduziert auf ein Pixel) .....	61
Abbildung 5.6: Anwenderoberfläche von SEDCIA.....	62
Abbildung 5.7: Verlauf von Erosionsraten (A) und zugehöriger Summenkurve (B) mit der Zeit, sowie reduzierte Summenkurve zur Ermittlung der „Gesamterosionsrate“ (C).....	63

Abbildung 5.8: Tatsächliche Volumendifferenz aufgetragen gegen mit SEDCIA ermittelte Differenz (in Balkenform eingetragen die Standardabweichung).....	65
Abbildung 5.9: Erosionsraten von jeweils drei Messungen bei Sohlschubspannungen von 2 bis 7 Pa an homogenisierten natürlichen Sedimenten – Stauhaltung Marckolsheim (Daten aus Sedimentproben der Probenahmepunkte 16, 17, 18, 20, 21, 22, 23 und 24).....	66
Abbildung 5.10: Summe erodierten homogenisierten natürlichen Sediments in Abhängigkeit von der Zeit bei einer Sohlschubspannung von 5 Pa .....	67
Abbildung 5.11: Bewegungsbeginn nach SHIELDS (1936) [92], erweitert um Daten weiterer Autoren [125] ( $k_s^+$ äquivalent zu $Re_d^*$ ) .....	69
Abbildung 5.12: Erosionsraten zweier kohäsionsloser Materialien aufgetragen gegen die Sohlschubspannung.....	70
Abbildung 5.13: Erosionsraten homogenisierter Rheinsedimente in Abhängigkeit von der angelegten Sohlschubspannung.....	72
Abbildung 5.14: Luftbild mit Probenahmepunkten; Stauhaltung Marckolsheim .....	73
Abbildung 5.15: Veränderung der Lagerungsdichte homogenisierten Rheinsediments nach 2 und 10 Tagen Konsolidierung .....	74
Abbildung 5.16: Erosionsraten manuell homogenisierter Rheinsedimente in Abhängigkeit von der Lagerungsdichte und den angelegten Sohlschubspannungen .....	75
Abbildung 5.17: Erosionsraten als eine Funktion der Lagerungsdichte und verschiedener Sohlschubspannungen von homogenisierten natürlichen Sedimenten – Fox River in Wisconsin/USA und Santa Barbara Slough/USA.....	76
Abbildung 5.18: Veränderung der Sedimentoberfläche durch Erosion (weiße Pfeile) bei 1 Pa und 5 Pa Sohlschubspannung in Abhängigkeit von der Zeit .....	78
Abbildung 5.19: Lagerungsdichten homogenisierter Rheinsedimente (Stauhaltung Marckolsheim) vor und 10 Tage nach Erwärmung auf 15 °C, 25 °C und 30 °C.....	79
Abbildung 5.20: Erosionsraten homogenisierten Rheinsediments an stets der gleichen Sedimentprobe unter verschiedenen Sohlschubspannungen in Abhängigkeit von der Temperatur des Sediments .....	80
Abbildung 5.21: Gegenüberstellung ungestörter (a und b) und durch Gasblasenbildung gestörter Sedimentoberfläche [a: Sedimentkern nach Erwärmung auf 30 °C (10 Tage); B: ungestörter natürlicher Sedimentkern (Probenahmepunkt 17) aus der Stauhaltung Marckolsheim] .....	81
Abbildung 5.22: Sohlschubspannungsschwankungen im SETEG- System in Abhängigkeit von turbulenz erzeugenden Lochgittern bei drei unterschiedlichen Abflüssen (9, 11,25 und 14 Liter*sec <sup>-1</sup> ) [links], sowie deren Häufigkeitsverteilung [rechts].....	85
Abbildung 5.23: Zur Erzeugung von Turbulenz benutzte Lochgitter (hier: Lochgitter 2) .....	86
Abbildung 5.24: Erosionsraten homogenisierten Rheinsediments aus der Stauhaltung Marckolsheim bei gleichen Abflüssen – mit und ohne Lochgitter .....	86
Abbildung 5.25: Theoretischer Zusammenhang zwischen Erosionsraten homogenisierter Sedimente, Lagerungsdichte und Sohlschubspannung .....	89
Abbildung 5.26: Erosionsraten (Mittelwerte) ungestörter Sedimentkerne aus der Stauhaltung Marckolsheim, Rhein in Abhängigkeit von der Lagerungsdichte.....	89
Abbildung 5.27: Exemplarische Gegenüberstellung von Korngrößenverteilung und Erosionsraten bei einer Sohlschubspannung von 3 Pa [links] und Gegenüberstellung von Korngrößen < 60 µm und Erosionsraten [rechts], Sedimente der Stauhaltung Marckolsheim (Daten aus Sedimentproben der Probenahmepunkte 1, 2, 6, 7 und 8).....	90
Abbildung 5.28: Entwicklung von Erosionsraten ungestörter Sedimentkerne (Daten aus Sedimentproben der Probenahmepunkte 16, 17, 18, 20, 21, 22, 23 und 24) aus der Stauhaltung Marckolsheim mit der Tiefe für verschiedene Sohlschubspannungen .....	91

Abbildung 5.29: Erosionsraten kohäsionsloser, kohäsiv homogenisierter und natürlich ungestörter Sedimente in Abhängigkeit von der Zeit bei verschiedenen Sohlschubspannungen .....	94
Abbildung 5.30: Bilder eines Erosionsprozesses im Abstand von 25 Sekunden an einem homogenisierten Sedimentkern aus der Stauhaltung Marckolsheim bei einer Sohlschubspannung von 4 Pa. [Der weiße Rahmen gibt die Größe der zur Berechnung der Volumendifferenz angesetzten Fläche wieder A: 1,24 cm <sup>2</sup> ; B: 19,82 cm <sup>2</sup> ; C: 44,59 cm <sup>2</sup> ] .....	96
Abbildung 5.31: Erosionsraten in Abhängigkeit von der angelegten Sohlschubspannung (A und B) bzw. der Lagerungsdichte [Daten der Sedimentprobe des Probenahmepunktes 18] (C) bei unterschiedlicher Größe der Berechnungsfläche .....	99
Abbildung 5.32: Zwei Momentaufnahmen der Erosion eines natürlichen ungestörten Sedimentkerns mit einer Lagerungsdichte von 1,74 g*cm <sup>-3</sup> .....	101
Abbildung 6.1: Tiefengemittelte Strömungsgleichungen benutzt durch FESWMS-2DH.....	106
Abbildung 6.2: Systemskizze zur Ableitung der Sohlschubspannung bei gleichförmiger Strömung [46] .....	109
Abbildung 7.1: Schematisiertes Konzept zur Ermittlung der Sedimentvolumendifferenz zwischen Profil i und i + 1 bei vorgegebenen Abflussszenario .....	114
Abbildung 7.2: Schematische Darstellung des Berechnungsverfahrens zur Bestimmung der durch ein Abflussszenario herbeigeführten Sohlhöhenveränderung.....	115
Abbildung 7.3: Unterteilung des Abflussgeschehens am Pegel Rheinfelden aus dem Jahr 1999 in stationäre Einzelereignisse unterschiedlicher Dauer.....	116
Abbildung 7.4: Sohlhöhen bei Rheinkilometer 234,4 der Jahre 1995, 1999, 2000 und 2002; Stauhaltung Marckolsheim.....	117
Abbildung 7.5: Änderung der Erosionstiefe durch Änderung der Konstanten <i>a</i> und <i>m</i> in der Erosionsformel .....	119
Abbildung I: Längenprofile des Rheins [120].....	121
Abbildung II: Übersicht über die Stauhaltungen am Oberrhein .....	123
Abbildung III: Abfluss am Pegel Rheinfelden zwischen 01.04.1999 und 30.11.1999 [62] ..	126
Abbildung IV: Exemplarische Darstellung der Sohlmorphologie für die Stauhaltungen des Oberrheins mit Schlingenlösung anhand der Stauhaltung Gerstheim [116].....	127
Abbildung 8.1: Stauhaltung Marckolsheim - Sohlpeilungsprofile der Jahre 1999, 2000 und 2002 der Rheinkilometer 233,7, 234,1, 234,4 und 234,6.....	133
Abbildung 8.2: Sohlhöhendifferenzen zwischen den Sohlpeilungen 1999, 2000 und 2002..	135
Abbildung. 8.3: Höhenlage der Gewässersohle der Stauhaltung Marckolsheim – Sohlpeilungen aus den Jahren 1995, Frühjahr 1999, Frühjahr 2000 und Herbst 2002 ..	137
Abbildung 8.4: Exemplarische Lagerungsdichten; Stauhaltung Marckolsheim.....	141
Abbildung 8.5: Gegenüberstellung von Lagerungsdichte und Korngrößen; Stauhaltung Marckolsheim.....	143
Abbildung 8.6: Korrelation zwischen der Lagerungsdichte und dem Anteil verschiedener Korngrößen an der Gesamtfraktion (Sedimentproben der Probenahmepunkte 1, 6 und 7 – Stauhaltung Marckolsheim) .....	144
Abbildung 8.7: Probenahmepunkt 8 – Sedimentkernschnitte und Lagerungsdichte; Stauhaltung Marckolsheim.....	144
Abbildung 8.8: Lagerungsdichte und Erosionsschubspannungskrit.; Probenahmepunkt 8; Stauhaltung Marckolsheim.....	145
Abbildung 8.9: Gegenüberstellung von Lagerungsdichte, kritischer Erosionsschubspannung und Gasgehalt; Stauhaltung Gamsheim .....	146
Abbildung 8.10: Korrelation zwischen Gasgehalten und Lagerungsdichte für Sedimentproben verschiedener Stauhaltungen am Rhein .....	147

Abbildung 8.11: Schnitt durch eine Sedimentkern mit kohäsivem Material. Gasblasen sind in Form von Löchern zu erkennen (weiße Pfeile).....	149
Abbildung 8.12: Korrelationsanalyse zwischen Gasgehalten und kritischen Sohlschubspannungen <sub>Erosion</sub> für Sedimentproben verschiedener Stauhaltungen am Rhein und seiner Nebenflüsse.....	149
Abbildung 8.13: Gegenüberstellung von Lagerungsdichte – Gasgehalt – kritische Erosionsschubspannung Probenahmepunkt 21; Stauhaltung Marckolsheim.....	150
Abbildung 8.14: Tiefenprofile der Lagerungsdichte und der kritischen Erosionsschubspannung verschiedener Probenahmepunkte (1, 5, 7, 13, 14, 24), Stauhaltung Marckolsheim.....	152
Abbildung 8.15: Lagerungsdichte- kritische Erosionsschubspannungsprofile Probenahmepunkte 6 und 13, Querprofil bei Rh-km 234,5 - Stauhaltung Marckolsheim.....	154
Abbildung 8.16: Gesamtüberblick über die in der Stauhaltung Marckolsheim gefundenen HCB-Belastungen.....	155
Abbildung 8.17: HCB-Gehalte im Querprofil der Rheinkilometer 234,5 und 234,6; Stauhaltung Marckolsheim.....	156
Abbildung 8.18: Gegenüberstellung von HCB-Gehalt und Lagerungsdichte; Stauhaltung Marckolsheim.....	157
Abbildung 8.19: Strömungsgeschwindigkeiten (oben) und Sohlschubspannungen (unten) bei $Q = 1259 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$ ; Stauhaltung Marckolsheim .....	161
Abbildung 8.20: Strömungsgeschwindigkeiten (oben) und Sohlschubspannungen (unten) bei $Q = 2751 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$ ; Stauhaltung Marckolsheim .....	162
Abbildung 8.21: Strömungsgeschwindigkeiten (oben) und Sohlschubspannungen (unten) bei $Q = 4500 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$ ; Stauhaltung Marckolsheim .....	163
Abbildung 8.22: Strömungsgeschwindigkeiten (oben) und Sohlschubspannungen (unten) bei $Q = 4700 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$ ; Stauhaltung Marckolsheim .....	164
Abbildung 8.23: Abflussganglinie für das Jahr 1999, Pegel Rheinfeldern .....	165
Abbildung 8.24: Darstellung der zur Berechnung der Sediment- und HCB-Austräge ausgesparten Bereiche (gelb) der Stauhaltung Marckolsheim .....	166
Abbildung 8.25: Darstellung der mit SEDCIA gemessenen Erosionsraten und der nach Formel 7.1 berechneten Werte. ....	168
Abbildung 8.26: Kalibrierung der Sedimentkonstanten $a$ und $m$ aus Formel 7.2 beispielhaft für Rhein-km 234,5 .....	169
Abbildung 8.27: Schwebstoffkonzentrationen und Abflüsse am Pegel Basel zwischen dem 01.04.1999 und dem 31.06.1999 - Tagesmittelwerte erhoben durch die Bundesanstalt für Gewässerkunde Koblenz .....	171
Abbildung 8.28: Korngrößenverteilung der Schwebstoffe bei zwei verschiedenen Abflüssen [A: $1631 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$ ; B: $1071 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$ ] an der Messstelle Lauterbourg im Jahr 1996 .....	172
Abbildung 8.29: HCB-Gehalte für die Berechnungsvarianten I sowie VI bis XI, Stauhaltung Marckolsheim.....	176
Abbildung 8.30: Sediment und HCB-Austrag aus der Stauhaltung Marckolsheim unter Annahme von Variante I .....	178
Abbildung 8.31: Hexachlorbenzolaustrag aus der Stauhaltung Marckolsheim bei verschiedenen HCB- Tiefenprofilen als Eingangparameter, Grundlage Hochwasser von 1999 .....	179
Abbildung 8.32: Sediment- und Hexachlorbenzolaustrag aus der Stauhaltung Marckolsheim unter verschiedenen Abflussvarianten, Grundlage Hochwasser von 1999 .....	181
Abbildung 8.33: Abflussganglinie Pegel Basel Mai 1994 .....	182
Abbildung 8.34: Sedimentvolumen- und Hexachlorbenzolaustrag aus der Stauhaltung Marckolsheim unter verschiedenen Abflussvarianten, Grundlage Hochwasser von 1994 .....	183

Abbildung 8.35: HCB-Austrag aus der Stauhaltung Marckolsheim unter Annahme des Hochwasserereignisses von 1994 und heutiger Sohlhöhe (Peilung Herbst 2002).....	184
Abbildung 8.36: Gegenüberstellung der Abflussganglinie am Pegel Rheinfelden und in der Stauhaltung Iffezheim mit den HCB-Frachten für das Jahr 1999 .....	186
Abbildung 8.37: Tiefenprofile der kritischen Erosionsschubspannung der Stauhaltungen Gerstheim, Strasbourg, Gamsheim und Iffezheim – Mittelwerte (Tiefeninterpoliert auf äquidistante Abschnitte).....	191
Abbildung 8.38: Tiefenprofile der HCB-Gehalte der Stauhaltungen Gerstheim, Strasbourg, Gamsheim und Iffezheim – Mittelwerte (Tiefeninterpoliert auf äquidistante Abschnitte) .....	191
Abbildung 9.1: Konzept für eine erforderliche Qualitätssicherung bei der Gewinnung von Daten zur Erosionsstabilität kohäsiver Gewässersedimente .....	196
Abbildung 9.2: Konzept zur Ermittlung des Erosionsrisikos bzw. eines Gesamtgefährdungspotentials kontaminierter Gewässersedimente unter Beachtung der Variabilität der Strömungskräfte.....	198
Abbildung 9.3: Schematische Erosionstest-Triade zur Untersuchung der Einflüsse von Laborexperimenten, Skalenprobleme usw. auf den Beginn der Sedimentbewegung ....	199

## Tabellenverzeichnis

Tabelle 3.1: Vor- und Nachteile von <i>in situ</i> Messungen und Laboruntersuchungen bei der Bestimmung der Erosionsstabilität von Gewässersedimenten.....	25
Tabelle 3.2 : Übersicht über einige der derzeit zur Verfügung stehenden Labor- und <i>in situ</i> Methoden zur Untersuchung von Gewässersedimenten .....	27
Tabelle 3.3: Einflussfaktoren auf die Erosionsstabilität von Gewässerfeinsedimenten.....	33
Tabelle 3.4: Beispiele für Formeln zur Berechnung von Erosionsraten von Gewässersedimenten .....	44
Tabelle 4.1: Technische Daten des SETEG-Systems.....	47
Tabelle 4.2: Hydraulische Daten des SETEG-Systems .....	50
Tabelle 5.1: Abweichung zwischen realer Volumendifferenz und mit SEDCIA berechneten Werten (Berechnungsfläche 300 * 300 Pixel [4458,5 mm <sup>2</sup> ]) .....	64
Tabelle 5.2: Statistische Parameter für Wiederholungsmessungen der Erosionsraten bei unterschiedlichen Sohlschubspannungen.....	67
Tabelle 5.3: Kritische Erosionsschubspannungen zweier kohäsionsloser Materialien – Vergleich Ergebnisse SEDCIA zu Shields.....	70
Tabelle 5.4: Erosionsraten homogenisierten Rheinsediments in Abhängigkeit von der Zeit nach Beginn des Experiments bei 1 Pa und 5 Pa Sohlschubspannung .....	78
Tabelle 5.5: Maximale Veränderungen der Lagerungsdichte homogenisierter Sedimentkerne (Stauhaltung Marckolsheim) nach der Erwärmung auf 15 °C, 20 °C, 25 °C und 30 °C gegenüber Ausgangszustand bei 5 °C. ....	79
Tabelle 5.6: Veränderung der Erosionsrate homogenisierten Rheinsediments in Abhängigkeit von Temperatur (nach 10-tätiger Erwärmung) und Sohlschubspannung gegenüber einem Referenzkern (5 °C) . ....	81
Tabelle 5.7: Parameter zur Approximierung der Erosionsraten aus Abbildung 5.23 durch die Exponentialfunktion der Form $y = y_0 + ae^{bx} + ce^{dx}$ .....	82
Tabelle 5.8: Technische Daten der turbulentenerzeugenden Lochgitter.....	83
Tabelle 5.9: Statistische Werte der Sohlschubspannung bei Abflüssen (mit und ohne Lochgitter 1 und 2) von 9 l*s <sup>-1</sup> , 11,25 l*s <sup>-1</sup> und 14 l*s <sup>-1</sup> .....	84
Tabelle 5.10: Verhältnis von mittlerer Sohlschubspannung bei freiem Abfluss zu mittleren Sohlschubspannungen bei Abfluss mit Lochgittern $\frac{\bar{\tau}_{0,eff,FA}^*}{\bar{\tau}_{0,eff,G_n}^*}$ bei 9 l*s <sup>-1</sup> , 11,25 l*s <sup>-1</sup> und 14 l*s <sup>-1</sup> .....	84
Tabelle 5.11: Parameterwerte für Exponentialfunktion der Regressionen aus Abbildung 5.24 .....	87
Tabelle 5.12: Korrelationskoeffizienten r <sup>2</sup> zwischen den Sedimentparametern Tiefe, Lagerungsdichte und d<60µm und der Erosionsrate .....	92
Tabelle 5.13: Bezeichnungen der zur Auswertung der Skalenproblematik benutzten Testflächen .....	97
Tabelle 5.14: Bezeichnungen und Kurzcharakterisierung der zur Auswertung der Skalenproblematik benutzten Varianten .....	98
Tabelle 5.15: Verhältnis von erodiertem Volumen zu Größe der Testoberfläche eines homogenisierten Sediments während desselben Erosionsprozesses bei $\tau_0 = 4$ Pa.....	100
Tabelle 5.16: Erosionsratendifferenzen in Prozent zur größtmöglichen Berechnungsfläche von 44,59 cm <sup>2</sup> (F <sub>max</sub> ). ....	100
Tabelle 6.1: Merkmale hydrodynamisch-numerischer Modelle [21].....	103
Tabelle 6.2: Übersicht I (Hersteller, Literatur) über kommerzielle hydrodynamisch-numerische Modelle .....	103

Tabelle 6.3: Übersicht II (Produkteigenschaften) über kommerzielle hydrodynamisch-numerische Modelle .....	104
Tabelle I: Abflussverteilung in Abhängigkeit vom Abfluss; Stauhaltung Marckolsheim nach WSA (2002) [117].....	124
Tabelle II: Gegenüberstellung der IKSR-Zielvorgaben [17] für Cadmium und der in verschiedenen Stauhaltungen des Oberrheins zwischen 2000 und 2002 gemessenen Werte .....	129
Tabelle III: Gegenüberstellung der IKSR-Zielvorgaben [17] für Hexachlorbenzol und der in verschiedenen Stauhaltungen des Oberrheins (Lage der Stauhaltungen und Probenahmepunkte in Anlagen 1 ff.) zwischen 2000 und 2002 gemessenen Werte ....	130
Tabelle 8.1: Technische Daten Staustufe Marckolsheim [115] .....	131
Tabelle 8.2: Einfluss des Oberrheinausbaus auf die Scheitelabflüsse gleicher Wahrscheinlichkeit an den Pegeln Basel (kein Ausbau), Strasbourg, Maxau und Worms – .....	132
Tabelle 8.3: Statistische Kennwerte für die Lagerungsdichten der Probenahmepunkte 1, 7, 14, 24, 5 und 13; Stauhaltung Marckolsheim.....	141
Tabelle 8.4: Gegenüberstellung der IKSR-Zielvorgaben [17] für Hexachlorbenzol und der HCB-Gehalte in Sedimentkernen der Stauhaltung Marckolsheim .....	155
Tabelle 8.5: Randbedingungen für die numerischen Strömungsberechnungen; Stauhaltung Marckolsheim.....	158
Tabelle 8.6: Sedimentkonstanten $a$ und $m$ für Rheinkilometer 233,9 bis 234,6 aus Kalibrierung, Stauhaltung Marckolsheim .....	167
Tabelle 8.7: Statistische Kenngröße für die Abweichung der berechneten von den tatsächlichen Sohlhöhen bei der Kalibrierung der Sedimentkonstanten für die Erosionsratenformel 7.2 .....	168
Tabelle 8.8: Zur Abschätzung des HCB-Austrags verwendete HCB-Gehalte, Stauhaltung Marckolsheim.....	169
Tabelle 8.9: Grenzkonzentrationen des Schwebstofftransportes für verschiedene Abflüsse und unterschiedliche Korngrößen in der Stauhaltung Marckolsheim bei Rheinkilometer 234,1 .....	172
Tabelle 8.10: Sedimentvolumen- und HCB-Austräge unter verschiedenen Abfluss- und HCB-Gehaltsvarianten aus der Stauhaltung Marckolsheim .....	174
Tabelle 8.11: Sedimentvolumen- und Hexachlorbenzolaustrag aus der Stauhaltung Marckolsheim unter verschiedenen Abflussvarianten, Grundlage Hochwasser von 1994 .....	183
Tabelle 8.12: HCB-Frachten Stauhaltung Iffezheim zwischen 13.5.99 und 25.5.99.....	188
Tabelle 8.13: Annahmen für die Abschätzungen der HCB-Austräge aus den Stauhaltungen Gerstheim, Strasbourg, Gamsheim und Iffezheim (für weitere s. Kapitel 8.5.5).....	189
Tabelle 8.14: Rechnerisch geschätzte HCB-Austräge aus den Stauhaltungen Marckolsheim, Gerstheim, Strasbourg, Gamsheim und Iffezheim im Zeitraum 12.5.99 bis 25.5.1999 .....	192
Tabelle 8.15: Vergleich der berechneten (Belastungssituation 2000/2001) und der an der Stauhaltung Iffezheim im Zeitraum 12.5. – 25.5.1999 gemessenen HCB-Frachten .....	193

## Nomenklatur

Symbol	Einheit	Bedeutung
$\Delta V_v$	$\text{mm}^3$	Volumendifferenz zwischen zwei Momentaufnahmen
A	m	Fließquerschnitt
a	$\text{g} \cdot \text{cm}^{-2} \cdot \text{s}^{-1}$	Sedimentvariable für Erosionsratenbestimmung
b	-	Steigung einer Geraden im zweidimensionalen Raum
$C_D$	-	Widerstandsbeiwert
$C_{\text{gem, max}}$	$\text{g} \cdot \text{m}^{-3}$	Maximal gemessene Schwebstoffmenge
$C_{\text{gr}}$	$\text{g} \cdot \text{m}^{-3}$	Grenzkonzentration des Schwebstofftransportes
$c_i$	-	Konstante zur Volumendifferenzberechnung
$C_s$	$\text{g} \cdot \text{m}^{-3}$	Sedimentkonzentration
$C_{s, \text{gr}}$	$\text{g} \cdot \text{m}^{-3}$	Grenzkonzentration des Schwebstofftransportes
D	m	äquivalenter hydraulischer Durchmesser
d	mm	Korndurchmesser
$dV_{\text{real}}$	$\text{mm}^3$	reale Volumendifferenz
$dV_{\text{SEDCIA}}$	$\text{mm}^3$	Volumendifferenz ermittelt durch SEDCIA
E	$\text{g} \cdot \text{cm}^{-2} \cdot \text{s}^{-1}$	Erosionsrate
	$[\text{cm} \cdot \text{s}^{-1}]$	Erosionsrate nach Lick (Formel 3.1) [65]
$F_1$	$\text{cm}^2$	Fläche Nr. 1
$F_2$	$\text{cm}^2$	Fläche Nr. 2
$F_3$	$\text{cm}^2$	Fläche Nr. 3
$F_4$	$\text{cm}^2$	Fläche Nr. 4
FA	-	Freier Abfluss
$F_{\text{max.}}$	$\text{cm}^2$	Maximale Fläche
g	$\text{m} \cdot \text{s}^{-2}$	Erdbeschleunigung
$G_1$	-	Gitter Nr. 1
$G_2$	-	Gitter Nr. 2
h	m	Wassertiefe
I	%	Energieliniengefälle (Reibungsgefälle)
$I_0$	-	Zählimpulse (Luft)
$I_E$	%	Energieliniengefälle (Reibungsgefälle)
$I_i$	-	Schnitt einer Laserlinie mit der Sedimentoberfläche
$I_w$	-	Zählimpulse (Wasser)
K	$\mu\text{g} \cdot \text{kg}^{-1}$	Kontaminant (Trockenmasse)
k	-	Kalibrierungskonstante (Lagerungsdichtemessung)
$K_1$	-	Konstante der Sohlform ( $0,002$ [eben] $\leq K_1 \leq 0,2$ [Riffeln])
L	m	horizontaler Abstand
m	$\text{g} \cdot \text{cm}^{-2} \cdot \text{s}^{-1}$	Sedimentvariable für Erosionsratenbestimmung
M	-	Sedimentvariable für Erosionsratenbestimmung
$M_s$	g	Erodierte Sedimentmasse
$n_{\text{st}}$	$\text{s} \cdot \text{m}^{-1/3}$	Rauheitsbeiwert nach Strickler
Q	$\text{m}^2 \cdot \text{s}^{-1}$	Abfluss
$R^3$	-	Dreidimensionaler Raum
$Re^*$	-	Feststoff-Reynolds-Zahl
$Re_d^*$	-	kornbezogene Reynolds-Zahl
$R_{\text{hy}}$	m	hydraulischer Radius
$S_i$	-	Fläche, die Laserlinie im dreidimensionalen Raum aufspannt
$S_s$	-	Fläche, die Sediment im dreidimensionalen Raum aufspannt
t	s	Zeit
$\tan\theta$	-	Winkel zwischen Laserlinien und CCD-Kamera



$t_d$	Tage	Sedimentkonsolidierungszeit
$T_s$	$\text{kg} \cdot \text{m}^{-3}$	Trockendichte des Sediments
$u$	$\text{m} \cdot \text{s}^{-1}$	Strömungsgeschwindigkeit
$u_*$	$\text{m} \cdot \text{s}^{-1}$	Schubspannungsgeschwindigkeit an der Sohle
$u_{\text{rms},b}$	$\text{m} \cdot \text{s}^{-1}$	Standardabweichung der Strömungsgeschwindigkeitsschwankung an der Sohle nach Zanke (2001) [125]
$u_b$	$\text{m} \cdot \text{s}^{-1}$	Zeitlich gemittelte Strömungsgeschwindigkeit am Korn nach Zanke (2001) [125]
$v$	$\text{m} \cdot \text{s}^{-1}$	Fließgeschwindigkeit
$x$	m	Raumkoordinate in x-Richtung
$x_p$	-	x-Koordinate eines Punktes auf der Sedimentoberfläche
$y$	m	Raumkoordinate in y-Richtung
$y_p$	-	y-Koordinate eines Punktes auf der Sedimentoberfläche
$z$	m	Raumkoordinate in z-Richtung
$Z_{\text{akt.}}$	m ü. NN	aktuelle Sohlhöhe
$Z_{\text{neu}}$	m ü. NN	berechnete neue Sohlhöhe
$z_p$	-	z-Koordinate eines Punktes auf der Sedimentoberfläche
$\tau$	Pa	Schubspannung
$\tilde{\nu}$	$\text{m}^2 \cdot \text{s}^{-1}$	Eddy-Viskosität
$\tilde{\nu}_0$	$\text{m}^2 \cdot \text{s}^{-1}$	Eddy-Viskosität (Ausgangswert)
$\bar{\tau}_{0,\text{eff.}}^*$	Pa	Zeitlich mittlere Sohlschubspannung nach Zanke (2001) [125]
$\lambda$	-	Reibungsbeiwert
$\vartheta$	$\text{m}^2 \cdot \text{s}^{-1}$	kinematische Viskosität
$\alpha$	Pa	Sedimentvariable für Erosionsratenbestimmung
$\Delta \epsilon_0$	Hz	Magnitude der dielektrischen Dispersion
$\tau^{*,'}$	Pa	Sohlschubspannung nach Zanke (2001) [125]
$\tau_{\text{krit., eff}}^*$	Pa	Bewegungsauslösende Sohlschubspannung nach Zanke (2001) [125]
$\rho'$	$\text{kg} \cdot \text{m}^{-3}$	relative Dichte des Wassers
$\tau_0$	Pa	Sohlschubspannung
$\tau_{0,\text{max.}}$	Pa	maximal auftretende Schubspannung
$\tau_{0,\text{min.}}$	Pa	minimal auftretende Schubspannung
$\alpha_4$	-	Sedimentvariable für Erosionsratenbestimmung
$\alpha_5$	-	Sedimentvariable für Erosionsratenbestimmung
$\beta_5$	-	Sedimentvariable für Erosionsratenbestimmung
$\rho_f$	$\text{g} \cdot \text{cm}^{-3}$	mittlere Sedimentfeststoffmatrix
$\epsilon_f$	$\text{g} \cdot \text{m}^{-2} \cdot \text{s}^{-1}$	Sedimentvariable für Erosionsratenbestimmung
$\tau_{\text{krit., e}}$	Pa	Kritische Erosionsschubspannung
$\rho_s$	$\text{kg} \cdot \text{m}^{-3}$	Rohdichte des Gewässersediments (Lagerungsdichte)
$\tau_{s,c}$	Pa	kritische Sedimentationsschubspannung
$\rho_{\text{sed},j}$	$\text{g} \cdot \text{cm}^{-3}$	zu Sedimenttiefe $z_j$ gehörige Gewässersedimentdichte (Trockenmasse)
$\rho_w$	$\text{kg} \cdot \text{m}^{-3}$	Dichte des Wassers
$k$	m	äquivalente Sandrauigkeit
$\tan \phi$	-	Lagewinkel einzelner Körner bzw. Winkel der inneren Reibung nach Zanke (2001) [125]
$v_s$	$\text{m} \cdot \text{s}^{-1}$	Sinkgeschwindigkeit

<b>Staubauwerke</b>		<b>Fluss</b>
AMO	Amerongen	Rhein (Niederlande)
EDH	Eddersheim	Main (Deutschland)
GBH	Gambshiem	Rhein (Deutschland)
GH	Gerstheim	Rhein (Deutschland)
HD	Hollandsch Diep	Rhein (Niederlande)
IFF	Iffezheim	Rhein (Deutschland)
MKH	Marckolsheim	Rhein (Deutschland)
RD	Ruhrwehr Duisburg	Ruhr (Deutschland)
SB	Strasbourg	Rhein (Deutschland)

<b>Abflusshauptwerte</b>	<b>Einheit</b>	<b>Bedeutung</b>
HHQ	$m^3*s^{-1}$	Höchster bekannter Abflusswert
HQ <sub>100</sub>	$m^3*s^{-1}$	Höchster Abflusswert gleichartiger Zeitabschnitte in der betrachteten Zeitspanne (hier: 100 Jahre)
HQ <sub>50</sub>	$m^3*s^{-1}$	Höchster Abflusswert gleichartiger Zeitabschnitte in der betrachteten Zeitspanne (hier: 50 Jahre)
MHQ	$m^3*s^{-1}$	Mittlerer höchster Abflusswert gleichartiger Zeitabschnitte in der betrachteten Zeitspanne

<b>Kontaminanten</b>	<b>Einheit</b>	<b>Bedeutung</b>
Cd	$mg*kg^{-1}$	Cadmium
HCB	$\mu g*kg^{-1}$	Hexachlorbenzol

<b>Indize</b>	<b>Einheit</b>	<b>Bedeutung</b>
rms		Root-mean-square Wert

<b>Abkürzungen</b>	<b>Einheit</b>	<b>Bedeutung</b>
BfG		Bundesanstalt für Gewässerkunde Koblenz
ET	cm	Erosionstiefe
EV	-	Erosionsversuch
LD	$g*cm^{-3}$	Lagerungsdichte
Rh-km	km	Rheinkilometer
TOC	-	Total organic carbon

<b>Umrechnungen</b>	<b>US-Nomenklatur</b>	<b>Si-Einheit</b>
Sohlschubspannung	1 dyne/cm <sup>2</sup>	0,1 N/m <sup>2</sup> = 0,1 Pa

# Kapitel 1

## 1 Einführung

### 1.1 Motivation

In den vergangenen Jahrzehnten wurden viele europäische Flüsse stark durch die Einleitungen industrieller und häuslicher Abwässer verunreinigt. Die in diesen Einleitungen enthaltenen Kontaminanten wie u.a. Schwermetalle und schwerflüchtige Chlorkohlenwasserstoffe sind in der überwiegenden Zahl an feine kohäsive Partikel gebunden und werden in Suspension in den Flusssystemen transportiert. Dabei wird die Verteilung dieser Schwebstoffe und der daran gebundenen Kontaminanten durch das hydrologische Regime des jeweiligen Flusses und durch die Hydromechanik des Schwebstofftransportes bestimmt. Ein großer Teil der Fließgewässer in Deutschland wurde im letzten Jahrhundert zur Erzeugung von Energie, zum Hochwasserschutz und für die Wasserversorgung zu staugeregelten Flüssen ausgebaut. Beispiele hierfür sind der Rhein, der Main, der Neckar oder die Ruhr, um nur einige zu nennen. Dieser staugeregelte Ausbau bringt zwangsläufig Orte geringer Fließgeschwindigkeiten wie z.B. das Oberwasser von Stauhaltungen mit sich, in denen es zur Ablagerung von Schwebstoffen und somit zur Anreicherung der mit ihnen transportierten Kontaminanten kommt. Gleiches gilt aber auch für Häfen, Buhnenfelder oder sonstige strömungsberuhigte Bereiche in Flusssystemen. Die sich an den genannten Orten ablagernden kontaminierten Sedimente sind potentielle Verunreinigungsquellen im Falle von Hochwässern, Unterhaltungsbaggerungen oder sonstigen Aktivitäten [110]. Die Resuspension abgelagerter Sedimente im Falle von Hochwässern spielt eine Hauptrolle in der Remobilisierung adsorbierter Kontaminanten und der Freisetzung toxischer Substanzen. Es sind jedoch gerade u.a. diese Verunreinigungsquellen, die zu beherrschen und zu eliminieren die Mitglieder der Europäischen Union durch das in Kraft tretende der Europäischen Wasserrahmenrichtlinie (EU-WRRL) am 22.12.2000 innerhalb der nächsten 10 bis 15 Jahre gezwungen sind. Die EU-WRRL ist die erste länderübergreifende fundamentale Richtlinie, die eine integrierte Wasserpolitik fordert und das Wasser nicht als Handelsware, sondern als ererbtes Gut ansieht, das geschützt, verteidigt und entsprechend behandelt werden muss. Zudem wird die Wasserversorgung zu einer Leistung der Daseinsvorsorge für die in der europäischen Union lebenden Menschen erhoben [23].

Die historische Entwicklung der Gewässerverunreinigungen ist in Deutschland geprägt durch den in den letzten Jahrzehnten in Gesetzestexten deutlich verankerten Umweltschutz und den daher zwischen 1950 und 1980 vorangetriebenen Bau und die Modernisierung von Kläranlagen [46]. Auf Grund dieser Maßnahmen kam es zu einer Verringerung der eingeleiteten Schadstoffmengen und zu einer Verbesserung der Wasserqualität. Da viele Schwermetalle und organische Schadstoffgruppen jedoch persistent sind, ergibt sich häufig eine Situation, in der hochgradig verunreinigte Sedimente in größeren Sedimenttiefen vorzufinden sind, die zwischenzeitlich durch schwächer kontaminierte, jüngere Sedimente überdeckt wurden. Allgemein müssen die Untersuchungen an Gewässersedimenten daher vor allem den Anspruch haben zum einen an ungestörten natürlichen Sedimentkernen durchgeführt zu werden und zum anderen eine Aufnahme notwendiger Parameter als Tiefenprofil zu erlauben.

Um die historische Entwicklung der Belastung deutscher Gewässer mit den Zielen der EU-WRRL in Einklang zu bringen, sind in Bezug auf die in den Flusssystemen liegenden feinen kohäsiven und potentiell belasteten Sedimenten eine ganze Reihe von experimentellen Untersuchungen notwendig, nicht zuletzt um Eingangsdaten für komplexe numerische Transportmodellierungen von Schweb- und Schadstoffen bereitzustellen. Ein Teilaspekt solcher Transportmodellierung, dem in dieser Arbeit ein besonderes Augenmerk gewidmet werden soll, ist die Erosion bzw. die Erosionsstabilität von feinen kohäsiven Sedimenten. Im Gegensatz zu den kohäsionslosen Sedimenten, für die universelle empirische Erkenntnisse über ihr Erosionsverhalten vorliegen [33, 92], ist das Erosionsverhalten feinkörniger kohäsiver Sedimente hingegen unzureichend geklärt. Daher liegen für kohäsive Sedimente keine den Ergebnissen von SHIELDS (1936) [92] und HÖFER (1984) [33] annähernd ähnliche universelle Erkenntnisse vor [78]. Demzufolge ist es von immenser Wichtigkeit, weitergehendes Wissen über das Erosionsverhalten kohäsiver Sedimente in Abhängigkeit und dem Zusammenwirken von hydrologischen, sedimenthydraulischen und sedimentspezifischen Einflussgrößen zu gewinnen. Bisherige Untersuchungen über die Erosionsstabilität wurden in der überwiegenden Mehrzahl an nach Homogenisierung wieder abgelagerten Sedimentmaterial durchgeführt, wobei Konsolidierungszeiten von wenigen Stunden bis zu einigen Tagen den Erosionsversuchen vorausgehen [41, 65, 126]. Hierdurch können Abhängigkeiten zwischen der Erosionsstabilität und einem einzigen Parameter, bei konstanten übrigen Parametern, gewonnen werden. Da in Gewässern die Konsolidierung der Sedimentablagerungen über weit größerer Zeitskalen stattfindet und durch die Homogenisierung das komplexe Zusammenspiel verschiedener Faktoren völlig aufgelöst wird, besitzen Untersuchungsergebnisse bei einer solchen Probenvorbehandlung für die Bewertung der Erosionsstabilität der Sedimente nur geringe Aussagekraft [47]. Mit ungestörten natürlichen Sedimenten [64] wurde hingegen außerhalb von *in situ* Methoden [67] bisher nur wenig gearbeitet. *In situ* Methoden weisen gegenüber Labormethoden jedoch den deutlichen Nachteil auf, dass eine tiefenprofilierte Untersuchung nicht möglich ist. Neben den Fragen der Übertragbarkeit von an homogenisierten Sedimenten gewonnenen Ergebnissen fehlen bisher auch Methoden, die eine genaue, objektive und reproduzierbare Messung von Sedimenterosionsraten möglich machen. Diese sind umso wichtiger, als dass bisherige Untersuchungen [52, 70, 74] gezeigt haben, dass eine Parametrisierung der Erosionsstabilität kohäsiver Sedimente an einem einzigem Parameter nicht möglich ist und infolgedessen empirische Datenerhebungen unerlässlich sind. Auf Grund der bisherigen Vorgehensweise bei der Untersuchung der Erosionsstabilität bzw. Erosionsraten von kohäsiven Sedimenten fehlen bislang zudem Erkenntnisse über das Erosionsverhalten bei höheren Sohlschubspannungen. Die vorliegende Arbeit versucht diese Lücken zu schließen. Sie stellt eine anwendungsorientierte Untersuchung zur Problematik der Erosionsstabilität kohäsiver Gewässersedimente auf Grundlage einer neu entwickelten Methode zur Bestimmung von Erosionsraten dar.

## 1.2 Zielsetzung

Aus den im Kapitel 1.1 genannten offenen Fragen und Defiziten bisheriger Untersuchungen kohäsiver Sedimente lassen sich für die vorliegende Arbeit folgende Ziele formulieren:

- (1) Entwicklung eines genauen, objektiven und reproduzierbaren Systems zur Ermittlung der Erosionsraten von Gewässersedimenten
- (2) Bereitstellung verlässlicher Erosionsraten als Eingangsdaten für numerische Transportmodelle bzw. die Kalibrierung darin implementierter Erosionsformeln
- (3) Anwendung des unter (1) aufgeführten Systems mit dem Ziel der

- (a) Überprüfung von Grundlagenerkenntnissen bzw. des derzeitigen Wissensstandes über die Abhängigkeit der Erosionsstabilität von einzelnen physikalischen und hydraulischen Parametern
  - (b) Bestimmung des Erosionsverhaltens ungestörter natürlicher Sedimente unter Belastungen, wie sie unter natürlichen Bedingungen auftreten
- (4) Beurteilung der Ergebnisse im Hinblick auf eine Ableitung der Erosionsstabilität aus Sekundärparametern
- (5) Ableitung von sich aus (3) und (4) ergebenden Erkenntnissen über die Bestimmung und Anwendung der Erosionsstabilität von kohäsiven Gewässersedimenten in der ingenieurwissenschaftlichen Praxis

Anhand einer Fallstudie am Oberrhein sollen zudem auf Grundlage der in dieser Arbeit ermittelten Ergebnisse nachstehende problemspezifische Fragen für den Oberrhein beantwortet werden:

- (1) Welche Mengen Sediment und Hexachlorbenzol (HCB) werden durch ein Szenarienhochwasser aus Stauhaltung am Oberrhein ausgetragen?
- (2) Können diese Mengen alleine die in den rezenten Sedimentauflagen, trotz seit langem bestehenden Verwendungsverbots, immer noch zu findenden HCB-Gehalte erklären?

### 1.3 Gliederung der Arbeit

In Kapitel 2 wird das Konzept der Risikobewertung von Sedimentkontaminationen vorgestellt und erörtert, wie ein Risiko zu bestimmen ist. Zudem wird ein Überblick über die in diesem Kontext bedeutsame Europäische Wasserrahmenrichtlinie vom 22.12.2000 und ihre Auswirkungen für die zukünftige Bewertung von Sedimentkontaminationen gegeben.

Kapitel 3 beschäftigt sich mit den theoretischen Grundlagen der Erosion von kohäsiven Sedimenten. Hierin enthalten ist ein Überblick über die derzeit gängigen Labor- und *in situ* Methoden zur Bestimmung der Erosionsstabilität. Zudem wird eine Literaturzusammenfassung über den augenblicklichen Stand der Forschung bezüglich der Erosionsstabilität kohäsiver Sedimente, ihrer Einflussfaktoren und deren Wirkungsweisen gegeben.

In Kapitel 4 und 5 werden die in dieser Arbeit benutzten experimentellen Labormethoden zur Bestimmung der Erosionsstabilität bzw. der Erosionsraten vorgestellt. Sie werden ausführlich in Theorie und Praxis erläutert, ihr wissenschaftlich großer Nutzen aufgezeigt, sowie zu setzenden Randbedingungen und Einschränkungen beleuchtet. Des Weiteren werden mit dem, im Rahmen dieser Arbeit neu entwickelten, SEDCIA-System verschiedene physikalische und hydraulische Parameter im Hinblick auf ihre Auswirkungen auf die Erosionsstabilität untersucht und die Ergebnisse mit denen anderer Autoren verglichen.

Kapitel 6 gibt einen kurzen Überblick über einige der wichtigsten derzeit am Markt befindlichen numerischen Modelle zur zwei- und dreidimensionalen Strömungsberechnung. Das in dieser Arbeit benutzte Modell wird ausführlich erläutert. Zudem werden die theoretischen Grundlagen des Feinsedimenttransports kurz skizziert, sowie die maßgeblichen physikalischen und sedimenthydraulischen Prozesse beschrieben.

In Kapitel 7 wird ein Modell vorgestellt, mit dem der Sediment- und Kontaminantenaustrag aus einer Flussstauhaltung auf Grundlage der Ergebnisse der in Kapitel 4 und 5 beschriebenen System SETEG und SEDCIA berechnet werden kann. Die Modellanforderungen, das Konzept und der Aufbau des Modells werden detailliert darlegt.

Das in Kapitel 7 beschriebene Modell und die aus Kapitel 4 und 5 bekannten Labormethoden zur Bestimmung der Erosionsstabilität bzw. der Erosionsraten werden in Kapitel 8 anhand einer Fallstudie (Stauhaltung Marckolsheim am Oberrhein) dazu genutzt, die für eine Berechnung des Sediment- und Kontaminatenaustrags notwendigen Daten zu gewinnen. Mit diesen Ergebnissen als Eingangsdaten für das in Kapitel 7 beschriebene Modell wird für die Stauhaltung Marckolsheim am Oberrhein anhand von zwei Szenarienhochwässern der Sediment- und Hexachlorbenzolaustrag ermittelt. Die hierbei ermittelten Hexachlorbenzolgengen werden in Vergleich gestellt zu Messergebnissen der Landesanstalt für Umweltschutz Karlsruhe und so Fragen zur Herkunft und Verbleib von Hexachlorbenzol am Oberrhein zu beantworten versucht.

In Kapitel 9 werden die aus wissenschaftlicher und praktischer Sicht bedeutsamen Schlussfolgerungen gezogen und ein Ausblick auf noch zu klärende Themenbereiche gegeben.

Mit einer Zusammenfassung der wichtigsten Ergebnisse schließt die Arbeit ab (Kapitel 10).

## Kapitel 2

### 2 Konzept zur Risikobewertung von Sedimentkontaminationen

In den letzten Jahrzehnten ist auf der einen Seite die öffentliche Sensibilität gegenüber umweltrelevanten Themen mehr und mehr gestiegen und auf der anderen Seite wurde nicht zuletzt wegen der schon heute in Teilen Europas sichtbaren Probleme bei der Bereitstellung von Trinkwasser höchster Qualität ein Umdenken auch in der Umweltpolitik nötig. Eine Folge dieser und verschiedener andere Gründe ist die Europäische Wasserrahmenrichtlinie (EU-WRRL) (Kapitel 2.2). Diese gibt deutliche, in allen zur europäischen Union gehörigen Ländern zu erfüllende, Qualitätsziele im Hinblick auf die Bereiche Grundwasser, Binneoberflächen-, Übergangs- und Küstengewässer vor. Hieraus ergeben sich nunmehr auch deutliche finanzielle Folgen, da entsprechend der EU-WRRL Gewässerabschnitte die die Qualitätsziele nicht erreichen saniert werden müssen. Zudem muss sichergestellt werden, dass Gewässersysteme, die möglicherweise die Qualitätsziele bereits erfüllen, nicht durch Altlasten wieder verunreinigt werden. Mit Schwerpunkt auf die in dieser Arbeit näher betrachteten Oberrheinstauhaltungen bedeutet dies zu verhindern, dass in Sedimentationsbereichen (z.B. im Oberwasser von Wehren) liegende hochbelastete Sedimente remobilisiert werden. Die Belastungen von Sedimenten mit Schadstoffen kann dabei sehr unterschiedliche Ursachen haben (z.B. Luftemissionen, Kläranlagen, Spülfelder, Freizeit- und Industrieanlagen etc.).

Die einfachste Lösung hierbei wäre, die Bereiche durch Baggerungen zu sanieren und so die belasteten Sedimente aus dem Gewässerökosystem zu entnehmen. Da entsprechende Maßnahmen jedoch mit immensen Kosten (z.B. für Baggerung und Entsorgung als Sondermüll) verbunden sind, versucht man dieses nur als letzte Lösung zu sehen und zieht weitere Möglichkeiten in Betracht.

Eine dieser Möglichkeiten, die alternativ in Betracht gezogen werden, ist eine Abschätzung hinsichtlich des Remobilisierungsrisikos der Sedimente und der darin enthaltenen Kontaminanten. Ziel ist es, die Frage zu beantworten, wie wahrscheinlich eine Rückführung der im Sediment liegenden Kontaminanten in das Ökosystem Oberflächengewässer ist oder ob es nicht Sinn macht, dass die Sedimente an Ort und Stelle zu belassen, da von ihnen nur eine geringe Gefahr ausgeht.

Nach diesem Ansatz spielt nicht alleine die ökologisch relevante, messbare Menge an potentiell schädigend wirkenden Stoffen im Sediment eine Schlüsselrolle für weiterführende Maßnahmen, wie z.B. Sanierungsmaßnahmen sondern auch die Wahrscheinlichkeit mit der sie wieder „aktiv“ in das Ökosystem eingreifen könnte. Um diesen Ansatz verfolgen zu können, muss dabei aber zuerst einmal geklärt werden, wie man ein solches Risiko definiert und abschätzt. Die in dieser Arbeit entsprechend verwendete Vorgehensweise soll daher im nachstehenden Kapitel dargestellt werden. Zudem wird der Begriff Kontamination näher betrachtet.

#### 2.1 Risiko und Kontamination

In den erwähnten Oberrheinstauhaltungen, mit den darin befindlichen potentiell kontaminierten Sedimenten, ergibt sich eine Problemstellungen, bei der die hauptsächliche Frage darin besteht, ob die Sedimente bei gegebener Strömungsbelastung erodiert werden können oder nicht.

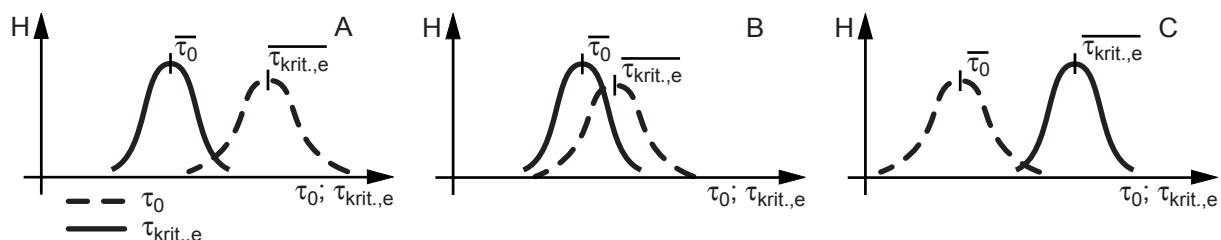
Zur Abschätzung der Mobilisierungsgefahr ist nicht eine vollständige Transportberechnung notwendig, sondern es genügt das Risiko der Erosion zu bestimmen und daraus im Anschluss eine erodierte Menge Sediment zu bestimmen. Ein Risiko wie folgt definiert:

$$\text{Risiko} = \text{Wahrscheinlichkeit} \cdot \text{Ausmaß} \quad (2.1)$$

Es zeigt sich also, dass sich ein Risiko aus zwei Komponenten zusammensetzt, die sich gegenseitig verstärken oder abschwächen können, welches im Folgenden in Bezug auf den Austrag an Kontaminanten noch von Bedeutung sein wird. Da die Kontaminanten im Wesentlichen an das Sediment gebunden sind, wird das Risiko ihrer Remobilisierung indirekt über das Risiko der Resuspension des Sediments ermittelt. Wenn man von einem „Erosionsrisikomodell“ ausgeht, so sind darin zwei Größen von ganz entscheidender Bedeutung [87]:

- (1) Sohlschubspannung ( $\tau_0$ )
- (2) Kritische Sohlschubspannung der Erosion ( $\tau_{\text{krit.,e}}$ )

Aus dem Vergleich dieser beiden Größen miteinander lässt sich die *Wahrscheinlichkeit* abschätzen, mit der es unter einem gegebenen Abfluss zur Erosion von Sedimenten kommt. Schematisch ist diese Vorgehensweise in Abbildung 2.1 dargestellt. Hier sind die Häufigkeitsverteilungen von  $\tau_{\text{krit.,e}}$ , stellvertretend für den Strömungsangriff auf das Sediment und  $\tau_0$ , stellvertretend für den Widerstand des Sediments gegen Erosion gegenübergestellt. Aus dieser Abbildung wird deutlich, dass je mehr sich die Häufigkeitsverteilung von  $\tau_{\text{krit.,e}}$  nach links verschiebt, d.h. je kleiner  $\tau_{\text{krit.,e}}$  wird und je näher  $\tau_{\text{krit.,e}}$  an die Größe von  $\tau_0$  herankommt, desto größer wird die *Wahrscheinlichkeit* der Erosion.



**Abbildung 2.1:** Häufigkeitsverteilung von  $\tau_{\text{krit.,e}}$  und  $\tau_0$

In Verbindung mit diesen drei schematischen Verhältnissen der Häufigkeitsverteilungen von  $\tau_{\text{krit.,e}}$  und  $\tau_0$  zueinander, können auch die Formen der Erosion gebracht werden. Diese werden in den folgenden Kapiteln noch näher erläutert. Jedoch soll an dieser Stelle schon erwähnt werden, dass Abbildung 2.1 A die Kornerosion und Abbildung 2.1 C die Massenerosion zugeordnet werden können. Abbildung 2.1 B ist diesbezüglich eine Übergangsform. Somit kann also aus dem Vergleich von  $\tau_{\text{krit.,e}}$  und  $\tau_0$  die erste Komponente (Formel 2.1) zur Bestimmung eines Erosionsrisikos, die *Wahrscheinlichkeit*, abgeleitet werden. Ermittelt werden kann  $\tau_0$  beispielsweise durch numerische Strömungsmodelle. Schwieriger gestaltet sich die Ermittlung von  $\tau_{\text{krit.,e}}$ , da es bis jetzt für kohäsive Sedimente und mithin potentielle Kontaminantenträger noch nicht gelungen ist, eine allgemein gültige Abhängigkeit des Erosionsverhaltens von einem Sekundärparameter zu bestimmen (Kapitel 5.8 ff.). Für kohäsionslose Sedimente liegt dieser Zusammenhang in Form der Shields-Kurve [92] vor. Daher muss  $\tau_{\text{krit.,e}}$  nach wie vor empirisch bestimmt werden. In dieser Arbeit wurde hierzu das SETEG- und das SEDCIA-System benutzt (Kapitel 4 und 5).



Offen bleibt bis hier noch das *Ausmaß*, mit dem die *Wahrscheinlichkeit* zur Ermittlung eines Risikos der Sedimenterosion, multipliziert werden muss. Im Falle der Erosion von Gewässersedimenten wird das *Ausmaß* durch die bei einer Strömungsbelastung erodierte Menge Sediment repräsentiert. Diese ist wiederum abhängig vom Tiefenprofil von  $\tau_{\text{krit.,e}}$ , d.h. wenn sich die  $\tau_{\text{krit.,e}}$  mit der Tiefe beispielsweise schnell zu höheren Werten verändert und somit die Erosion zum Erliegen kommt, ist das *Ausmaß* der Erosion gering. Bleibt  $\tau_{\text{krit.,e}}$  jedoch gleich oder verringert sich sogar, so vergrößert sich das *Ausmaß*. Das daher zur Bestimmung des *Ausmaßes* notwendige Tiefenprofil von  $\tau_{\text{krit.,e}}$  kann ebenfalls mit dem SETEG-System bestimmt werden. Mithin sind beide notwendigen Komponenten ermittelbar. Es wird deutlich, dass nicht zwangsläufig eine hohe *Wahrscheinlichkeit* der Erosion auch ein hohes Risiko bedeuten muss. Eine hohe *Wahrscheinlichkeit* der Erosion kann durch ein geringes *Ausmaß* deutlich abgeschwächt und daher das Risiko klein gehalten werden. Dies gilt ebenso im umgekehrten Fall. Es ist also von übergeordneter Wichtigkeit die Erosionsstabilität im Tiefenprofil zu kennen und damit das *Ausmaß* bestimmbar werden zu lassen. Zahlenmäßig erfassen lässt sich die Menge an erodierten Sediment durch die in Kapitel 7 noch näher erläuterte Formel zur Bestimmung der Erosionsraten bzw. Erosionstiefen. In dieser Formel ist sowohl die *Wahrscheinlichkeit*, durch  $\tau_{\text{krit.,e}}$  und  $\tau_0$ , als auch das *Ausmaß* durch das implementierte Tiefenprofil der Erosionsstabilität enthalten. Die bisherige Betrachtung des Risikos bezog sich nur auf die Erosion der Sedimente und noch nicht auf das Risiko, welches von den darin enthaltenen Kontaminanten ausgeht. Die Vorgehensweise ist jedoch prinzipiell die gleiche, nur das die Komponente *Ausmaß* durch andere Parameter bestimmt werden müssen. Die Komponente *Wahrscheinlichkeit* wird über die *Wahrscheinlichkeit* der Erosion des Sediments bestimmt, da die Kontaminanten darin enthalten sind. Das *Ausmaß* jedoch ist stoffspezifisch und wird beispielsweise durch sein Verhalten nach der Erosion, seine Menge, seine Toxizität usw. bestimmt. Daher setzt sich das Gesamtrisiko von Sedimentkontaminationen aus den Einzelrisiken der Sedimenterosion und dem Risiko, das vom jeweiligen Kontaminant ausgeht zusammen. Letztendlich verbleibt es jedoch beim Wissenschaftler selbst, aus den Zahlenwerten, die ihm für die *Wahrscheinlichkeit* und das *Ausmaß* zur Verfügung stehen, unter Betrachtung des Gesamtsystems, die Größe eines Risikos zu formulieren. Um u.a. das Risiko, welches von Sedimentkontaminationen ausgeht, in den nächsten Jahrzehnten deutlich zu verringern bzw. es von vorneherein gar nicht aufkommen zu lassen, hat die Europäische Kommission die Europäische Wasserrahmenrichtlinie erlassen.

## 2.2 Europäische-Wasserrahmenrichtlinie (EU-WRRL)

Das Europäische Parlament und der Rat der Europäischen Kommission hat, nicht zuletzt wegen der immer dringlicheren und in den vorhergehenden Kapiteln beschriebenen, in allen Bereichen der globalen Wasserkreislaufs auftretenden Qualitätsproblemen, Richtlinie 2000/60/EG erlassen. Die sogenannte Wasserrahmenrichtlinie wurde auf Grund von 53 dort genannten Gründen erlassen, wobei der erste und wohl wichtigste Grund wie folgt benannt wurde:

„Wasser ist keine übliche Handelsware, sondern ein ererbtes Gut, das geschützt, verteidigt und entsprechend behandelt werden muss [23, 113]“

Ziel dieser Richtlinie ist die Schaffung eines Ordnungsrahmen für den Schutz der Binnenoberflächengewässer, der Übergangsgewässer, der Küstengewässer und des Grundwassers.

Sie ersetzt eine Vielzahl von nationalen und regionalen Einzelverordnungen und strebt dadurch eine zusammenhängende Gewässerpolitik an, die über Staats- und Landesgrenzen hinweg eine Gesamtschau der Gewässer zulassen wird. Der Schutz der Gewässer für die Gewinnung von Trinkwasser und insbesondere als Lebensraum für Tiere und Pflanzen gewinnt durch sie auf europäischer Ebene erheblich an Bedeutung. Die EU-WRRL ist für alle mit Wasser beschäftigten Institutionen, wie z.B. der Trinkwasserversorgung, Abwasserbeseitigung, Gewässerbewirtschaftung usw. maßgeblich und arbeitet mit einheitlichen Zielvorgaben. Neben dem allgemeinen Ziel, das Gut Wasser zu schützen, werden in Artikel 4 bis 16 der EU-WRRL weitere Ziele formuliert, die insbesondere für die Ableitung von Maßnahmen aus den Ergebnissen dieser Arbeit von Bedeutung sind. Innerhalb eines Zeitrahmens von 15 Jahren nach in Kraft treten der EU-WRRL am 22.12.2000, ist ein guter ökologischer Zustand aller Gewässer zu erreichen. Zudem besteht bis dahin ein Verschlechterungsverbot. Spätestens nach 20 Jahren wird die Beendigung der Emission und gleichzeitige Eliminierung prioritär gefährlicher Stoffe aus den Gewässern ultimativ verlangt.

Dabei setzt die europäische Wasserpolitik u.a. auf verschiedene Instrumentarien, wie

- (1) verbindliche und mit relativ kurzen Fristen verbundene Zielvorgaben
- (2) ganzheitliche Betrachtung des Grundwassers, der Flüsse, Seen und Küstengewässer
- (3) Anwendung des aktuellen Stands der Technik
- (4) Vereinheitlichung der verschiedenen Richtlinien der europäischen Gemeinschaft
- (5) Formulierung einer Liste prioritär gefährlicher Stoffe (Tabelle 2.1)

### 2.2.1 Prioritär gefährliche Stoffe

Zur Beurteilung des chemischen Zustandes eines Gewässers werden sogenannte „prioritär gefährliche Stoffe“ herangezogen, wobei als „prioritär gefährliche Stoffe“ Stoffe bezeichnet werden, die toxisch, persistent und bioakkumulierbar sind. Diese Liste von 33 Stoffen ist in 3 Gruppen unterteilt (Tabelle 2.1):

- (1) 4 Schwermetalle
- (2) 14 Pflanzenschutzmittel
- (3) 15 organische Verbindungen

Diese drei Gruppen sind nochmals unterteilt in „prioritär gefährliche Stoffe“, „zu überprüfende prioritäre Stoffe“ und „prioritäre Stoffe, die nicht als prioritär gefährliche Stoffe eingestuft werden“. Die Liste prioritär gefährlicher Stoffe wird in einem Abstand von 4 Jahren nach Vorschlägen der Europäischen Union aktualisiert.

Insgesamt gilt die EU-WRRL als ein Meilenstein für das Umdenken in der Wasserwirtschaft, da zum ersten Mal der integrierte Gewässerschutz im Mittelpunkt der wasserwirtschaftlichen Planungen und Entscheidungen steht [7]. Der im Focus dieser Arbeit stehende Stoff Hexachlorbenzol ist demnach auch unter den als prioritär gefährlich einzustufenden Stoffen zu finden. Mit den in Kapitel 8.3 ff. dargestellten Ergebnissen soll daher mit dieser Arbeit auch ein Beitrag zur Beurteilung der Hexachlorbenzolproblematik auf dem Hintergrund der EU-WRRL geleistet werden.

Prioritär gefährliche Stoffe	Zu überprüfende prioritäre Stoffe	Prioritäre Stoffe, die nicht als prioritär gefährliche Stoffe eingestuft werden
Cadmium	Blei	Nickel und
Quecksilber	Anthracen	Nickelverbindungen
Hexachlorcyclohexan	Atrazin	Alachlor
Nonylphenole	Chlorpyrifos	Chlorfenvinphos
Tributylzinnverbindungen	Diuran	Benzol
Bromierte Diphenylether	Endosulfan	Dichlormethan
Chloralkane C10-13	Isoproturon	1,2- Dichlormethan
Hexachlorbenzol	Naphthalin	Fluoranthen
Hexachlorbutadien	Simazin	Trichlormethan
PAK	Trifluralin	
Pentachlorbenzol	Diethylhexylphthalat	
	Octylphenole	
	Pentachlorphenol	
	Trichlorbenzol	

**Tabelle 2.1:** Einteilung der prioritären Stoffe nach der EU-WRRL (Quelle: Beschluss 2455/2001/EC vom 21.11.2001 der Europäischen Union)

Hexachlorbenzol ist dabei ein Beispiel dafür, dass die Risiken der Kontamination der Oberflächengewässer durch im Sediment befindliche Schadstoffe erkannt worden ist. Durch die auf nationaler Ebene durch Grenzwertregelungen und Immissionsverbote in Teilen erreichte Verbesserung der Oberflächengewässerqualität rückt die Behandlung von Altlasten, wie Hexachlorbenzol, immer mehr in den Vordergrund. Es zeigt sich, dass durch die jahrzehntelange Einleitung von Schadstoffen sich im Sediment bedeutende Mengen zum Teil hoch toxischer Stoffe akkumuliert hat, die nun mit steigender Häufigkeit und Intensität der jährlichen Hochwässer, bedingt nicht zuletzt durch den Klimawandel, messbar freigesetzt werden. Die Erosion dieser Sedimente und die damit verbundenen Auswirkungen müssen daher experimentell untersucht werden und besser als bisher quantifiziert werden. Unter anderem hierzu soll die vorliegende Arbeit einen Beitrag leisten.

## Kapitel 3

### 3 Grundlagen der Erosion kohäsiver Sedimente

Der Sedimenttransport kann in Abhängigkeit von seiner Transportart in zwei wesentliche Formen unterteilt werden: Geschiebe- und Schwebstofftransport. Unter Geschiebetransport versteht man den rollenden, hüpfenden oder gleitenden Transport von Sediment an der Gewässersohle, der sich dadurch deutlich vom Transport durch Turbulenz in Suspension gehaltenen leichter und kleiner Teilchen (Schwebstofftransport) unterscheidet.

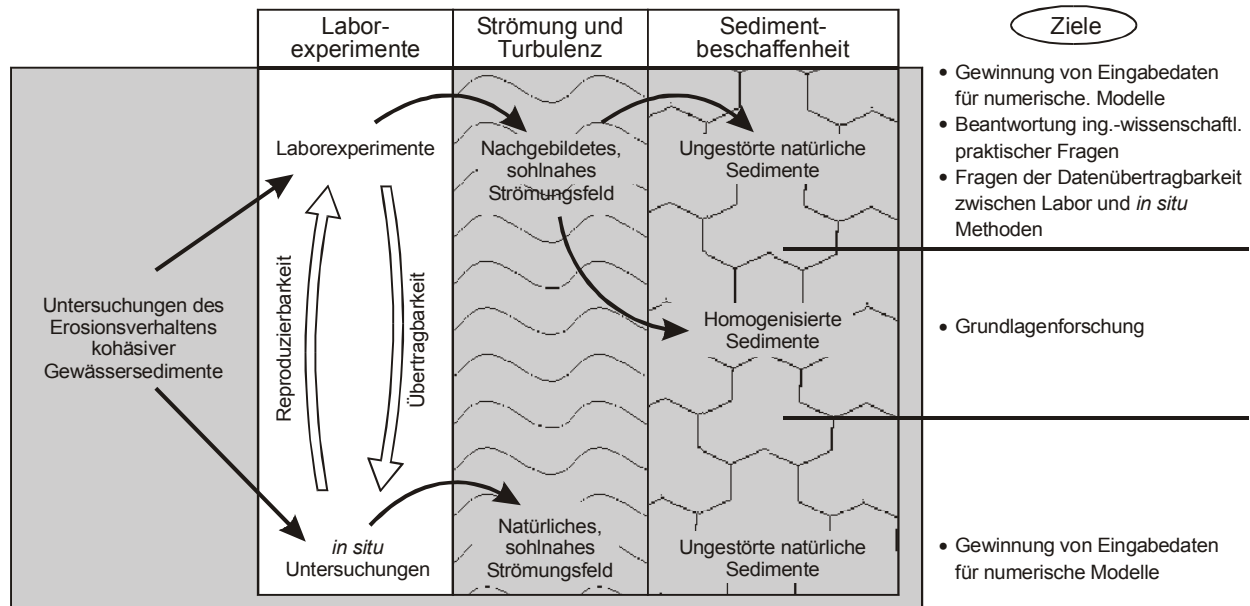
Die Herkunft des durch Oberflächengewässer transportierten Sediments kann aus mehreren Quellen stammen, jedoch wird der Hauptanteil durch Erosion der Bodenoberfläche in Folge von Niederschlägen und durch Erosionsvorgänge im Fluss selber produziert [82]. Hinzu kommen weitere Quellen, wie der Eintrag durch atmosphärische Deposition, anthropogene und diffuse Quellen.

Beim Transport des Sediments im Gewässer spielen folgende Teilprozesse eine Rolle – Erosion, Transport, Sedimentation und gegebenenfalls Konsolidierung [88]. In den folgenden Kapiteln soll mit Schwerpunkt auf der Erosion kohäsiver Sedimente ein Überblick über die zugehörigen experimentellen Methoden, die Erosion beeinflussenden Faktoren, die physikalischen Zusammenhänge gegeben und die Ziele eigener Untersuchungen formuliert werden.

#### 3.1 Experimentelle Bestimmung der Erosion

Zur Vorhersage einer möglichen Erosion von Sedimenten und den daran gebundenen Schadstoffen z.B. aus Stauhaltungen unter hydrologischen Extremereignissen, ist das Wissen über das Erosionsverhalten von Sedimentablagerungen sowie die sohnahen Strömungskräfte unabdingbar. Zudem werden entsprechende Daten als Eingangsparameter für die modellgestützte Bewertung und Prognose gewässermorphologischer Entwicklungen benötigt [20]. Da die theoretischen Beschreibungen zum Transportverhalten von Gewässersedimenten nach SHIELDS (1936) [92] nur für kohäsionslose Sedimente anwendbar sind und bisherige Versuche das Erosionsverhalten kohäsiver Sedimente aus sekundären Parametern, wie Lagerungsdichte, organischem Kohlenstoff, Korngröße etc, abzuleiten nur mit großen Unsicherheiten möglich ist [20], ist eine experimentelle Bestimmung der benötigten Parameter (z.B. kritische Sohlschubspannung der Erosion) nach wie vor unumgänglich.

Hierbei muss grundsätzlich zwischen Geräten zur *in situ* Messung und Laborversuchen unterschieden werden. Eine weitere Klassifizierung der Laborgeräte kann hinsichtlich der Möglichkeit zur Untersuchung nahezu ungestörter natürlicher Sedimente erfolgen (Abbildung 3.1).



**Abbildung 3.1:** Möglichkeiten der Untersuchung der Erosionsstabilitäten von Gewässersedimenten

Die sich aus den zwei Varianten ergebenden Vor- und Nachteile sind in Tabelle 3.1 aufgeführt.

	<i>in situ</i>	Labor
Vorteile	<ul style="list-style-type: none"> <li>▪ Exakte Standortbedingungen bzgl. Temperatur, Druck etc.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>▪ Definierte, kontrollierte und reproduzierb. Versuchsbedingungen</li> <li>▪ Variation einzelner Parameter möglich (z.B. Strömungsgeschw., Turbulenz, Temperatur etc.)</li> </ul>
Nachteile	<ul style="list-style-type: none"> <li>▪ Keine tiefenprofilierte Untersuchung möglich</li> <li>▪ Nur Strömungsgeschwindigkeit variabel</li> <li>▪ (Erosionsratenbestimmung in Entwicklung)</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>▪ Untersuchung ungestörter natürlicher Sedimente eingeschränkt möglich</li> <li>▪ Standortbedingungen (Druck, Skala etc) nur eingeschränkt reproduzierbar</li> <li>▪ Übertragbarkeit wegen Skalenproblemen muss beachtet werden</li> </ul>

**Tabelle 3.1:** Vor- und Nachteile von *in situ* Messungen und Laboruntersuchungen bei der Bestimmung der Erosionsstabilität von Gewässersedimenten

Es wird deutlich, dass die Aussagekraft der gewonnenen Ergebnisse von den gewählten Versuchsbedingungen abhängig ist, d.h. insbesondere die Güte der sohlernen Strömungs- und Turbulenzverhältnisse im Vergleich zur Natur sind von entscheidender Bedeutung. Diese physikalischen Größen müssen im Experiment durch z.B. Schwinggitter, Freistrahler, Kanal- oder Rotationsströmungen nachgebildet und mit bekannten hydraulischen Größen (Sohlschubspannung  $\tau_0$  oder Sohlschubspannungsgeschwindigkeit  $u_*$ ) parametrisiert werden. Abgesehen von diesen „Grundproblem“, bei dem zu beachten ist, dass Effekte, wie inhomogene Sohlschubspannungsverteilung, Sekundärströmungen und Abweichungen vom natürlichen Turbulenzspektrum mögliche weitere Probleme darstellen, existieren deutliche Unterschiede in der Aussagekraft der Methoden.

Die Untersuchung der Erosionsstabilität mit *in situ* Methoden liefert hierbei in Bezug auf die Übertragbarkeit der Ergebnisse auf den beprobten Standort die sicherlich besten Ergebnisse. Allen derzeit in Anwendung befindlichen Methoden ist jedoch gemein, dass das Erstellen eines Tiefenprofils der Erosionsstabilität nicht möglich ist, d.h. es können jeweils nur die obersten Zentimeter untersucht werden [20]. Es besteht jedoch infolge der historischen Entwicklung der Gewässerverunreinigungen, bei der oftmals hochgradig verunreinigte Sedimente überlagert wurden von in der Zwischenzeit schwächer kontaminierten jüngeren Sedimenten, die Notwendigkeit einer tiefenprofilierten Untersuchung [47].

Tiefenprofilierte Untersuchungen ungestörter natürlicher Sedimente können derzeit nur von einigen Laborapparaturen geleistet werden. Wie Tabelle 3.1 zu entnehmen, kommt bei Laborexperimenten neben den Problemen der Nachbildung natürlicher Strömungsfelder noch die Frage der Übertragbarkeit der Ergebnisse des entnommenen Testsediments auf die natürliche Gewässersohle hinzu. Abgesehen von diesen so naturnah wie möglich zu lösenden Einschränkungen, ermöglichen Laboruntersuchungen unter definierten und reproduzierbaren Rahmenbedingungen die gezielte Variation einzelner erosionsbeeinflussender Parameter. Laborexperimente können in Untersuchungen mit ungestörten natürlichen und homogenisierten Sedimenten unterteilt werden (Abbildung 3.1).

Experimente mit homogenisierten Sedimenten dienen dabei im Wesentlichen dazu, bei gleichen Ausgangsbedingungen des Sedimentes, den Einfluss einer einzigen Variable auf die Erosionsstabilität zu untersuchen. Durch die Homogenisierung werden die bei natürlichem Sediment in der Fläche und der Tiefe auftretenden Heterogenitäten der Material- und Erosionseigenschaften ausgeschaltet. Zudem werden über lange Zeitskalen ablaufende mechanische und biogeochemische Konsolidierungseffekte aufgelöst.

Untersuchungen an natürlichen ungestörten Sedimentkernen hingegen geben die Wirkung der Gesamtheit der die Erosionsstabilität beeinflussenden Sedimentparameter wieder und ermöglichen eine Aussage über die Erosionsstabilität im Tiefenprofil. Obwohl hier eine größere Nähe zu den *in situ* Bedingungen gegeben ist, bleibt auch bei den Experimenten mit natürlichen ungestörten Sedimenten die Frage nach der Übertragbarkeit auf die Natur erhalten. Zu nennen sind diesbezüglich Skalen- und Randeffekte, Einflüsse durch z.B. Stauchungen des Sediments während der Probenahme, Erschütterungen während des Transportes, Temperatur- und Druckbedingungen etc..

Insgesamt gesehen hängt es also von der Fragestellung ab, welche der drei Untersuchungsmethoden die adäquate ist.

Nachstehend wird in Anlehnung an DVWK (1999) [20] ein Überblick über die derzeit hierfür zur Verfügung stehenden Labor- und *in situ* Untersuchungsmethoden gegeben (Tabelle 3.2).

Methode	Technische Daten	Versuchsbedingungen			Zielgrößen	Literatur
		Strömungsfeld	Lagerung	Labor (L) <i>in situ</i> (I-s)	Erosionsbeg.:EB Erosionsrate:ER	
<u>Kreisgerinne</u>	D: 300 cm H: max.50 cm B: 50 cm	Rotationsströmung	homog.	L	EB & ER	[96]
<u>EROMES</u>	D : 10 cm H : 30 cm	Propeller	homog. & ungestört	L & I-s	EB & (ER)	[75]
<u>Mikrokosmos</u>	D: 30 cm	Rotationszylinder	homog. & ungestört	L	EB & ER	[28]
<u>SETEG (erweitert)</u>	B: 14,5 cm H: 10 cm v: max. 2,1 m*s <sup>-1</sup>	Längsströmung	homog. & ungestört	L	EB & ER	[112] [47]
<u>in situ Gerät nach Westrich und Schmid</u>	B: 30 cm L. 70 cm v: max. 2,5 m*s <sup>-1</sup>	Grenzschichtströmung	ungestört	I-s	EB & (ER)	[107]
<u>CSM</u>	D: 30 cm	Freistrahler	ungestört	I-s	EB	[100]
<u>in situ Gerät nach Hartmann</u>	B: 5 cm L: 10 cm	Längsströmung	ungestört	I-s	EB & (ER)	[32]
<u>Sedflume</u>	H: 2 cm B: 10 cm L: 15 cm	Längsströmung	homog. & ungestört		EB & ER	[70]
<u>Sea Carousel</u>	D: 200 cm H: 30 cm B: 20 cm	Rotationsströmung	ungestört	I-s	EB & ER	[4, 67]

**Tabelle 3.2 :** Übersicht über einige der derzeit zur Verfügung stehenden Labor- und *in situ* Methoden zur Untersuchung von Gewässersedimenten

### 3.1.1 Labormethoden

Kreisgerinne, wie es u.a. an der Universität Aachen vorhanden und detailliert durch SPORK & RULAND et al. (1995) [96] beschrieben wurde, dienen zur Ermittlung von kritischen Erosionssohlschubspannungen und Erosionsraten. Des Weiteren können kritische Sohlschubspannungen für die Sedimentation und die mittleren Sinkgeschwindigkeiten unter turbulenten Strömungsbedingungen für suspendiertes Material bestimmt werden. Es fußt auf den Überlegungen von PARTHENIADES & KENNEDY et al. (1996) [80] und hat als Hauptmerkmal ein kreisförmiges drehbares Gerinne mit einem ebenfalls drehbaren Deckel,

welcher die Oberfläche berührt und die Strömung antreibt. Somit ist die Untersuchung von Erosion und Sedimentation möglich, da das untersuchte Material nicht durch Pumpeneinwirkung zerstört wird. Nach SPORK & RULAND et al. (1995) [95] ist das Kreisgerinne besonders zur Untersuchung kohäsiver bzw. flockenbildender Materialien geeignet. Es kann in einer Klimakammer untergebracht werden und daher insbesondere in Bezug auf biologische Parameter wichtige, gleichbleibend kontrollierte Klimabedingungen gewährleisten. Gegenüber anderen Geräten nachteilig ist, dass eine Untersuchung ungestörten Sedimentes nicht möglich ist, d.h. mit natürlichem Sediment wird im Kreisgerinne eine Sedimentsuspension bekannter Konzentration eingestellt, bei vorgegebener Sohlschubspannung gemischt und danach konsolidiert. Die sich hieraus ergebenden Sedimentablagerungen werden dann hinsichtlich kritischer Erosionsschubspannung, Erosionsraten etc. untersucht, welche aus Sohlschubspannungs- und Trübungsdaten weitestgehend automatisiert gewonnen werden.

Mit dem bei SCHÜNEMANN & KÜHL (1991) [91] detailliert beschriebene *EROMES System* lassen sich kritische Erosionsschubspannungen und Erosionsraten natürlich gelagerter Sedimentkerne mit einem Durchmesser von 10 cm bestimmen und wird u.a. in Flüssen, im Gezeitenbereich und Küstenbereich eingesetzt. Durch das Anbringen eines Propellerrührers 3 cm über der Sedimentoberfläche werden die notwendigen Sohlschubspannungen erzeugt. Die Kalibrierung des Propellerrührers gegen die Sohlschubspannungen erfolgt anhand bekannter kritischer Sohlschubspannungen des Sandes, die Drehzahlen des Propellers zugeordnet werden. Die maximal zu erzeugenden Sohlschubspannungen von EROMES liegen bei 3 Pa [101] und wird durch eingebaute Strömungsbrecher über die Sedimentfläche homogenisiert. Hierbei kann es zu Variationen der Sohlschubspannungen von 30 % in unterschiedlichen Bereichen der Sedimentoberfläche kommen [75]. Diese Variation soll insbesondere dazu dienen, die im Gezeitenbereich auftretenden turbulenten Strömungen und Wellen zu simulieren. Durch Trübungsmessungen in der durch kontinuierliches Steigern der Propellerdrehzahl entstehenden Sediment-Wasser-Suspension werden aus dem Konzentrationsverlauf heraus kritische Erosionsschubspannungen (signifikanter Konzentrationsanstieg) und Erosionsraten (Konzentrationszunahme in der Zeit bezogen auf die Sedimentoberfläche) bestimmt. Bedingt durch die nicht homogene Verteilung der Sohlschubspannung über die Sedimentoberfläche können mit EROMES nur mittlere Erosionsraten gemessen werden [20].

Die *Mikrokosmos* genannte Methode ermöglicht die Einstellung homogener stationärer und instationärer Sohlschubspannungen in einem abgeschlossenen zylindrischen Volumen. Ein im Fluidvolumen liegender zylindrischer Körper erzeugt durch Rotation um die Achse eine Drehströmung und mithin eine Wandschubspannungsverteilung am Boden. Kontinuierlicher Fluidaustausch ermöglicht die Untersuchung sedimentologischer und biogeochemischer Prozesse an der Grenzfläche Sediment-Wasser. Durch die geometrische Anordnung von Zu- und Ablauf wird zudem die Wandschubspannungsverteilung am Boden vergleichmäßig. Somit kann ein mittlerer Wert der Wandschubspannung eingestellt werden. In diesen Fluidumlauf können Trübungssensoren und andere Messgeräte eingebaut werden, die notwendige Parameter wie Grenzwerte der Erosionsstabilität bestimmbar werden lassen. Durch die Anordnung der Apparatur können Wandschubspannungsgeschwindigkeiten im Bereich zwischen  $0,22 < u_* < 2,2 \text{ cm} \cdot \text{s}^{-1}$  über minimal 95 % der Sedimentoberfläche eingestellt werden [20].

Auf dem *Sedflume-System*, wie es von [70] entwickelt wurde, basiert das erweiterte *SETEG-System*. Wesentliche Unterschiede existieren in der Höhe des Druckkanals, der bei MCNEIL & TAYLOR (1996) mit lediglich 2 cm konzipiert wurde.



Bei KERN & HAAG et al. (1999) wurde diese auf 10 cm vergrößert, zudem wurde zur Vergleichmäßigung der Strömung die Einlaufstrecke von 1,20 m auf 7,32 m verlängert. Für weitere technische Details wird auf Grund der Ähnlichkeit zum *SETEG-System* auf Kapitel 4 verwiesen. Im Gegensatz zu den übrigen Systemen wird beim Sedflume die Erosionsrate nicht über die Zunahme der Sedimentkonzentration in Suspension bestimmt, sondern es wird die Vorschubgeschwindigkeit ermittelt, die benötigt wird, um die Sedimentoberfläche plan zu halten mit der Innenseiten des Sedflume-Systems, d.h. es ergibt sich eine Erosionsrate in Strecke pro Zeit. Diese Ergebnisse sind im Folgenden noch von Bedeutung bei der Einordnung der Ergebnisse des erweiterten SETEG-Systems.

Das erweiterte *SETEG-System* ist in Kapitel 4 und 5 ausführlich beschrieben, da es bei der Ermittlung der Daten für die vorliegende Arbeit eine wesentliche Rolle gespielt hat.

### 3.1.2 *in situ* Messungen

Im Gegensatz zu den Labormessungen können mit den nachfolgend beschriebenen Systemen direkt im Feld Daten zur Erosionsstabilität und Erosionsraten ermittelt werden.

Das Ziel Grenzwerte der Erosionsstabilität von kohäsiven Gewässersedimenten im Feld zu bestimmen soll, mit dem in der letzten Phase der Entwicklung befindlichen *in-situ* Gerät nach WESTRICH & SCHMID et al. (2003) [106] erreicht werden. Das am Institut für Wasserbau, Universität Stuttgart entwickelte Gerät (Gesamtgröße: 30 mal 70) ist in Abbildung 3.2 dargestellt und besteht aus den vier Hauptkomponenten (1) Zulauf, (2) Messkanal mit Einstechkasten (30\*70 cm), (3) Datenerfassungsgeräte und (4) Ablauf mit Propeller.

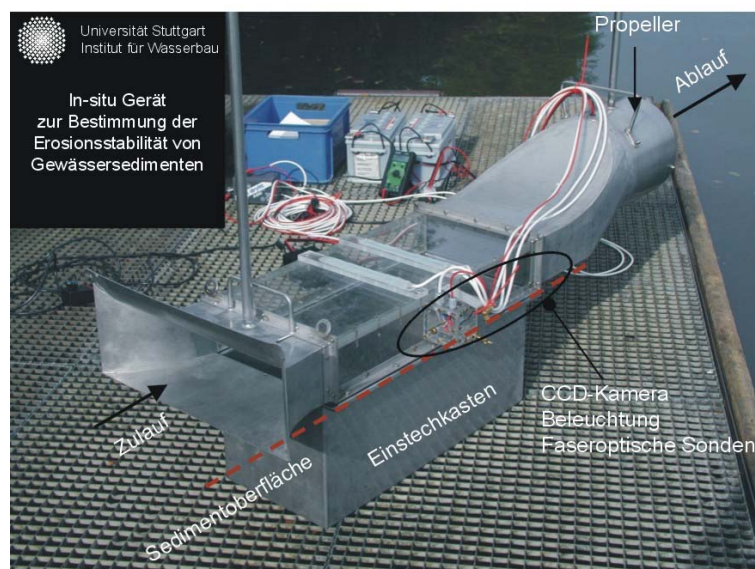


Abbildung 3.2: *in situ* Gerät zur Bestimmung der Erosionsstabilität von Gewässersedimenten [106]

Mittels des im Ablauf angebrachten Propellers (24 V Gleichspannung, 800 W Leistungsaufnahme) wird im Bereich des Messkanals eine Strömung erzeugt, die durch stufenlose Veränderung der Drehzahl des Propellers genau eingestellt werden kann. Der Zusammenhang zwischen Drehzahl des Propellers, sohnaher Fließgeschwindigkeit und daraus resultierenden Sohlschubspannungen wurde anhand von Laborversuchen kalibriert.

Im Bereich des Messkanals wurde das Gerät mit Messwertgebern zur Erfassung folgender Größen bestückt: Druck, Temperatur, Strömungsgeschwindigkeit und Schwebstoffkonzentration. Zentrale Messgröße ist hierbei die Schwebstoffkonzentration im Abstrom, die eine quantitative Maß für den Erosionsbeginn und nach weiterer Entwicklungsstufen für die Erosionsraten darstellt.

Das *CSM (Cohesive Strength Meter)* entwickelt von TOLLHURST & BLACK et al. (1999) [100] ist ein *in situ* Gerät zur Bestimmung der Erosionsstabilität von Gewässersedimenten im Gezeitenbereich. Es besteht aus einer 30 cm breiten Kammer, die in das Sediment eingesteckt und langsam mit Wasser gefüllt wird. Die zur Bestimmung der Erosionsgrenzwerte notwendige Strömung wird durch einen von der Seite vertikal zugeführten Wasserstrahl erzeugt, mit dem ein kleiner, genau definierter Bereich ( $0,0007 \text{ m}^2$ ) der Sedimentoberfläche getestet werden kann. Hierdurch ergibt sich die Möglichkeit kleinskalige räumlich Variationen in der Erosionsstabilität zu untersuchen. Ein Laserabsorptionsverfahren ermittelt die jeweiligen Grenzwerte der Erosionsstabilität [101]. Es ergibt sich jedoch durch die vertikale Zuführung des Wasserstrahls ein Druckfeld mit Druckgradient, wie es unter natürlichen Bedingungen an der Flusssohle nicht vorzufinden ist. Dies schränkt die Aussagefähigkeit der Ergebnisse des CSM ein.

Das oben bereits beschriebene System *EROMES* existiert auch in einer Version, die eine *in situ* Bestimmung der Erosionsstabilität von kohäsiven Sedimenten zulässt. Die verwendete Technik entspricht der der Laborausführung und wurde lediglich um die Anforderungen eines Feldeinsatzes, d.h. Wasserdichtigkeit (nachgewiesen bis 4 m), Datenübertragung etc. erweitert [20].

Ein dem *in situ* Gerät nach WESTRICH & SCHMID et al. (2003) [107] ähnliche Vorgehensweise liegt dem System nach HARTMANN (1997) [32] zu Grunde. Eine geschlossener prismatischer Kanal mit definiertem Querschnitt ( $10 \times 5 \text{ cm}$ ) wird bündig auf der Sedimentoberfläche aufgesetzt. Im Einlaufstutzen wird das zuströmende Wasser durch Gitter vergleichmäßig und durch Bodenplatten verschiedener Rauheit dem Strömungsprofil angepasst, welches sich über der natürlichen Sohle ausbildet. Eine Kombination aus Video-Aufnahmetechnik und digitaler Bildauswertung wird dazu benutzt, die kritische Erosionsgeschwindigkeit für bewegliche Sohlen zu bestimmen. Bei diesem System wird die, durch Einlaufstrecke und Messkanalgeometrie gleichgerichtete Strömung jedoch durch Frischwasser erzeugt und somit von den eigentlichem Ziel einer Untersuchungsmethode unter örtlichen Gegebenheiten abgewichen, z.B. der Einfluss von schwebstoffbeladenen Wasser auf die Grenzwerte der Erosion kann nicht abgebildet werden. Zudem ist ein Einsatz auf kohäsionslose Materialien beschränkt, da eine Bestimmung des Erosionsvorganges kohäsiver Sedimente mittels der verwendeten digitalen Bildauswertung laut Autor hier nicht möglich ist. Es zeigt jedoch ein Prinzip, wie es auch bei kohäsiven Sedimenten in abgewandelter Form verfahren werden kann.

Das *Sea Carousel (VIMS sea-bed flume)*, entwickelt am Virginia Institute of Marine Science, Gloucester Point Va., USA [67] ist hinsichtlich der Funktion ähnlich derer von Kreisgerinnen, es wurde jedoch für den Einsatz im Feld entsprechend modifiziert. Es besteht aus zwei bodenlosen Zylindern mit einem Durchmesser von 2 bzw. 2,3 m, die vom Boot aus auf die Sedimentoberfläche abgesetzt werden. Wie bei den Kreisgerinnen im Labor wird mittels eines sich drehenden Deckels zwischen den Wänden der Zylinder eine Strömung erzeugt, welcher durch Kalibrierung der Deckelgeschwindigkeit eine Sohlschubspannung zugeordnet werden kann.

Daten zur Bestimmung der Grenzwerte der Erosionsstabilität, der Erosionsraten und des Sedimentationsverhaltens werden anhand der Veränderung der Schwebstoffkonzentration während der Versuche bestimmt. Angaben über minimal oder maximal einstellbare Sohlschubspannungen oder andere Einschränkungen des Gerätes wurden in der vorliegenden Literatur nicht beschrieben. Ein ähnliches Gerät wird auch von AMOS & BRYLINSKY et al. (1998) [4] beschrieben und unterscheidet sich im Wesentlichen nur hinsichtlich der Abmessungen der Zylinder etc.

### 3.1.3 Vergleich von Laborexperimenten und *in situ* Messungen

Um abschätzen zu können, inwieweit sich die Ergebnisse von ungestörten natürlichen Sedimenten, getestet im Labor, auf die Natur übertragen lassen, ist es notwendig, Labor- und *in situ* Ergebnisse einander gegenüberzustellen. Diesbezüglich liegen einige Untersuchungen in der Literatur vor, deren Ergebnisse nachfolgend zusammengefasst werden sollen. Es muss jedoch angemerkt werden, dass hier nur Arbeiten über den Vergleich von in Küsten und Tidegewässern gewonnenen Ergebnissen vorliegen, welches den erheblichen Forschungsbedarf auf dem Gebiet der Fließgewässer unterstreicht.

TOLHURST & RIETHMÜLLER et al. (2000) [101] verglichen anhand eigener Daten von Sedimentproben aus der Gezeitenzone der Ostküste Englands sowie der Ostküste Sylts die Ergebnisse der Grenzwerte der Erosionsstabilität verschiedener Laborgeräte (*EROMES*, *Laborrinne*) und *in situ* Messungen (*CSM*, *Sea Carousel*). Zudem bezogen sie Literaturdaten von Untersuchungen vor der Küste Kanadas mit *in situ* Messungen (*ISIS*) mit ein. Es zeigte sich, dass es in Abhängigkeit von den gewählten Untersuchungsmethoden zu ganz unterschiedlichen Ergebnissen hinsichtlich der gemessenen Grenzwerte der Erosionsstabilität kommt. Erste Vergleiche zwischen der *Laborrinne* und dem *Sea Carousel* erbrachten um bis zu 20-fach höhere Grenzwerte der Erosionsstabilität gemessen im Laborgerinne. Hierfür konnten keine direkte Erklärungen gefunden werden, es wird jedoch vermutet, dass Effekte wie Entwässerung und Kompaktion des Sediments durch Vibrationen während des Transportes ebenso eine Rolle spielen könnten, wie zusätzliche EPS-Produktion nach der Probenahme.

Wesentlich bessere Ergebnisse ergab der Vergleich der Daten von *CSM* und *EROMES*. Durch das Gegeneinanderplotten der Ergebnisse wurden Korrelationskoeffizienten von  $r^2 = 0,86$  ( $n = 6$ ) für Grenzwerte der Erosionsstabilität unter 0,5 Pa gefunden. Unter Einbeziehung der Daten über 0,5 Pa ergibt sich ein  $r^2 = 0,96$  ( $n = 8$ ). Diese guten Übereinstimmungen wurden jedoch erst erreicht, nachdem die Bestimmung der Grenzwerte der Erosionsstabilität beider Methoden gegeneinander kalibriert wurden. Vor dieser Kalibrierung lag der Korrelationskoeffizient lediglich bei  $r^2 = 0,21$  ( $n = 8$ ). Zudem zeigt sich aus den Ergebnissen sowohl vor als auch nach der Kalibrierung, dass die Übereinstimmung mit Abnahme der Grenzwerte der Erosionsstabilität zunimmt. Insgesamt wird gesagt [101], dass die Unterschiede in den Grenzwerten der Erosionsstabilität zwischen *CSM* und *EROMES* in der Hauptsache auf die unterschiedliche Kriterien zur Definition der Grenzwerte der Erosionsstabilität zurückzuführen sind. Erst in zweiter Linie fallen Gründe ins Gewicht, wie räumliche Heterogenitäten und Einflüsse durch Transport. Nicht weiter untersucht wurden Skaleneffekte, es wird jedoch auf deren mögliche Einflüsse hingewiesen.

Aus Gründen notwendiger und beim Vergleich von Literaturdaten nicht möglicher Kalibrierung der Kriterien zur Bestimmung der Grenzwerte der Erosionsstabilität kommen TOLHURST & RIETHMÜLLER et al. (2000) [101] zu dem Ergebnis, dass sich die Ergebnisse von *EROMES* und *ISIS* nicht direkt vergleichen lassen, sondern nur relativ über den Sedimentparameter Lagerungsdichte.

Es zeigt sich, dass es zu deutlichen Übereinstimmungen (steigende Grenzwerte der Erosionsstabilität [0 bis 1,5 Pa] mit steigender Lagerungsdichte [0,6 bis 2,1 g\*cm<sup>-3</sup>]) kommt, deren verbleibende Abweichungen natürlichen Heterogenitäten und unterschiedlicher biogener Stabilisation / Destabilisation zugeschrieben wird.

Als Fazit der beschriebenen Labor- und *in situ* Methoden kann gesagt werden, dass keine eine absolute Lösung des Problems „Erosionsstabilitätsmittlung von kohäsiven Gewässersedimenten“ darstellt, sondern alle nur unter genauer Kenntnis ihrer Randbedingungen und Artefakte genutzt werden können. In Abhängigkeit von den vielfältigen Fragestellungen in Bezug auf die Erosionsstabilität kohäsiver Sedimente bieten die vorgestellten Methoden jedoch verschiedenste Lösungsansätze die gegebenenfalls entsprechend modifiziert werden müssen. Eines der Hauptprobleme, das allen Untersuchungsmethoden, gemeinsam ist, ist die ungelöste Frage nach der Übertragbarkeit der an kleinen Testflächen gewonnen Ergebnisse auf die natürliche Skala. Hier bietet bisher keine Methode Ergebnisse an. Zudem bietet keine Labormethode die Möglichkeit verschiedene turbulente Strömungen zu simulieren. Dies ist, wie diese Arbeit zeigen wird, jedoch von großer Bedeutung für eine Beurteilung der Erosionsstabilität. Insgesamt ist es daher geboten, die Ergebnisse der verschiedenen Methoden jeweils kritisch zu hinterfragen.

### 3.2 Einflussfaktoren

Die Erosion von kohäsiver Sedimenten, die in Gewässersystemen als wesentlicher Kontaminantenträger fungieren, ist ein bedeutender Parameter in der Beurteilung ihres ökologischen Gefährdungspotentials. Sie wird durch zwei Arten von Kräften kontrolliert:

(1) die hydraulische Kraft in Form der Sohlschubspannung  $\tau_0$

und

(2) die Widerstandskräfte des Sediments [79].

Daher wurde sie bis zum heutigen Zeitpunkt intensiv sowohl von der hydraulischen Seite als auch in Bezug auf die Abhängigkeit von spezifischen Sedimenteigenschaften untersucht. Hierbei ist die Sensibilität für die Bedeutung letzterer Einflüsse auf die Sedimentstabilität immer mehr gewachsen und es wurden umfangreiche Untersuchungen diesbezüglich angestoßen. Hieraus ist bekannt, dass die Erosionsstabilität mindestens von den folgenden (Tabelle 3.3) Faktoren abhängig ist:

Hydraulische Bedingungen des Gewässers, Lagerungsdichte, mittlere Korngrößen, Gehalt an organischen Materialien, Gasvolumen, Konsolidierungszeit, Mineralogie, Temperatur, hydraulische Bedingungen unter denen das Sediment zur Ablagerung kam [58] und die biologische Besiedlung. Zu dieser umfangreichen Liste hinzu kommen wichtige physikochemische Faktoren wie der Chemismus des Porenwassers und des erodierenden Fluids. Jedoch sind trotz aller Bemühungen bei weitem noch nicht alle Einflussfaktoren, ihre genaue Wirkungsweise und insbesondere ihr Zusammenspiel untereinander geklärt und es bedarf weiterer Untersuchungen. Es ist jedoch klar, dass die Erosionsstabilität nicht ausschließlich die Funktion eines einzelnen Parameters ist, sondern immer als eine Kombination zeitgleich wirkender physikalischer, chemischer und biologischer Prozesse begriffen werden muss [29].

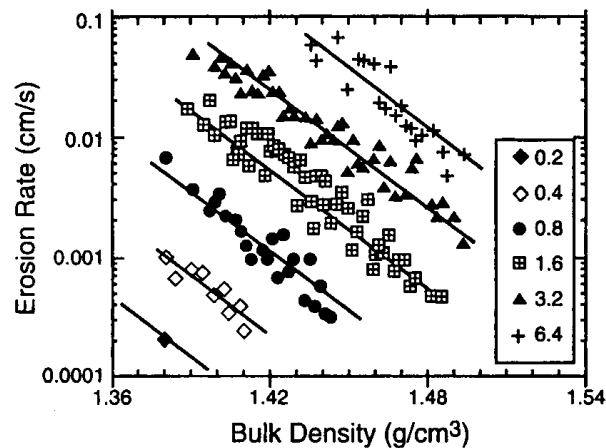
Art	Einflussfaktoren	Literatur
Physikalisch	Lagerungsdichte	[29, 50, 65, 108]
	Gasgehalt	[11] [2] [40]
	Temperatur	[45] [126] [1] [26]
	Hydraulische Bedingungen (z.B. Turbulenz)	[98, 122, 125]
	Korngröße	[65]
	Mineralogie	[5]
Geochemisch	Diagenese	[19, 59]
	Physikochemische Faktoren (z.B.: Tonart- und Menge, Kationenaustauschkapazität, Salzgehalt, pH-Wert, Porenwasserzusammensetzung)	[5] [45] [29]
Biologisch	Biologie	[94] [12]

**Tabelle 3.3:** Einflussfaktoren auf die Erosionsstabilität von Gewässerfeinsedimenten

Da es derzeit noch keine, den Untersuchungen zu kohäsionslosen Materialien von SHIELDS (1936) [92] ähnlichen allgemeingültigen Aussagen über die Erosionsstabilität kohäsiver Sedimente gibt, liegt an den vielen Einflussfaktoren. Diese wiederum sind jedoch auf die speziellen Eigenschaften feiner Sedimente unter  $63 \mu\text{m}$  zurückzuführen. Sie stellen durch ihre große spezifische und reaktive Oberfläche relativ zur geringen Masse ein Medium dar, dass ein Höchstmaß an Einflussfaktoren ermöglicht.

Im Folgenden wird eine Übersicht über bisherige Untersuchungen zu den wichtigsten stabilitätsbeeinflussenden Parameter kohäsiver Sedimente und ihrer Wirkung gegeben.

**Lagerungsdichte** Als eine vergleichsweise einfach und vor allem zerstörungsfrei zu bestimmender Wert wäre die *Lagerungsdichte* ein nahezu idealer Parameter um aus ihm die Erosionsstabilität eines Sediments abzuleiten. Vorwegnehmend kann eine solche alleinige Abhängigkeit bei natürlichen ungestörten Sedimenten nicht gefunden werden [70]. Bei Versuchen mit natürlichen und nach manueller Homogenisierung alleine durch ihr Eigengewicht innerhalb von 1 bis 60 Tagen wieder konsolidierten Sedimenten, konnten JEPSEN & ROBERTS et al. (1997) [41] sowie LICK & MCNEIL (2001) [65] deutlich positive Korrelationen zwischen der Lagerungsdichte und der Erosionsstabilität nachweisen. In diesen Untersuchungen wurden mittels des Sedflume entsprechend abnehmende Erosionsraten, d.h. zunehmende Erosionsstabilitäten bei zunehmender Lagerungsdichte anhand von angelegten Sohlschubspannungen bis  $6,4 \text{ Pa}$  gefunden.



**Abbildung 3.3:** Erosionsraten in Abhängigkeit von der Lagerungsdichte bei unterschiedlichen Sohl Schubspannungen von Sedimenten des Detroit River, USA (aus: LICK & MCNEIL (2001) [65]) [Angaben der Sohl Schubspannungen in Pascal]

Dabei ist die logarithmische Skalierung der Erosionsraten zu beachten. Aus diesen Daten ermittelten LICK & MCNEIL (2001) [65] folgende Erosionsformel, mittels derer die Erosionsrate aus der Lagerungsdichte der homogenisierten Sedimente abgeschätzt werden kann:

$$E = A \times \tau^n \times \rho^m \quad (3.1)$$

Hierbei ist  $E$  die Erosionsrate ( $\text{cm} \cdot \text{s}^{-1}$ ),  $\tau$  die Sohl Schubspannung ( $\text{N} \cdot \text{m}^{-2}$ ),  $\rho$  die Lagerungsdichte und  $A$ ,  $n$  und  $m$  sind Konstanten. Gleiche Zusammenhänge beschrieb KRONE (1999) [52] in seiner Literaturübersicht. Zunehmende Lagerungsdichten gehen einher mit fallenden Erosionsraten bei gleichbleibenden Sohl Schubspannungen, wobei hier mit aus Quarzpartikeln verschiedener Korndurchmesser erstellten Kernen gearbeitet wurde. Dies schränkt die Aussagekraft in Bezug auf natürliche Sedimente ein.

MCNEIL & TAYLOR et al. (1996) [70] kamen in Laboruntersuchungen mit dem Sedflume System an ungestörten natürlichen Sedimenten aus Fließgewässern in den USA zu dem Ergebnissen, dass eine generelle Abhängigkeit zwischen der Erosionsstabilität und der Lagerungsdichte nicht hergestellt werden kann. Anders bei homogenisierten Sedimenten, bei denen ähnlich zu Abbildung 3.3 ein Zusammenhang erkennbar wird. Hier nimmt die Erosionsstabilität des Sediments mit der Tiefe zu. Die Autoren begründen dies mit der sich nach der Homogenisierung schnell einstellenden Änderung der Partikelgröße und des Wassergehaltes mit der Tiefe, sowie Konsolidierung – d.h. mit Änderungen, die mit der Lagerungsdichte beschrieben werden können.

HAAG & WESTRICH (2001) [29] fanden in Untersuchungen mit dem SETEG-System an ungestörten natürlichen Sedimentkernen positive Korrelationen zwischen der Lagerungsdichte und der Erosionsstabilität. In dieser Untersuchung wurden Sedimentkerne im Tiefenprofil hinsichtlich ihrer Erosionsstabilität in Abhängigkeit von verschiedenen Parametern (Lagerungsdichte, Wassergehalt, TOC) untersucht. Für die Abhängigkeit von  $\tau_{\text{krit.,e}}$  von der Lagerungsdichte wurde ein positiver Korrelationskoeffizienten von  $r = 0,22$  gefunden.

Die Autoren führen dies, sowie die ebenfalls vorhandene positive Korrelation mit der Sedimenttiefe ( $r = 0,47$ ) und dem Wassergehalt ( $r = 0,29$ ) auf den Effekt der Konsolidierung zurück. Diese nimmt mit zunehmender Sedimenttiefe zu und erhöht die Lagerungsdichte bzw. führt zu einer Verringerung des Wassergehalts.

**Gasgehalt** Die Mineralisation von im Sedimenten eingeschlossenen organischem Material führt zur Bildung verschiedener Abbauprodukte. Der Hauptteil der hierbei durch mikrobielle Aktivität entstehenden gasförmigen Abfallprodukte besteht aus  $\text{CH}_4$ ,  $\text{N}_2$ , und  $\text{CO}_2$ , sowie Spurenkonzentrationen einiger anderer Gase.

Die bei weitem wichtigsten Entstehungswege durch mikrobielle Aktivität sind die Denitrifikation bei der vornehmlich  $\text{N}_2$  gebildet wird, sowie Gärungsprozesse, die zur Entstehung von  $\text{CH}_4$  und  $\text{CO}_2$  führt [2]. Es wird zudem vermutet, dass es einen Übergang von gelösten organischen Kontaminanten in die gebildeten Gasblasen gibt. Daher spielt das im Sediment vorgefundene Gas nicht nur eine Rolle hinsichtlich der Erosionsstabilität, sondern trägt auch einen Anteil zum Übergang vorliegender Kontaminanten vom Sediment ins Wasser und weiter in die Atmosphäre bei.

Die Bildung von Gasen in kohäsiven Sedimenten, als Folge des mikrobiellen Abbaus organischer Verbindungen ist ein bedeutender Faktor in Bezug auf die Erosionsstabilität von Gewässersedimenten und wurde in der Vergangenheit mehrfach im Hinblick auf verschiedenen Fragestellungen untersucht. So erstellte die Bundesanstalt für Gewässerkunde im Jahr 2003 [11] einen Bericht, in dem das Gaspotential kohäsiver Sedimente im Hinblick auf die Baggergutunterbringung untersucht wurde. Die Gasbildung wird in diesem Bericht aus verschiedenen Gründen als problematisch eingeschätzt:

- Einfluss auf die hydraulische Durchlässigkeit
- Emission von verschiedenen Stoffen aus dem Sediment
- Einfluss auf Sedimentstabilität
- Emission klimarelevanter Stoffe

Im Hinblick auf den Schwerpunkt dieser Arbeit ist im Wesentlichen der Einfluss auf die Erosionsstabilität von Interesse. Im Allgemeinen finden sich folgende zwei Einschätzungen hinsichtlich des Einflusses des Gasvolumens auf die Erosionsstabilität von Gewässersedimenten: (1) die Anwesenheit von Gas im Sediment führt zu einer Herabsetzung der Lagerungsdichte und dadurch zu (2) einer Erhöhung der Erosionsraten bei gegebener Sohlschubspannung und mithin zu einer Verringerung der Erosionsstabilität [40].

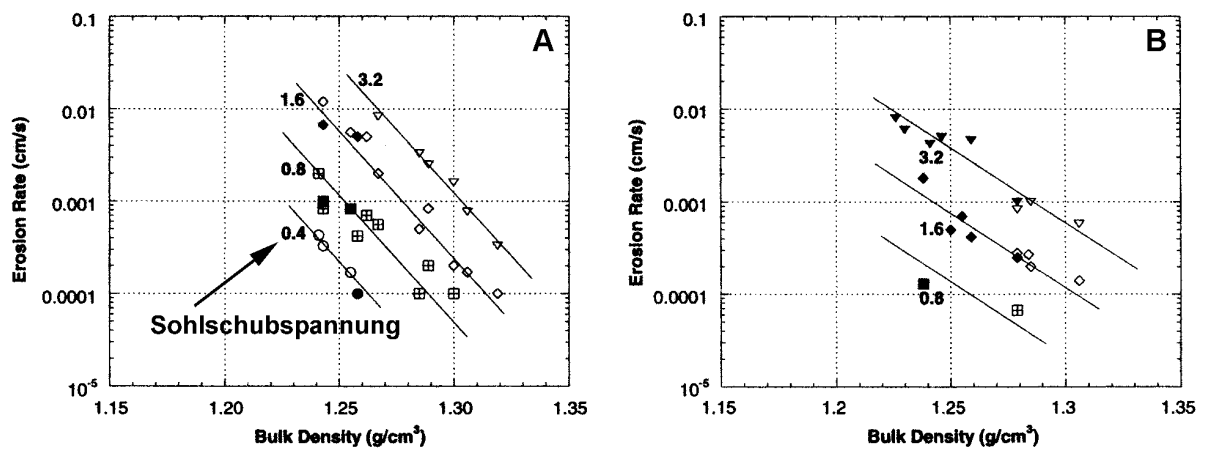
Die Einflussfaktoren, die das Gasvolumen innerhalb des Tiefenprofils eines Sedimentkernes steuern und somit sein Potential zur Gasproduktion darstellen sind u.a.:

- Biologische Aktivität [2]
- Temperatur [54]
- Menge und Verfügbarkeit von TOC [40]
- Verteilung organischer Substanz auf unterschiedlich leicht abbaubaren Fraktionen [11]
- Qualität der für die Leistung der gasbildenden Mikroben maßgeblichen Sedimenteigenschaften [11]

Diese Parameter wiederum hängen stark von den jeweiligen Standortbedingungen ab und geben nur einen Überblick. Insbesondere der Prozess der Methanbildung gestaltet sich hochkomplex und ist von zahlreichen Faktoren abhängig.

LICK & MCNEIL (2001) [65] fanden diesbezüglich heraus, dass die Anwesenheit von Gas im Sediment jeweils im Vergleich mit Sedimenten ohne Gas die Lagerungsdichte um bis zu 10 % verringerte, die Erosionsraten bis zu einem Faktor von 60 erhöhte und die kritische Erosionsschubspannung bis zu einem Faktor 20 herabsetzte.

Bisher liegen jedoch über den genauen Einfluss des Gasgehaltes auf die Erosionsstabilität von Gewässersedimenten nur unzureichende Erkenntnisse vor, insbesondere wenn es um die quantitative Vorhersage von Erosionsraten geht. In einer neueren Untersuchung von JEPSEN & MCNEIL et al. (2000) [40] wurden an homogenisierten Sedimenten aus 11 Standorten des Grand River in Michigan/USA die Auswirkungen verschiedener Gasgehalte auf die Lagerungsdichte und die Erosionsraten bei verschiedenen Sohlschubspannungen untersucht. Eine Quintessenz dieser Untersuchung ist in Abbildung 3.4.



**Abbildung 3.4:** Gegenüberstellung von Lagerungsdichte und Erosionsraten in Abhängigkeit von der angelegten Sohlschubspannung [A: Sedimente ohne Gas, B: Sedimente mit 3 bis 4 % Gasgehalt]

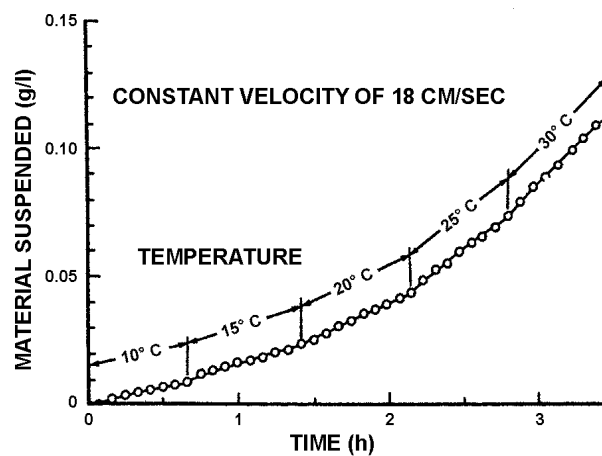
(aus: JEPSEN & MCNEIL et al. (2000) [40])

Die Anwesenheit von 3 bis 4 % Gas bewirkte eine Verringerung der Lagerungsdichte von  $0,05 \text{ g}\cdot\text{cm}^{-3}$ , d.h. bei einem Vergleich der Erosionsraten müssen diejenigen aus Abbildung 3.4 A um den entsprechenden Wert korrigiert und nach rechts verschoben werden. Danach wird deutlich, dass ein Gasgehalt von 3 bis 4 % eine Steigerung der Erosionsraten um den Faktor 2 bis 4 nachsichzieht. In allen Varianten kommt es mit zunehmender Lagerungsdichte zu einer Abnahme der Erosionsraten.

**Temperatur** In mehreren in der Literatur verzeichneten Untersuchungen ist die Abhängigkeit der Erosionsstabilität von der Temperatur belegt. Mit zunehmender Temperatur kommt es zu einer Abnahme der Erosionsstabilität und mithin zu einer Zunahme der Erosionsraten [1, 26, 45]. ZREIK & KRISHNAPPAN et al. (1998) [126] machten diesbezüglich Untersuchungen, bei denen sie die Temperatur zwischen  $5^\circ\text{C}$  und  $35^\circ\text{C}$  variierten. Die Abnahme der Erosionsstabilität erklären die Autoren mit der Abnahme der interpartikulären Bindungskräfte mit zunehmender Temperatur. Bereits 1969 erzielte MITCHELL (1969) [73] gleiche Ergebnisse, die er damit erklärte, dass Strukturen, die den Zusammenhalt zwischen den Partikeln bewirken mit zunehmender Temperatur, auf Grund der thermischen Energie der beteiligten Atome, geschwächt werden.



KELLY & GULARTE (1981) [45] deren Ergebnisse in Abbildung 3.5 zu sehen sind, erhöhten die Temperatur des überströmenden Fluids mit jedem Versuch um 5°C, um die Auswirkungen auf die Erosionsstabilität zu untersuchen.



**Abbildung 3.5:** Abhängigkeit der Menge an suspendiertem Material von der Temperatur bei gleicher Sohlschubspannung ([45])

Sie kamen in Übereinstimmung mit Versuchen von RAUDKIVI & HUTCHINSON (1974) [83] zu dem Ergebnis, dass ein deutlich positiver Zusammenhang zwischen Temperatur und suspendiertem Material besteht. Da sie von der Annahme ausgehen, dass die Erosion kohäsivem Sediments durch die Stärke der interpartikulären Kräfte kontrolliert wird, erklären sie die Abnahme der Erosionsstabilität – wie ZREIK & KRISHNAPPAN et al. (1998) [126] auch - mit der Schwächung dieser Kräfte bei zunehmender Temperatur.

JEPSEN & MCNEIL et al. (2000) [40] kamen zu dem Ergebnis, dass eine Erhöhung der Temperatur die biogene Gasbildung fördert und die Lagerungsdichte verringert. Beides hatte negative Auswirkungen auf die Erosionsstabilität.

**Biologie** Neben den physikalischen und geochemischen Einflussfaktoren auf die Sedimentstabilität wird diese auch durch biologische Einflüsse verändert. Diese durch Makro- (> 100 µm) und Mikroorganismen (< 100 µm) verursachten Einflüsse wirken speziell auf die obersten Sedimentschichten und zeigen eine hohe Komplexität in ihren Einzelprozessen. Sie sind u.a. abhängig von der Zusammensetzung der Lebensgemeinschaften, den Milieubedingungen, der Sedimentzusammensetzung sowie zeitlichen Schwankungen (Jahreszeit, Hell-/Dunkelphase). Nach SPORK & PROCHNOW et al. (2000) [94], kann es hierbei sowohl zur Destabilisierung, als auch zur Stabilisierung der Sediments kommen. Biostabilisation kann definiert werden als ein Prozess, bei dem mikrobielles Wachstum und die Bildung extrazellulärer polymerer Substanzen (EPS) in Verbindung mit der Besiedlung des Sediments durch Pilze und Algen die Erosionsstabilität erhöht wird, indem es dazu beiträgt, einzelne Sedimentpartikel und Flocken miteinander zu „verkleben“ [19]. Destabilisierend wirken zumeist Grab- und Fressaktivitäten, die zu einer Umstrukturierung der Sohle, zu Veränderungen der Korngrößenverteilung, des Wassergehaltes [85] und der Oberflächenstrukturen und -rauheiten [43] führen können.

SPORK & PROCHNOW et al. (2000) [94] haben durch Versuche im Kreisgerinne an Kieselalgen und Blaualgen die Veränderung der Sedimentstabilität durch Mikroorganismen untersucht und dabei herausgefunden, dass durch beide Organismen eine Steigerung der kritischen Erosionsschubspannung gegenüber einem unbesiedelten Sediment von einem Faktor 5 bis 8 erzielt werden können.

Hierbei können folgende Mechanismen eine Rolle spielen:

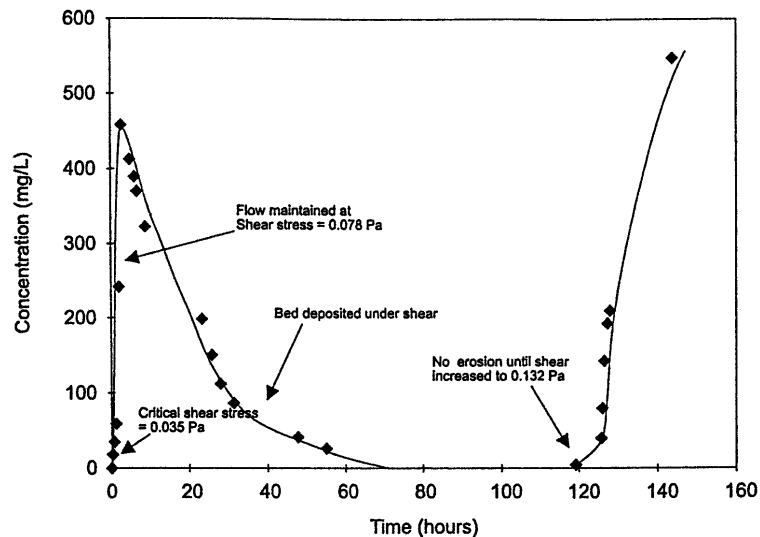
1. Einbettung der Sedimentpartikel in Flocken durch EPS
2. Änderung der kohäsiven Kräfte der Sedimentpartikel durch EPS
3. Veränderung der Oberflächenrauheit durch EPS. Hydraulisch rauhe Sohlen können durch die Bildung von EPS geglättet und somit weniger erosionsanfällig werden [81]
4. Vernetzung durch filamentöse Organismen oder Wurzeln aquatischer Makrophyten [81]

In einer Literaturzusammenfassung durch PATERSON (1997) [81] werden für kohäsiver Sedimente Steigerungen der kritischen Erosionsschubspannung von 45 % (durch Algen) bis zu 500 % (durch Algen und Bakterien) gegenüber einer Kontrollfläche gefunden. Ähnlich äußert sich BLACK (1997) [12], der einen Vergleich der Erosionsstabilität biozidbehandelter und natürlicher Sedimentoberflächen anstellte. Es zeigte sich, dass biozidbehandelte Sedimentoberflächen, d.h. Oberflächen, auf denen die biologische Besiedlung entfernt oder mindestens gestört war, eine deutlich herabgesetzte kritische Erosionsschubspannung aufwiesen. Im Wesentlichen begründet wird die Abnahme der kritischen Erosionsstabilität durch den Verlust der durch Mikroorganismen hervorgerufenen Flockenstruktur und ihrer verklebenden und bindenden Eigenschaften. Somit postuliert BLACK (1997) [12], dass metabolisch aktive Organismen stärker zur Sedimentstabilität beitragen, als es alleine ihr durch Wachstum als „Teppich“ hervorgerufene sedimentbedeckende Funktion vermag.

Obwohl Kenntnisse über biologische Einflussmechanismen auf die Erosionsstabilität vorliegen, ist eine nach SPORK & PROCHNOW et al. (2000) [94] eine systematischer Erforschung unter hydraulischen Gesichtspunkten bisher noch nicht erfolgt. Dies trifft insbesondere auf Sedimente aus Fließgewässern zu und unterstreicht den Forschungsbedarf auch auf diesem Gebiet.

**Sedimentdiagenese** In Gewässersystemen kommt es zur Sedimentation fast immer unter Strömungsbedingungen, d.h. diese Bedingungen haben einen Einfluss auf die Eigenschaften des abgelagerten Materials. Somit ist zu erwarten, dass auch die Erosionsstabilität eine Beeinflussung erfährt. Dieser Frage sind METHA & PARCHURE et al. (1982) [72], ZREIK & KRISHNAPPAN et al. (1998) [126], DROPPA & LAU (2001) [19] und LAU & DROPPA (2001) [59] mit unterschiedlichen Ergebnissen nachgegangen.

Die Untersuchungen von LAU & DROPPA aus den Jahren 2000 und 2001 zeigen an erodierten und bei höherer als der kritischen Erosionsschubspannung erneut sedimentierten Schwebstoffen, dass diese eine höhere kritische Erosionsschubspannung besitzen, als vor ihrer Erosion. Somit haben die Bedingungen unter denen Sediment zur Ablagerung kommt, einen Einfluss auf die Erosionsstabilität. Das nach einer Erosion erneut abgelagerte und mit einer dann höheren kritischen Erosionsschubspannung behaftete Sediment entwickelt sich durch Flokkulation aus suspendiertem Material heraus. Unter Flokkulation versteht man die Bildung größerer Sedimentpartikel (Flocken) durch Aneinanderlagern in Suspension befindlicher Einzelpartikel. Die sich daraus ergebende Massenzunahme ermöglicht es den neu entstandenen Aggregaten unter denselben Bedingungen zu sedimentieren unter denen sie als Einzelpartikel erodiert wurden. Aus Flokkulation entstandene Sedimentschichten werden in der Literatur als „surficial fine-grained lamina (SFGL)“ bezeichnet und haben eine höhere kritische Erosionsschubspannung als die Einzelpartikel, aus denen sie entstanden sind. Einen zusammenfassenden Überblick gibt Abbildung 3.6.

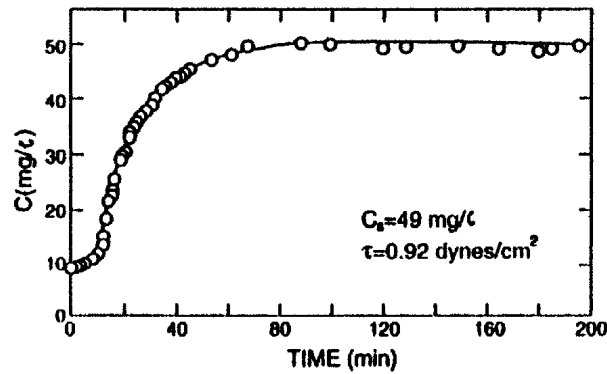


**Abbildung 3.6:** Variation der Konzentration suspendiertem Materials und Änderung der kritischen Erosionsschubspannung für eine Sohle während eines Erosionsexperiments [58]

Bei dem in Abbildung 3.6 durchgeführten Experiment wird eine Sohle einer Sohlschubspannung von 0,078 Pa für 120 Stunden im Kreisgerinne ausgesetzt und zeigt zu Anfang eine  $\tau_{\text{krit.,e}}$  von 0,035 Pa. Die sich innerhalb der 120 Stunden durch Flokkulation neu gebildete Sohle hat hingegen eine  $\tau_{\text{krit.,e}}$  von 0,132 Pa. Es zeigt sich eine deutliche Zunahme der  $\tau_{\text{krit.,e}}$  um fast den Faktor 4, d.h. es kann bei künstlich und nicht unter Strömungseinfluss hergestellten Sedimenten zu einer Unterschätzung der Erosionsstabilität kommen. Es ist jedoch zu beachten, dass die Untersuchungen von Droppo und Lau in extrem niedrigen Sohlschubspannungsbereichen gemacht wurden.

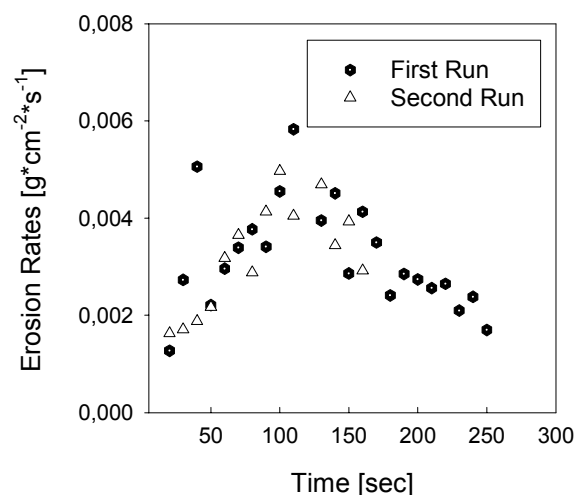
Das über den Einfluss von  $\tau_0$  während des Sedimentationsprozesses auf die Erosionsstabilität weitere Untersuchungen notwendig sind, bestätigen die Untersuchungen von ZREIK & KRISHNAPPAN et al. (1998) [126]. Diese bei höheren Werten ( $\tau_0$ ) von bis zu 1 Pa durchgeführten Experimente konnten keinen Nachweis eines Zusammenhanges erbringen. Im Gegensatz zu LAU & DROPPA (2001) [59] wird hier gesagt, dass die Sohlschubspannung, unter der ein Sediment zur Ablagerung gelangte, keinen Einfluss auf die Werte von  $\tau_{\text{krit.,e}}$  hat.

Auf die Veränderung der Erosionsstabilität bzw. die Erosionsrate im zeitlichen Verlauf des Erosionsprozesses wird in der Literatur nur vergleichsweise wenig eingegangen. Grund hierfür wird sein, dass sie gerade in Bezug auf die Erosionsraten nur schwer zu quantifizieren ist. Im Rahmen dieser Arbeit wird hierauf näher in Kapitel 5.9 eingegangen. LICK & YAO-JUN et al. (1995) [66] entwickelten in Bezug auf die Veränderung der Konzentration suspendiertem Materials mit der Zeit anhand homogenisiertem natürlichem Sediment die in Abbildung 3.7 dargestellten Ergebnisse. Ähnliche Ergebnisse wurden von anderen Autoren veröffentlicht [53, 72, 79].



**Abbildung 3.7:** Konzentration suspendiertem Materials mit der Zeit bei konstanter Sohlschubspannung im Kreisgerinne

Es zeigt sich, dass die Konzentration suspendiertem Materials nach anfänglichem deutlichen Anstieg ein Plateau erreicht, d.h. die Erosionsraten auf Null zurückgehen. Erklärt wird dies mit der Variation der Korngröße und der Konsolidierung mit der Tiefe. Es werden durch die angelegte Sohlschubspannung die weniger kohäsiven oberen Sedimentschichten resuspendiert und zurück bleiben die stärker kohäsiven, konsolidierten Sedimente die zu einem Rückgang der Erosionsraten auf Null führen.



**Abbildung 3.8:** Erosionsraten homogenisierten Rheinsediments im zeitlichen Verlauf des Erosionsprozesses bei  $\tau_0 = 3 \text{ Pa}$   
(aus: WITT & WESTRICH (2003) [112])

Gleiche Verläufe der Erosionsraten, jedoch mit abweichender Erklärung (Kapitel 5.9), wurden in einer Untersuchung von WITT & WESTRICH (2003) [112] an homogenisierten Sedimenten des Oberrheins festgestellt (Abbildung 3.8).

### Hydraulische Bedingungen – Turbulenz

Selbstverständlich spielt neben den Sedimentparametern die Kraft, die durch das Fluid auf die Sedimentoberfläche ausgeübt wird, die entscheidende Rolle in Bezug auf den Erosionsbeginn. In natürlichen Gewässersystemen ist diese Kraft nicht konstant sondern durch die Strömung variabel.

Da so gut wie alle geophysikalischen Strömungen turbulent sind, ist es von großer Bedeutung, die Auswirkungen der Turbulenz auf den Erosionsbeginn und die sich ergebenden Erosionsraten zu quantifizieren. Da dem Einfluss der Turbulenz im Folgenden ein eigenes Kapitel (Kapitel 5.8.1.4) gewidmet ist, soll an dieser Stelle bereits eine theoretische Betrachtung erfolgen.

### Theoretische Betrachtungen zum Beginn der Erosion unter Turbulenz

Dem theoretischen Ansatz von Shields (1936) für kohäsionslose Sedimente folgend (Kapitel 5.7) der davon ausgeht, dass die  $\tau_{krit., e}$  in einer *turbulenzfreien Strömung* ausschließlich durch den Winkel der inneren Reibung  $\phi$  bzw. dem Lagewinkel  $\phi'$  einzelner Körner definiert ist [125], kann der Bewegungsbeginn in turbulenzfreier Strömung durch

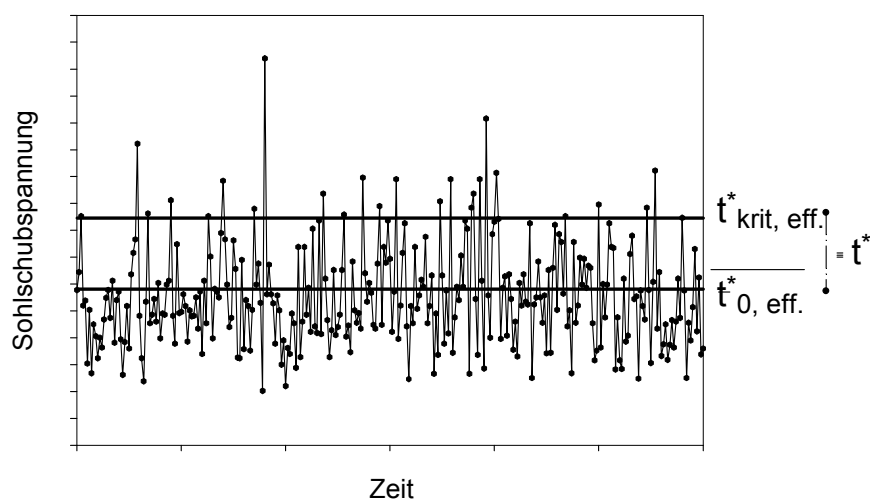
$$\tau_{krit., eff}^* = 0,7 \tan \phi \tag{3.2}$$

definiert werden. Der Wert 0,7 gibt den angenommenen Feststoffanteil von 70 % wieder. Der Index „eff“ deutet an, dass es sich um die an der Sohle konstant angreifende, d.h. die effektive Sohlschubspannung handelt.

Bei *turbulenten Strömungen* kann der Bewegungsbeginn nicht mehr alleine durch Formel 3.2 beschrieben werden. Durch das Auftreten zusätzlicher Schubspannungsschwankungen  $\tau^*(t)$  kommt es zu turbulenzbedingter Druckschwankungen bzw. Liftkräften.

Daher ist die bewegungsauslösende Sohlschubspannung  $\tau_{krit., eff}^*$  immer größer als die zeitlich mittlere Sohlschubspannung  $\bar{\tau}_{0, eff}^*$ , die sich ergibt (Abbildung 3.9) aus:

$$\bar{\tau}_{0, eff}^* = \tau_{krit., eff}^* - \tau^* \tag{3.3}$$

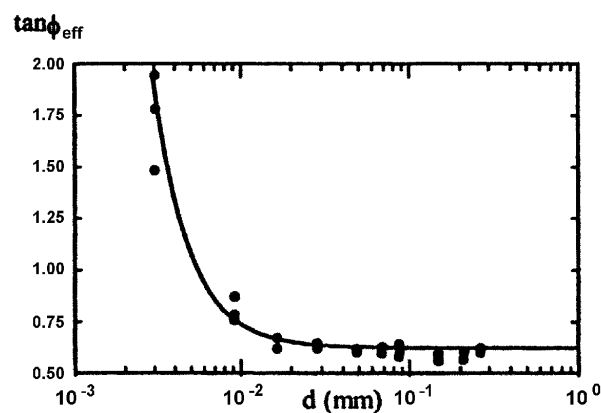


**Abbildung 3.9:** Schematische Darstellung der für den Erosionsbeginn verantwortlichen Sohlschubspannung  $\tau_{krit., eff}^*$  und der mittleren Sohlschubspannung  $\bar{\tau}_{0, eff}^*$ .

Nach Umformen von Formel 3.3 durch Einbeziehen der turbulenzbedingten Schubspannungsspitzen und der Liftkräfte ergibt sich die zeitliche mittlere kritische Schubspannung nach ZANKE (2001) [125] als

$$\bar{\tau}_{krit}^* = \frac{0,7 \tan \phi}{\left(1 + n \frac{u'_{rms,b}}{u_b}\right)^2 \left(1 + \frac{1}{2,5} \left(n \frac{u'_{rms,b}}{u^*}\right)^2 \tan \phi\right)} \quad (3.4)$$

Diese Grundgleichung für den Bewegungsbeginn in turbulenten Strömungen gilt so nur für kohäsionslose Sedimente. Um den Einfluss kohäsiver Kräfte mit einzubeziehen, muss in Formel 3.4 nach ZANKE (2001) [125]  $\tan \phi$  durch  $\tan \phi_{eff}$  ersetzt werden, d.h. der Einfluss der Kohäsion wird einbezogen, indem der Winkel der inneren Reibung zwischen einzelnen Körnern erhöht wird.  $\tan \phi_{eff}$  ergibt sich aus Abbildung 3.10, deren Graph zur Berücksichtigung der kohäsionssteigernden bindigen Anteile im Sediment weiter nach rechts verschoben werden muss.



**Abbildung 3.10:** Korrekturwert  $\tan \phi_{eff}$  in Abhängigkeit von der Korngröße des Sediments [103]

Die vorhergehend in ihren Auswirkungen auf den Bewegungsbeginn von Sedimenten beschriebene Turbulenz ist eine Folge des Auftretens von Wirbeln mit einer bestimmten Größe ( $l$ ) verbunden, wobei die kleinsten Wirbel mikroturbulent sind und die größten makroturbulenten Wirbel in etwa die Größe der Gewässertiefe  $h$  ( $l_{max} \approx h$ ) erreichen können. Die Wirbel überlagern sich gegenseitig und letztendlich auch die mittlere Strömung [123]. Mithin kann durch die künstliche Induzierung von Wirbeln die Auswirkung der Turbulenz auf die Erosionsraten untersucht werden. Entsprechend dieser Vorgehensweise wird in Kapitel 5.8.1.4 verfahren.

**Weitere Einflussfaktoren** Neben den oben genannten und in der Literatur immer wieder behandelten Einflussfaktoren auf die Erosionsstabilität gibt es weitere, die hier nicht unbeachtete bleiben sollen. Hierbei handelt es sich um Faktoren wie *Tonart* und *-menge*, die *Porenwasserzusammensetzung*, die *Ionenaustauschkapazität*, den *Salzgehalt* und den *pH-Wert*. Der kombinierte Effekt aus Tonart und *-menge* kann charakterisiert werden durch die Magnitude der dielektrischen Dispersion ( $\Delta\epsilon_0$ ) und kann als ein Maß für die Kationenaustauschkapazität (KAK) genommen werden. Hohe  $\Delta\epsilon_0$  weisen hierbei auf hohe KAK's hin. ARULANANDAN (1975) [5] hat diesbezüglich schon 1975 an künstlich aus unterschiedlichen Tonarten (Kaolinit, Illit und Montmorolinit) hergestellten Sedimenten nachgewiesen, dass es in Abhängigkeit von der Porenwasserzusammensetzung zu einer Veränderung der Erosionsstabilität kommt.

Geringe Konzentrationen mono- und divalenter Ionen im Porenwasser – ausgedrückt durch geringe Werte von SAR (Sodium Adsorption Ratio) in Kombination mit einer hohen KAK bewirken eine Steigerung von  $\tau_{\text{krit.,e}}$  und vice versa. Grund hierfür ist, dass das Quellen der Tonminerale bei geringen SAR ( $< 0,02 \text{ N}$ ) nur eingeschränkt möglich ist und größere  $\tau_0$  zur Erosion benötigt werden. HAAG & WESTRICH (2001) [29] fanden einen negativen Trend zwischen  $\tau_{\text{krit.,e}}$  und der KAK ( $r = -0,13$ ), welche durch keine der Kohäsion bewirkenden Mechanismen erklärt werden konnte.

Der *Salzgehalt* ist in natürlichen Fließgewässern von untergeordneter Bedeutung, hat jedoch einen positiven Einfluss auf die Erosionsstabilität. ARULANANDAN (1975) [5] erklärt die steigende Erosionsstabilität bei steigendem Salzgehalt durch das unterschiedliche osmotische Potential des überströmenden Mediums und des Sediments. Bei geringerer Salzkonzentration im überströmenden Medium als im Sediment kommt es zum Quellen der Tone auf Grund der Wasserbewegung innerhalb der Tone hin zu deren Oberfläche, welches zu einer Verringerung von  $\tau_{\text{krit.,e}}$  führt. KELLY & GULARTE (1981) [45] nennen als Grund die Zunahme interpartikulärer Bindungen bei zunehmendem Salzgehalt. Der *ph-Wert* wird als Einflussfaktor durch RAVISANGAR & DENNETT et al. (2001) [84] beschrieben und anhand von Sedimenten aus Kaolinit untersucht. Es zeigte sich, dass bedingt durch unterschiedliche pH-Werte es zu verschiedenen Strukturen des Kaolinit kommt, d.h. als Resultat kommt es zu Unterschieden in der Dichte und dem Wassergehalt und mithin zu unterschiedlich stabilen Sedimenten. Bei Kaolinit zeigen Sedimente mit einem geringen pH-Wert (pH 5) bei gleicher Sohlschubspannung eine höhere Erosionsstabilität als Sedimente mit einem pH-Wert von 7.

### 3.3 Theoretische Beschreibung und Modellierung

Unter der Erosion versteht man das Herauslösen von Feststoffpartikeln aus einer Flusssohle infolge auf sie wirkender Strömungskräfte [104]. Maßgeblich wichtigste Strömungseigenschaft für Stärke der Erosion ist hierbei die Sohlschubspannung (Kapitel 6.2.1). Zu Erosionsvorgängen und Resuspension kommt es dann, wenn die auftretende Sohlschubspannung  $\tau_0$  die Erosionsstabilität, parametrisierbar durch die kritische Sohlschubspannung  $\tau_{\text{krit.,e}}$ , überschreitet. Die kritische Sohlschubspannung  $\tau_{\text{krit.,e}}$  charakterisiert die Haltekräfte zwischen den Sedimentteilchen und ist von daher ein Maß für die Erosionsstabilität eines Sediments [46]. Damit kann aus dem Sohlschubspannungsüberschuss, der sich ergibt aus der Differenz von  $\tau_0$  zu  $\tau_{\text{krit.,e}}$ , der zu erwartende Massenstrom an resuspendiertem Material abgeleitet werden.

Hinsichtlich des Erosionsverhaltens einer Gewässersohle und der dabei zwischen den Partikeln wirksamen, der Erosion entgegenwirkenden Kräfte, unterscheidet man nach (a) kohäsionslosen, rolligen und (b) kohäsiven Sedimenten [124]. Das Erosionsverhalten kohäsionsloser Sedimente ist dabei ausschließlich durch seine physikalischen Eigenschaften Größe, Form und Gewicht beeinflusst [109] und durch SHIELDS (1936) [92] als strömungsmechanischer Zusammenhang für den Erosionsbeginn bei ebener Sohle in universeller Weise dargestellt (Shields-Diagramm) (Kapitel 5.7) und durch weitere Untersuchungen experimentell verifiziert [68, 103, 124]. Im Gegensatz dazu stehen die kohäsiven, bindigen Sedimente, bei denen eine ganze Reihe von Faktoren die Erosionsstabilität und damit den Bewegungsbeginn beeinflussen. Diese Faktoren wirken nicht alleine auf die Eigenschaften des Sediments, sondern sie beeinflussen sich untereinander sowohl positiv, d.h. stabilitätsverstärkend wie negativ. Somit ist das System kohäsive, bindige Gewässersedimente im Hinblick auf sein Erosionsverhalten hochkomplex.

Formeln, die diese Komplexität für numerische Sedimenttransportmodelle beschreiben, sollen daher im Folgenden dargestellt werden. Obwohl hydrodynamisch- numerische Modelle auf physikalischen Gesetzmäßigkeiten basieren, sind sie „nur“ Hilfsmittel um die natürlichen großskaligen Prozesse auf Grundlage von Feld- und Laborexperimenten zu inter- und extrapolieren. Der überragende Einfluss der Heterogenität und Komplexität der natürlichen Eigenschaften kohäsiver Sedimente muss daher immer durch Kalibrierung und Verifikation der Modellrechnungen gegen Messungen einbezogen werden. Daher kommt keine der gebräuchlichen Formeln zur Quantifizierung der Erosion ohne den Gebrauch von sedimentspezifischen Variablen aus, die diesem Einfluss Rechnung tragen.

Verschiedene Formulierungen zur Beschreibung der Erosion von Gewässersedimenten sind in Tabelle 3.4 zusammengestellt und werden im Folgenden erläutert:

NUMMER	FORMULIERUNG	LITERATUR
[1]	$E = M \left( \frac{\tau_0}{\tau_{krit.,e}} - 1 \right) \tau_0 > \tau_{krit.,e}$	[5, 44, 52, 53]
[2]	$E = \begin{cases} \varepsilon_f \exp \left[ \alpha (\tau_0 - \tau_{krit.,e})^{\frac{1}{2}} \right] & \text{für } \tau_0 > \tau_{krit.,e} \\ 0 & \text{für } \tau_0 > \tau_{krit.,e} \end{cases}$	[77]
[3]	$E = M (\tau_0 - \tau_{krit.,e}) \tau_0 > \tau_{krit.,e}$	[99]
[4]	$E = \frac{a}{t_d^n} (\tau_0 - \tau_{krit.,e})^m \tau_0 > \tau_{krit.,e}$	[64]
[5]	$E = \begin{cases} a \left( \frac{\tau_0}{\tau_{krit.,e}} - 1 \right)^m & \text{für } \tau_0 > \tau_{krit.,e} \\ 0 & \text{für } \tau_0 > \tau_{krit.,e} \end{cases}$	[53]
[6]	$E = \beta_4 \exp[\alpha_4 (\tau_0 - \tau_{krit.,e})]$	[15]
[7]	$E = \alpha_5 (\tau_0^{\beta_5} - \tau_{krit.,e}^{\beta_5}) \tau^{\frac{1}{2}}$	[56]

**Tabelle 3.4:** Beispiele für Formeln zur Berechnung von Erosionsraten von Gewässersedimenten

Die u.a. nach KRONE (1999) [52] sehr gebräuchliche Formel [1] zur Bestimmung der Erosionsrate geht für homogene konsolidierte und geschichtete Sedimente davon aus, dass die Sedimenteigenschaften durch eine Konstante erfassbar sind. Hierbei ist E die Erosionsrate in  $kg \cdot m^{-2} \cdot s^{-1}$  und M eine experimentell zu bestimmende Konstante in  $kg \cdot m^{-2} \cdot s^{-1}$ . In HAMM & CHESHER et al. (1997) [31] wird diese in Abhängigkeit von der Trockendichte des Sediments bestimmt zu  $9,73 \cdot 10^{-8} \cdot T_s^{1,8}$  ( $T_s$  = Trockendichte). PARCHURE & METHA (1985) [77] geben hierzu an, dass zum einen der Wert von M nicht mit gängigen bodenmechanischen Kenngrößen korreliert und daher für jedes Sediment neu bestimmt werden muss.

Eine weitere Formel, ermittelt für frisch abgelagerte kohäsive Sedimente ist Nummer [2], die zur Beschreibung des Einflusses sedimentspezifischer Eigenschaften im Gegensatz zu [1] zwei Konstanten heranzieht.



Für natürliche Sedimente liegt  $\epsilon_f$  nach PARCHURE & METHA (1985) [77] zwischen 0,67 und  $88 \text{ g}\cdot\text{m}^{-2}\cdot\text{s}^{-1}$  und  $\alpha$  zwischen 7,9 und  $18,4 \text{ Pa}^{-0,5}$ . In Untersuchungen an künstlichen Sedimenten können diese Werte deutlich abweichen ( $\epsilon_f$  0,2 bis  $2,3 \text{ g}\cdot\text{m}^{-2}\cdot\text{s}^{-1}$  und  $\alpha$  bis  $28 \text{ Pa}^{-0,5}$  [53]).

LICK & LICK et al. (1994) [64] entwickelten Formel [4] für natürliche frisch deponierte Sedimente verschiedener Flüsse in Nordamerika. Diese, der Formel [3] ähnliche Vorgehensweise bezieht neben der aus Formel [5] bekannten zweiten Konstante  $m$ , zwei weitere Konstanten mitein. Die gegenüber den übrigen Formeln neue Vorgehensweise ist hierbei die Aufnahme des Konsolidierungszeitraumes, der um die Konstante  $n$  zusätzlich erweitert wird. Ziel ist es laut Autoren, sowohl die turbulente Sohlschubspannung an der Grenzfläche Wasser / Sediment als auch die Konsolidierungszeit und damit den Wassergehalt des Sediments mit in die Bestimmung der Erosionsraten aufzunehmen. Die benutzten Konstanten definieren sich in folgender Weise:  $E$  ist die Erosionsrate in  $\text{g}\cdot\text{cm}^{-2}$ ,  $a$  ( $0,27\cdot 10^{-3}$  bis  $8\cdot 10^{-3}$ ) und  $n$  (0,8 bis 2) und  $m$  (2,3 bis 3) sind dimensionslose Konstanten,  $t_d$  ist die Zeit nach Deposition in Tagen. Die Konstante  $m$  trägt dabei nach LAVELLE & MOFJELD (1984) [60] insbesondere der Konsolidierungszeit Rechnung und verschiebt sich mit zunehmender Konsolidierungszeit hin zu größeren Werten. Nach LICK & YAO-YUN (1995) [66] haben sich besonders Erosionsformeln in Form von Potenzgesetzen für die Praxis als geeignet erwiesen.

Für konsolidierte Sedimente mit kohäsiven Eigenschaften hat sich Formel [5] bewährt. Auf Grund der mehrfach erwähnten notwendigen Anpassung sämtlicher Gesetze an die spezifischen Sedimente werden für die Konstanten aus Formel [5] durch verschiedene Autoren ganz unterschiedliche Werte genannt. Für  $m$  gibt METHA (1989) [71] Werte zwischen  $1,6\cdot 10^{-5}$  und  $1,38\cdot 10^{-3}$  an. In dieser Arbeit wurden Werte für  $m$  zwischen  $1,1\cdot 10^{-5}$  und  $8\cdot 10^{-6}$  gefunden (Kapitel 8.3). In früheren Untersuchungen wurde die Konstante  $n$  gleich eins gesetzt [44, 52]. Hierdurch wurde ein linearer Anstieg der Erosionsrate mit steigender Differenz zwischen  $\tau_0$  und  $\tau_{\text{krit., e}}$  angesetzt. Nach eigenen Ergebnissen (Kapitel 8.3) und Veröffentlichungen von JOHANSEN & LARSEN et al. (1997) [42] und KUSUDA & UMITA et al. (1984) [55] kann  $n$  jedoch auch Werte zwischen 1 und 4 annehmen. In dieser Untersuchung wird der ermittelte Wert von in etwa 3 der Tatsache gerecht, dass ein linearer Anstieg der Erosionsrate mit steigendem  $\tau_0$  bei natürlichen ungestörten Sedimenten nicht gefunden werden konnte.

Es existieren von anderen Autoren noch eine Reihe weiterer Formeln (z.B. Formel [6] und [7]) zur Bestimmung der Erosionsrate, die in der entsprechenden Literatur nachzulesen sind. An dieser Stelle wurden nur die derzeit gebräuchlichsten dargestellt.

## Kapitel 4

### 4 SETEG-System - Strömungskanal zur Ermittlung der tiefenabhängigen Erosionsstabilität von Gewässersedimenten

Wie bereits eingehend unter Kapitel 3 aufgezeigt, ist es aus verschiedensten Gründen von Wichtigkeit das Erosionsverhalten ungestörter natürlicher Sedimente tiefenabhängig bestimmen zu können. Hierzu existieren derzeit unterschiedliche *in situ* und Labormethoden mit den zugehörigen Vor- und Nachteilen (Kapitel 3.1). Auf Grund der historischen Entwicklung der Gewässerverunreinigungen in Deutschland, die geprägt sind durch zunehmende Verbesserung der Gewässerqualität und mithin vorzufindenden Kontaminationen in tieferen Sedimentschichten, liegt ein besonderes Interesse auf einer Beurteilung der Erosionsstabilität des Sediments im Tiefenprofil [46]. Hierzu wurde am Institut für Wasserbau der Universität Stuttgart durch KERN & HAAG et al. (1999) [47] das SETEG-System entwickelt und durch WIIT & WESTRICH et al. (2003) [112] mit dem SEDCIA-System (Sediment Erosion Rate Determination by Computer Aided Image Analysis) (Kapitel 5) um eine wesentliche Komponente erweitert.

Die folgende Übersicht über die Probenahmetechnik, technische Einzelheiten und die Versuchsdurchführung des SETEG-Systems ist im Wesentlichen eine Zusammenfassung der detaillierten Ausführungen von KERN & HAAG et al. (1999) [47], erweitert um Veränderungen und Erfahrungen, die während der experimentellen Phase dieser Arbeit angefallen sind.

#### 4.1 Versuchsstand

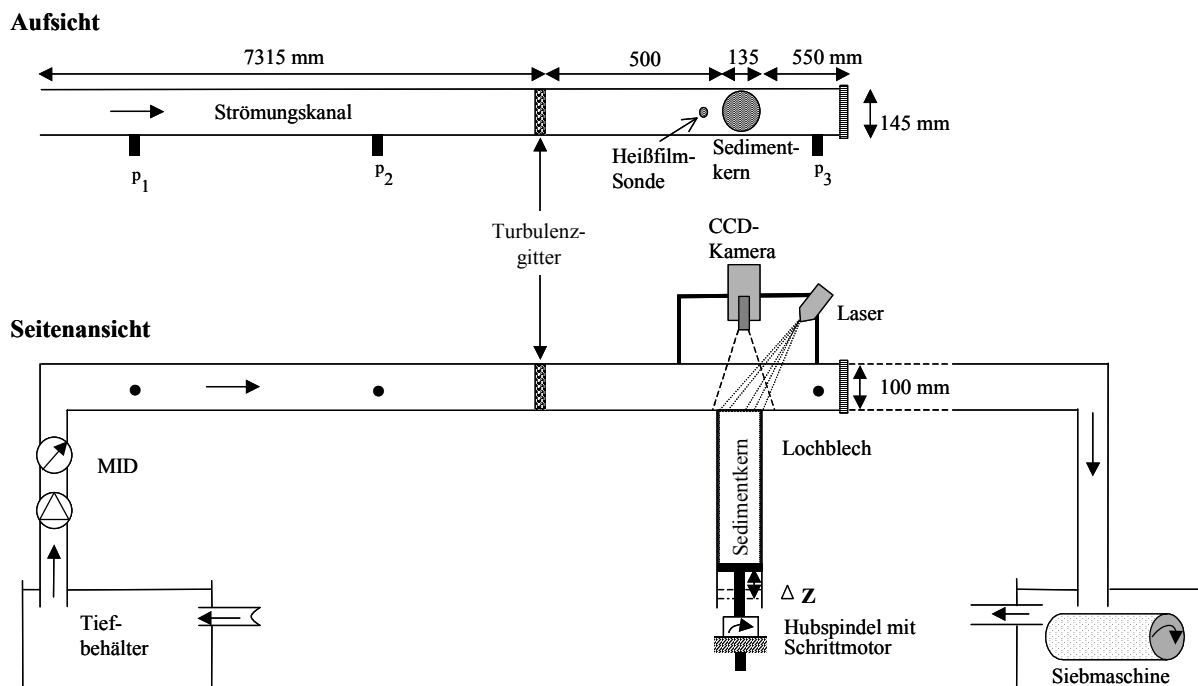
##### 4.1.1 Aufbau

Abbildungen 4.3 bis 4.5 und Tabelle 4.1 zeigen den Aufbau des SETEG-Systems sowohl im Original als auch schematisch und geben einen Überblick über die technischen Daten. Das SETEG-System besteht aus einem rechteckigen Kanal mit einer Höhe von 100 mm und einer Breite von 145 mm und wird mit Druckabfluss betrieben. Die Länge beträgt 7300 mm. Durch eine stufenlos regelbare Klappe am Ende des Kanals kann auch mit kleinsten Abflüssen operiert werden, die bis zu einer maximalen Pumpenleistung von  $37,00 \text{ l*s}^{-1}$  gesteigert werden können. Eine Kalibrierung des Systems erfolgte für den Bereich von  $6 \text{ l*s}^{-1}$  bis  $30 \text{ l*s}^{-1}$ , der bei einer erfahrungsgemäß kritischen Sohlschubspannung kohäsiver Gewässersedimente von 0,5 bis 5 Pa ausreichend ist, da er einen Bereich von 0,5 Pa bis 9,0 Pa abdeckt. Der Abfluss wird in einem geschlossenen Kreislauf betrieben und magnetisch-induktiv überwacht. Um eine Anreicherung des Wassers mit erodiertem Material auf Grund des Kreislaufverfahrens zu verhindern, ist diesem eine Siebmaschine zwischengeschaltet. Um eine mechanische Überlastung des Kanals zu verhindern und über die gesamte Länge des Strömungskanals den Druckabfluss kontrollieren zu können, ist dieser an drei Stellen mit einer Piezometerharfe verbunden, die die Druckverluste erfasst. Des Weiteren sind im Kanal eine Vorrichtung zum Anbringen von Lochgittern zur Turbulenzerzeugung, sowie eine Heißfilmsonde (TSI, Model 1237W, Seriennummer 974123) installiert. Die Lochgitter können 14,5 cm in Stromrichtung vor der Heißfilmsonde und 29,5 cm vor der Sedimentkernoberfläche installiert werden. Die Heißfilmsonde, mit der hochfrequent die Wandschubspannung bestimmt werden kann, befindet sich 15 cm vor der Testfläche.

Alle Daten werden digital erfasst und können so problemlos weiterverarbeitet werden. Die zum SEDCIA-System gehörenden CCD-Kamera und Laser, sowie ihre Funktion werden in Kapitel 5 genau beschrieben.

<b>Technische Daten</b>	
Länge (mm)	7300
Höhe (mm)	100
Breite (mm)	145
Maximaler Abfluss ( $l \cdot s^{-1}$ )	37,0
Minimaler Abfluss ( $l \cdot s^{-1}$ )	0,5
Kalibrierter Bereich ( $l \cdot s^{-1}$ )	6 – 30
Länge des Sedimentkerns (max) (cm)	1500

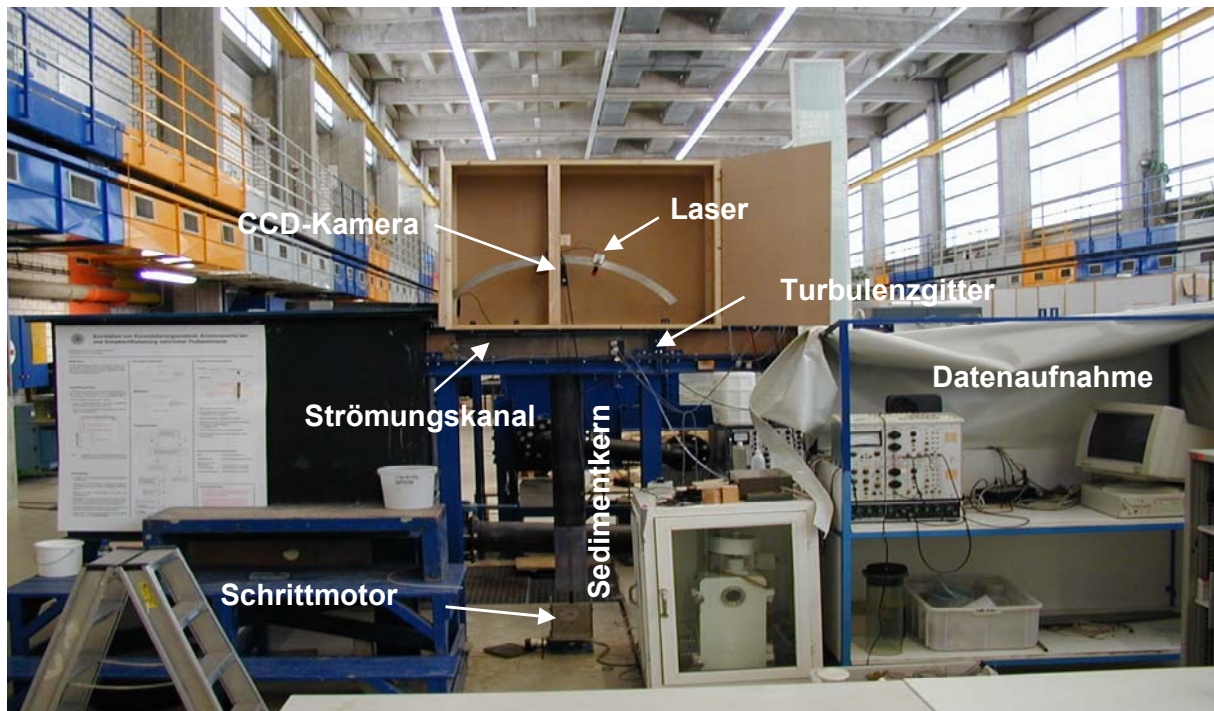
**Tabelle 4.1:** Technische Daten des SETEG-Systems



**Datenerfassung**



**Abbildung 4.1:** Schematische Darstellung des erweiterten SETEG-Systems (verändert nach KERN & HAAG (1999) [47])



**Abbildung 4.2:** Erweitertes SETEG-System im Original

### 4.1.2 Hydrodynamik

Für die genaue hydrodynamische Kalibrierung des SETEG-Systems wird auf die Veröffentlichung von KERN & HAAG et al. (1999) [47] verwiesen. An dieser Stelle soll ein kurzer Überblick über die zugrunde gelegten Formeln und den für die weiteren Untersuchungen wichtigen Zusammenhang zwischen dem Abfluss und der Sohlschubspannung gegeben werden.

Um das Erosionsverhalten von Gewässersedimenten im SETEG-System untersuchen zu können, musste eine Kalibrierung mit dem Ergebnis einer eindeutigen Beziehung zwischen der Sohlschubspannung und dem Durchfluss im System im angestrebten Bereich von  $\tau_0 \approx 0,5 \text{ Pa}$  bis  $9 \text{ Pa}$  erfolgen. In einer turbulenten Strömung, wie sie im Druckkanal vorhanden ist, kann die erosionswirksame Kraft auf die Testoberfläche über die Wandschubspannung ausgedrückt werden. Berechnen lässt sich die Wandschubspannung durch Formel 4.1:

$$\tau_0 = \frac{\rho}{8} * \left( \frac{Q}{A} \right)^2 \left[ -2 * \log_{10} \left( \frac{k}{3,71 * D} + \frac{2,51}{\text{Re} * \sqrt{\lambda}} \right) \right]^{-2} \quad (4.1)$$

Hierin ist  $k$  die äquivalente Sandrauigkeit,  $\lambda$  der Reibungsbeiwert,  $Q$  der Durchfluss,  $\rho$  die Dichte des Fluids,  $A$  der Fließquerschnitt und  $D$  der äquivalente hydraulische Durchmesser. Formel 4.1 musste nun bestmöglich an die aus Formel 4.2 hervorgegangenen experimentellen Beziehungen zwischen Durchfluss und Wandschubspannung gefittet werden.

$$\tau_0 = \frac{\Delta h * \lambda * g * D}{4 * L} \quad (4.2)$$

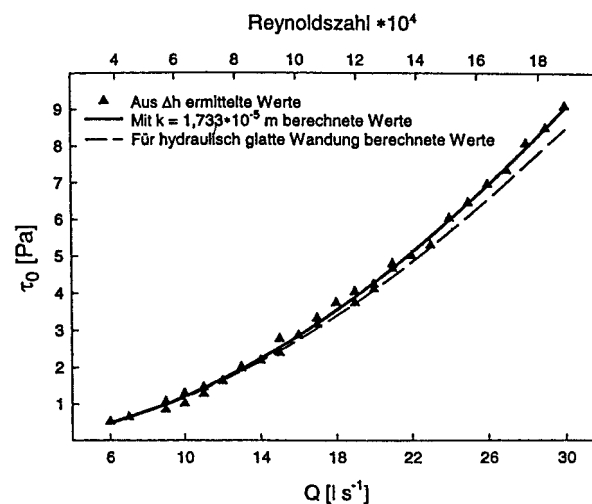
$\Delta h$  ist der Piezometerhöhenverlust zwischen  $p_2$  und  $p_3$  (Abbildung 4.1) und  $L$  der horizontale Abstand zwischen diesen beiden Druckaufnehmern.

Hierzu muss durch Iteration (Literaturwert als Startwert) zwischen Formel 4.2 und der allgemeingültigen Colebrook-White-Formel (Formel 4.3) ein Wert für  $k$  gefunden werden mit dem Konvergenzkriterium  $\Delta k < 10^{-8}$ .

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2 * \log_{10} \left( \frac{k}{3,71 * D} + \frac{2,51}{Re * \sqrt{\lambda}} \right) \quad (4.3)$$

Dadurch ergab sich für die äquivalente Sandrauigkeit ein Wert von  $k = 1,733 * 10^{-5}$  m. Die sich aus den experimentellen Untersuchungen, sowie aus Formel 4.3 ergebenden Beziehungen zwischen der Wandschubspannung und dem Durchfluss sind in Abbildung 4.3 dargestellt. Um zu Anfang einen notwendigen minimalen und maximalen Durchfluss für den angestrebten Bereich für  $\tau_0$  von 0,5 Pa bis 9 Pa über Formel 4.2 ansetzen zu können, wurde die Sandrauigkeit über die Colebrook-White-Formel unter Annahme einer hydraulisch glatten Wandung abgeschätzt, d.h.  $k/D = 0$ .

$$\tau_0 = \frac{\lambda * \rho}{8} * \left( \frac{Q}{A} \right)^2 \quad (4.4)$$



**Abbildung 4.3:** Abhängigkeit der Wandschubspannung vom Durchfluss [47]

[Legende: schwarz gefüllte Dreiecke – aus Formel 4.2 experimentell ermittelte Werte; durchgezogene Linie – mit  $k = 1,733 * 10^{-5}$  m berechnete Werte; gestrichelte Linie – für hydraulisch glatte Wandungen berechnete Werte]

Abbildung 4.3 veranschaulicht somit, dass

- (1) die Wandschubspannung mit der ermittelten äquivalenten Sandrauigkeit aus dem Durchfluss ermittelt werden kann

- (2) die Annahme hydraulisch glatter Strömungsverhältnisse bis zu einem Abfluss von etwa  $20 \text{ l*s}^{-1}$  plausibel ist. Für große Reynoldszahlen führt sie zu einer Unterschätzung der auf die Testfläche einwirkenden Wandschubspannungen

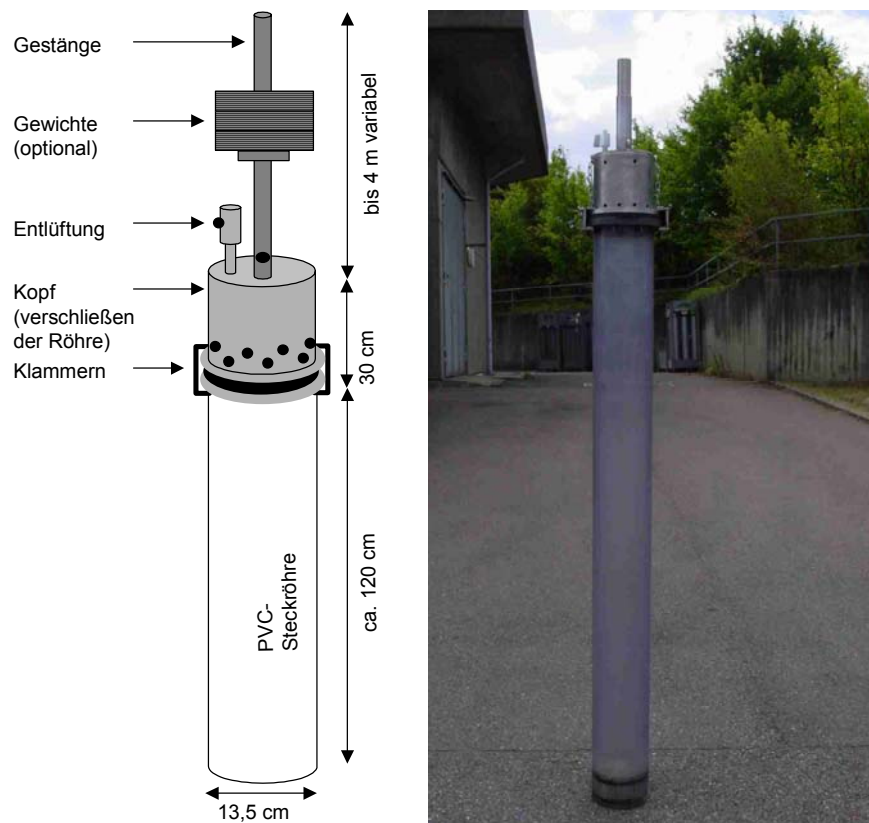
Parameter	Einheit	Minimum	Maximum
Durchfluss	$[\text{l*s}^{-1}]$	6	30
Mittlere Fliessgeschwindigkeit	$[\text{m*s}^{-1}]$	0,41	2,07
Wandschubspannung	$[\text{Pa}]$	0,49	9,04
Schubspannungsgeschwindigkeit	$[\text{m*s}^{-1}]$	0,022	0,095

**Tabelle 4.2:** Hydraulische Daten des SETEG-Systems

## 4.2 Probenahme

### 4.2.1 Technische Daten

Die Probenahme der zu untersuchenden Gewässersedimente erfolgt mit dem zum SETEG-System gehörenden Entnahmesystem, welches aus den drei Hauptkomponenten Stechröhre, Kopf und Gestänge besteht. Die Stechröhren haben einen Durchmesser von 13,5 cm und eine systembedingte maximale Länge von 150 cm (Abbildung 4.4). Der Kopf garantiert den Verbleib des Sediments in der Stechröhre während der Entnahme. Damit beim Einführen der Stechröhre in das Sediment Wasser entweichen kann, ist er mit einem Ring aus Löchern besetzt, die zur Entnahme mittels eines Federmechanismus mit einem Hartgummistopfen verschlossen werden können.



**Abbildung 4.4:** Schematische (A) und Originaldarstellung (B) der Sedimententnahmeröhren

Der durch das Verschließen während der Probeentnahme entstehende Unterdruck, kann mittels der Entlüftung aufgehoben und somit der Kopf von der Sedimentröhre entfernt werden. Verbunden sind Sedimentröhre und Kopf durch von der Seite her aufschiebbaren Klammern. Das Gestänge besteht aus Aluminium und ist in 100 cm Stücke unterteilt und variabel anfügbar. Das Gesamtgewicht (excl. Gestänge) beträgt 7,5 kg, bei einer Länge von 192 cm, und ist somit gut handhabbar. Die Röhren bestehen entweder aus Plexiglas (PMMA) oder aus Edelstahl, je nach Verwendungszweck und insbesondere Wassertiefe. Bis zu einer Wassertiefe von ca. 400 cm ist die Probenahme problemlos mit 3 Personen und einem kleineren Boot machbar, wobei auf Grund der Handhabbarkeit auf PVC-Röhren zurückgegriffen wird. In größeren Wassertiefen kann eine Probenahme nur mit Tauchern und von Booten mit Kranauslegern aus durchgeführt werden. Um die dabei auftretenden Kräfte handhaben zu können, wird mit Edelstahlröhren gearbeitet, die zudem, bedingt durch ihr Gewicht, dem Taucher das Einbringen in das Sediment erleichtern. Wie Abbildung 4.4 zu entnehmen, können zu diesem Zweck zusätzlich Gewichte an die Probenahmegerätschaft angebracht werden.

#### 4.2.2 Probenahmedurchführung

Die Probenahme erfolgte im Rahmen dieser Arbeit bis zu einer Wassertiefe von 400 cm mit Hilfe des durch die Landesanstalt für Umweltschutz Karlsruhe zur Verfügung gestellten und in Abbildung 4.5 zu sehenden Bootes „Alfred“. Dieses kann durch Stangen positionstreu verankert werden. Durch einen in der Mitte des Bootes befindlichen Schacht werden die Sedimentröhren, an einer Seilwinde hängend, auf die Gewässersohle abgelassen.



**Abbildung 4.5:** Probenahme mit dem durch die Landesanstalt für Umweltschutz Karlsruhe zur Verfügung gestellten Boot „Alfred“.

Nach dem Aufsetzen auf der Gewässersohle wird das Stechrohr mit Hilfe der Stangen in das Sediment gedrückt. Ein über die Stangen zum Kopf herabgelassenes Fallgewicht betätigt den Auslöser des Federmechanismus, der die Stechröhre mit einem Hartgummistopfen verschließt. Somit wird ein Nachströmen von Wasser bei der Entnahme verhindert und dadurch der Verbleib des Sediments in der Stechröhre gesichert. Diese Technik funktioniert jedoch nicht bei grobkörnigen, kohäsionslosen Sedimenten.

Für diese Sedimente wird am Ende des Stechröhres eine Venenklappe angebracht, die ein Rutschen des Sediments aus dem Rohr heraus verhindert. Eine geringfügige Kompression des Sediments während des Einbringens der Plexiglasröhren in das Sediment infolge der Wandreibung kann nicht verhindert werden.

Nach dem Bergen der Stechröhren werden diese in Abhängigkeit von der Witterung auf dem Boot gelagert oder direkt in einer mobilen Kühleinheit untergebracht, um eine Expansion des Sediments durch Wärmeeinfluss zu verhindern. Des Weiteren kann durch Anbringen entsprechender Stopfen, oben und unten an der Stechröhre, ein der Wassertiefe entsprechender Druck aufgebracht werden. So wird gewährleistet, dass hinsichtlich Druck und Temperatur Standortbedingungen gehalten werden. Es hat sich jedoch gezeigt, dass, sofern keine Gasblasen vorhanden sind, ein Einfluss des Wasserdrucks auf die Erosionsstabilität bei Probenahmetiefen bis zu 4 m nicht nachweisbar ist. Bis zur Bearbeitung der Sedimentproben am SETEG-System, welche so zeitnah wie möglich nach der Probenahme erfolgt, verbleiben die Proben bei 5° C im Kühlraum.

### 4.3 Versuchsdurchführung

Um die Erosionsstabilität in Form der kritischen Erosionsschubspannung tiefenabhängig zu bestimmen, werden die für die Sedimententnahme entwickelten Sedimentröhren an der in Abbildung 4.1 bis 4.5 erkennenden Stelle von unten an die Sohle des Druckkanals angebracht und mit diesem verschraubt. Danach wird der Druckkanal langsam mit Wasser gefüllt und so lange bei geringem Durchfluss betrieben, bis alle Luft aus dem System entfernt ist. Eine Störung der Sedimentoberfläche durch den Füllvorgang wird durch zwei Maßnahmen verhindert. Zum einen befindet sich die Sedimentoberfläche bei Füllung des Systems soweit wie möglich von der Innenseite des Druckkanals entfernt, zum anderen wird während des Füllvorganges der Übergang zwischen Stechröhr und Druckkanal mit einer Metallplatte verschlossen. Diese wird erst zu Beginn des Erosionsexperiments wieder entfernt. Nach dem Ende des Füllvorganges wird das Sediment im Stechröhr mittels der Hubspindel mit Schrittmotor so weit nach oben geschoben, bis sie sohlbündig mit der Druckkanalinnenseite ist. Danach wird das Erosionsexperiment gestartet, indem der Durchfluss langsam kontinuierlich gesteigert wird. Im Laufe der Durchflusssteigerung werden zwei Phasen des Erosionsvorganges ermittelt:

- (1) die Phase der Kornerosion, bei der flächig einzelne Sedimentpartikel aus der Sedimentoberfläche erodiert werden und die sich zumeist als „Sedimentfahne“ im Kanal gut detektieren lassen

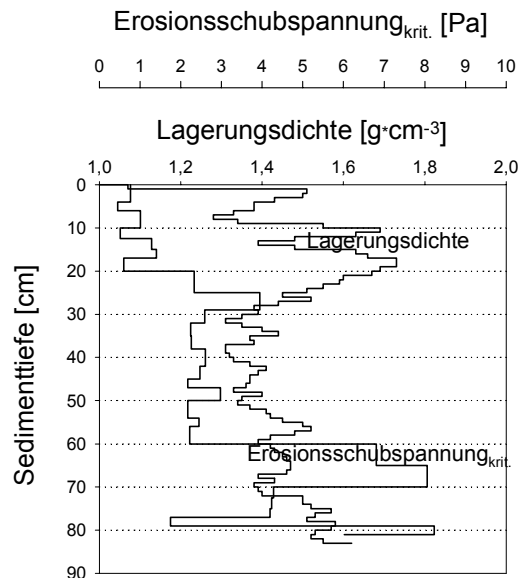
und

- (2) die Phase der Massenerosion, in der nicht mehr einzelne Sedimentpartikel sondern ganze Konglomerate in Schollenform aus der Sedimentoberfläche herausgerissen werden

Die zugehörigen Durchflüsse werden digital erfasst und können später in die entsprechenden Sohlschubspannungen umgerechnet werden. Nach Feststellung dieser beiden Sohlschubspannungen wird der Durchfluss auf den geringstmöglichen Wert von 0,5 Litern heruntergefahren, um die nächste Sedimenttiefe experimentell zu bearbeiten. Hierzu wird der Sedimentkern nach oben aus der Stechröhre herausgedrückt. Die Verschiebung des Sedimentkerns, d.h. der Höhenversatz der Hubspindel, kann über die Schrittzahl des Motors millimetergenau digital abgelesen werden.



Ist die zu beprobende Sedimenttiefe erreicht, so wird von Klappenseite aus eine Schneide in den Kanal eingeführt und das überstehende Sediment sohlbündig abgeschnitten. Hiernach startet der beschriebene Vorgang des Erosionsexperiments von neuem. Die beschriebene Vorgehensweise kann für die gesamte Kerntiefe durchgeführt und dadurch ein Tiefenprofil der kritischen Erosionsschubspannung ( $\tau_{\text{krit., e}}$ ) (Abbildung 4.6) erhalten werden.

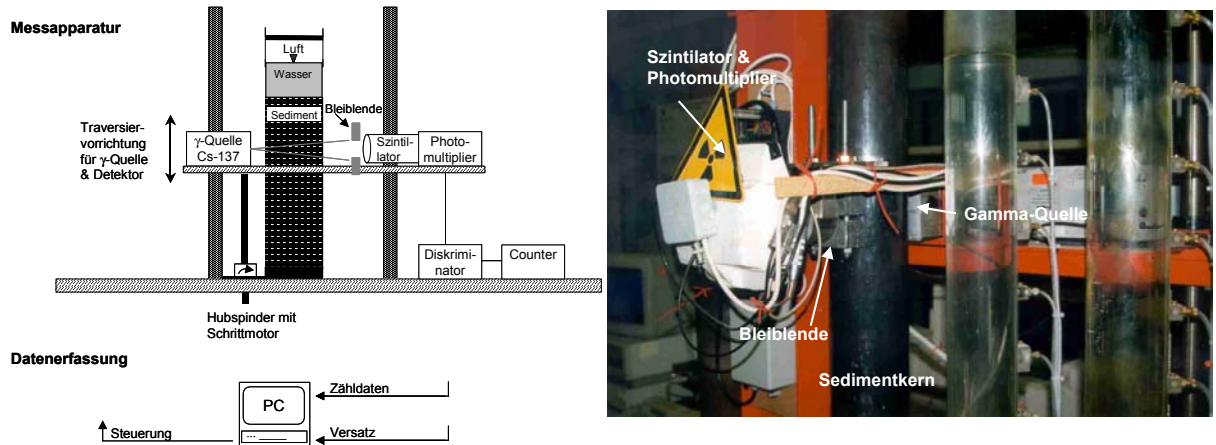


**Abbildung 4.6:** Exemplarische Tiefenprofile der kritischen Erosionsschubspannung und der Lagerungsdichte – Sediment aus der Stauhaltung Marckolsheim am Oberrhein

Exemplarisch ist ein solches Tiefenprofil eines Sedimentkerns aus der Stauhaltung Marckolsheim am Oberrhein in Abbildung 4.6 dargestellt. Es zeigt sich, dass es zu einer beträchtlichen Veränderung der kritischen Erosionsschubspannung im Tiefenprofil kommen kann. Die Gründe hierfür werden detailliert in den weiteren Kapiteln dargestellt und diskutiert. Einer der Parameter, die einen Zusammenhang mit der kritischen Erosionsschubspannung zeigt, ist die Lagerungsdichte. Zudem ist sie schnell und zerstörungsfrei bestimmbar und dient deshalb als Parameter, anhand dessen eine Vorauswahl der Sedimenttiefen getroffen wird, die später im SETEG-System auf ihre Erosionsstabilität hin untersucht werden.

#### 4.4 Lagerungsdichtemessung

Das im Weiteren beschriebene  $\gamma$ -Strahl-Dichtemesssystem ist in Abbildung 4.7 schematisch und im Original abgebildet. Es besteht aus den Hauptkomponenten  $\gamma$ -Strahler ( $^{137}\text{Cs}$ -Punktquelle), der Empfangseinrichtung (Szintillator, Photomultiplier, Diskriminator und Zähler), der Traversiervorrichtung (zum stufenlosen Heben und Senken des  $\gamma$ -Strahlers) und der digitalen Datenaufzeichnung.



**Abbildung 4.7:** Schematische und Originaldarstellung der Dichtemessanlage

#### 4.4.1 Theoretische Betrachtung

Die folgenden theoretischen Beschreibungen zur Bestimmung der Lagerungsdichte natürlicher ungestörter Sedimente mittels der am Institut für Wasserbau Stuttgart benutzten Vorrichtung ist im Wesentlichen eine Literaturzusammenfassung der Veröffentlichungen von SCHARF (1995) [90] und DREHER (1997) [18]. Für eine detailliertere Übersicht wird auf diese Artikel verwiesen.

Das Messprinzip beruht auf der Schwächung, die  $\gamma$ -Strahlen erfahren, wenn sie Materie durchqueren. Zur Aussendung der  $\gamma$ -Strahlen wird eine  $^{137}\text{Cs}$ -Punktquelle verwendet, mit einer Strahlungsenergie von 662 keV und einer Aktivität von 3,7 Mbq, deren  $\gamma$ -Quanten nach Durchqueren des Sedimentkerns mittels einer Empfangseinrichtung in zählbare Stromimpulse überführt werden. Hierzu wird eine Natriumjodidkristall (Szintillator) gekoppelt mit einem Photomultiplier genutzt. Die mittlere Lagerungsdichte  $\rho$  des Sediments ergibt sich dann aus der Anzahl der nach Durchqueren der Sedimentprobe am Detektor eingehenden Zählimpulse  $I$  innerhalb eines definierten Zeitintervalls  $\Delta t$ , wobei von einem Zweiphasengemisch aus fester Sedimentmatrix und Porenwasser ausgegangen wird (Formel 4.5).

$$\rho = \rho_f + \frac{-\frac{1}{k} \ln\left(\frac{I}{I_0}\right)}{1,1 * \rho_w - \rho_f} (\rho_w - \rho_f) \quad (4.5)$$

Es sind  $\rho$  die mittlere Lagerungsdichte einer Sedimentschicht,  $k$  eine Kalibrierungskonstante,  $I_0$  beim Detektor eingehende Zählimpulse bei luftgefülltem und  $I_w$  (4.6) bei wassergefülltem Stechrohr,  $\rho_f$  die mittlere Sedimentfeststoffmatrix (ermittelbar aus Pyknometermessungen) und  $\rho_w$  die Dichte des Porenwassers ( $1 \text{ g} \cdot \text{cm}^{-3}$ ). Der im Nenner eingehende Wert von 1,1 ist ein Korrekturfaktor. Die Kalibrierungskonstante  $k$  ermittelt sich aus Formel 4.6

$$k = \frac{\ln\left(\frac{I_0}{I_w}\right)}{1,1 * \rho_w} \quad (4.6)$$

#### 4.4.2 Versuchsdurchführung

Nachdem der Sedimentkern, wie in Abbildung 4.7 zu sehen, zwischen die Gammaquelle und die Empfangseinrichtung eingebracht wurde, beginnt die Messung angefangen 4 cm oberhalb der Wasseroberkante. Somit wird gewährleistet, dass die in Formel 4.5 notwendigen Werte der Zählimpulse bei luft- und wassergefülltem Stechrohr erhalten werden. Gemessen wird in einem Schritintervall von 1 cm, so dass eine genügend hohe räumliche Auflösung im Tiefenprofil erhalten wird. Da der Zerfallsprozess der  $^{137}\text{Cs}$ -Punktquelle natürlichen, stochastischen Schwankungen unterliegt und sich daher die Messpräzision mit längerer Messdauer erhöht, wird pro Schritintervall 5 Minuten lang gemessen. Die Messapparatur führt den gesamten Messvorgang vollautomatisch durch und speichert die Daten digital. Ergebnis ist eine exemplarisch in Abbildung 4.6 dargestelltes Tiefenprofil der Lagerungsdichte.

## Kapitel 5

### 5 SEDCIA (Sediment Erosion Rate Detection by Computerised Image Analyses)

Bisher wurden Erosionsraten von Gewässerfeinsedimenten mit Methoden bestimmt (Kapitel 3.1), die beispielsweise subjektive Einflüsse der ermittelnden Person nicht ausschließen können oder die andere Nachteile aufweisen. Daher wird z.B. bei Eingangsdaten für numerische Modelle zumeist auf Literaturdaten zurückgegriffen, welche durch Felddaten erweitert werden, um die tatsächlichen Gegebenheiten vor Ort möglichst getreu abzubilden. Demzufolge ist es von herausgehobener Bedeutung für die Verlässlichkeit der aus numerischen Modellen gewonnenen Ergebnisse, Erosionsraten bereitstellen zu können, die folgenden Kriterien genügen sollten:

- zu gewinnen sowohl an natürlichen ungestörten als auch an künstlich hergestellten Sedimenten
- unabhängig vom Bearbeiter, d.h. ohne subjektive Einflüsse
- reproduzierbar
- hohe Genauigkeit

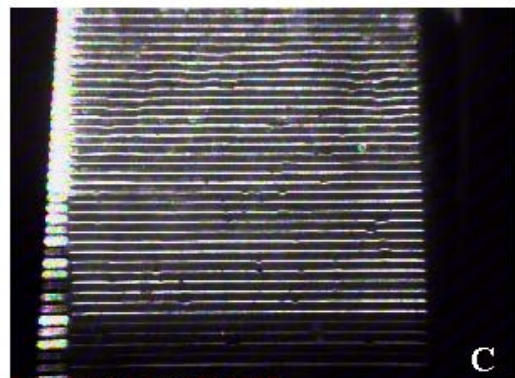
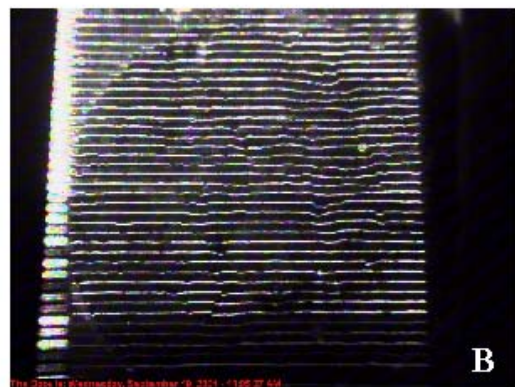
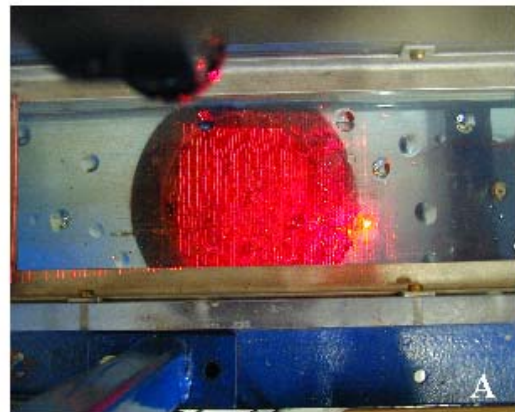
Um diesen Ansprüchen gerecht zu werden, wurde durch WITT & WESTRICH (2003) [112] in Kooperation mit dem Fraunhofer-Institut für Techno- und Wirtschaftsmathematik in Kaiserslautern [8] das SEDCIA-System (Sediment Erosion Rate Detection by Computerised Image Analyses) entwickelt, welches im Folgenden vorgestellt werden soll.

#### 5.1 Methodik

##### 5.1.1 Theoretische Vorüberlegung

Die Überlegung, die SEDCIA zu Grunde liegt ist, die durch die Veränderung des Verlaufs von Laserlinien – die auf eine Sedimentoberfläche während eines Erosionsexperiments projiziert werden - Informationen über das erodierte Sedimentvolumen zu erhalten.

**Abbildung 5.1:** **A.** Laserlinien (rot) auf Sedimentoberfläche im SETEG-System; **B:** Momentaufnahme einer Sedimentoberfläche nach Erosion; **C:** Momentaufnahme einer glatten künstlichen Oberfläche





### 5.1.2 Technische Daten

Um die für die Bildauswertung notwendigen Momentaufnahmen der Laserlinien zu erhalten, wurde das SETEG-System um die in Abbildung 5.3 zu sehenden Komponenten CCD-Kamera (CS 8320C, teli Tokyo Electronic Industry, Co., LTD; 752\*582 Pixle) und Laser (LAS-685-50 [685 nm, 50 mW] (mit Linienprojektor [LAS-33] zum Splitten einer Laserlinie in 33 quasi-parallele Laserlinien) erweitert. Die Kamera befindet sich in vertikal zentrierter Position über der Sedimentoberfläche in einem Abstand von 45,5 cm. Dieser Abstand ergibt sich alleine aus der Vorgabe, das die gesamte Sedimentoberfläche in einer Momentaufnahme enthalten sein muss. Die Position des Lasers wurde in Vorversuchen so gewählt, das ein Kompromiss aus Genauigkeit und noch messbarer Erosionstiefe gefunden wurde. Mehr Laserlinien pro Momentaufnahme, d.h. geringer Abstände zwischen den einzelnen Laserlinie würde eine größere Genauigkeit bedeuten. Mit abnehmenden Abstand der Laserlinien voneinander verringert sich jedoch die maximal zu bestimmenden Erosionstiefe, welches insbesondere bei dem Ziel, Erosionsraten bei Sohlschubspannungen im Bereich über 1 Pa zu bestimmen, von erheblichen Nachteil ist. So ergibt sich eine Position des Lasers von 35,5 cm über dem Druckkanal, in einem Abstand von 12,5 cm von der CCD-Kamera, mit einem Einstrahlwinkel der Laserlinien auf die Sedimentoberfläche von 20°. Kamera und Laser sind fest an einem eigenen Gestell montiert, um Verschiebungen der Laserlinien durch Erschütterungen der Kamera oder des Lasers zu verhindern. Während des Experiments werden zudem der Kanal und das SEDCIA-System vollkommen abgedunkelt, um die Qualität der Momentaufnahmen (insbesondere deren Kontrast) und somit die Genauigkeit zu erhöhen. Aufnahme und Speicherung der Bilder, in Graustufen und im jpg-Format, erfolgt automatisch per Computer, wobei eine minimale Zeitdifferenz zwischen zwei Bildern von 3 sec aus technischen Gründen nicht unterschritten werden kann. Diese ist jedoch völlig ausreichend und liegt in der praktischen Anwendung, in Abhängigkeit von der erwarteten Erosionsform (Massenerosion  $\Delta t = 5$  sec, Kornerosion  $\Delta t = 10$  sec) zumeist darüber. Die Auswertung der Momentaufnahmen geschieht über eine eigens entwickelte Anwenderoberfläche, die im Weiteren noch näher vorgestellt wird.

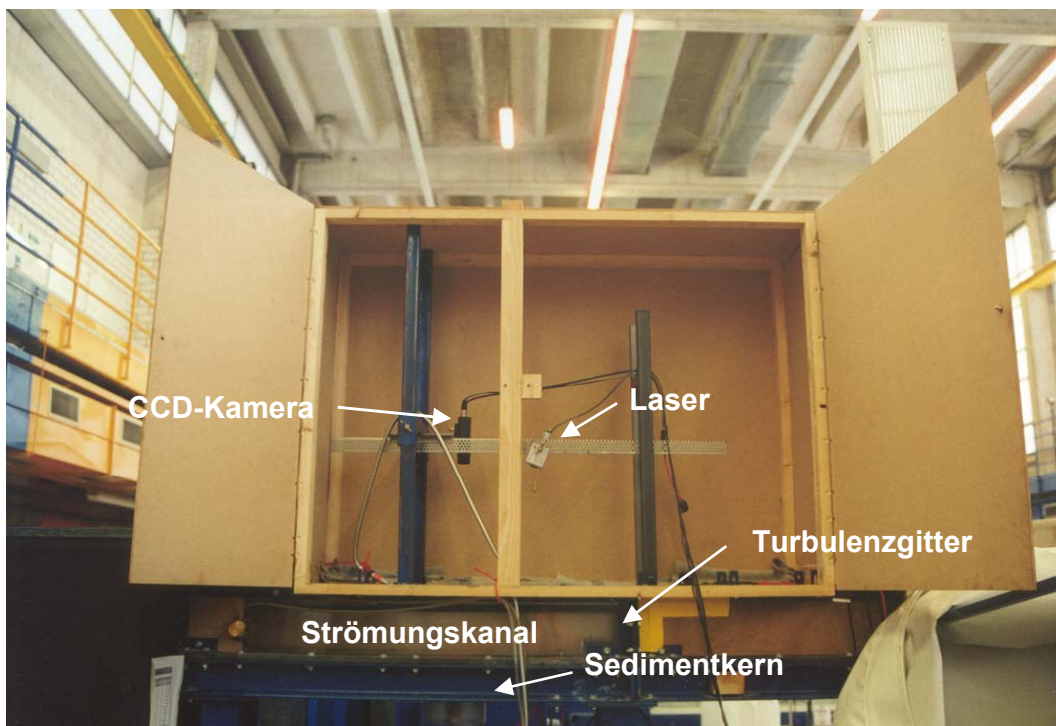
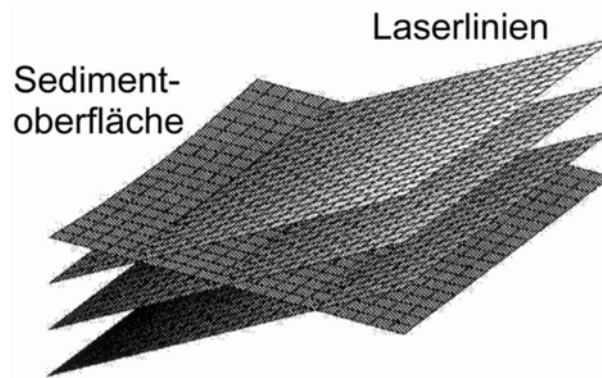


Abbildung 5.3: SEDCIA im Original

### 5.1.3 Mathematische Vorgehensweise

In Abbildung 5.2 ist die prinzipielle Vorgehensweise schematisch dargestellt, an deren Ende eine Erosionsrate mit der Einheit  $\text{Masse} \cdot \text{Fläche}^{-1} \cdot \text{Zeit}^{-1}$  steht.

Mathematisch gesehen stellt sich das Problem als Schnitt zweier sich kreuzender Flächen dar. Die eine Fläche aufgespannt durch die Sedimentoberfläche, die anderen durch die Laserlinien (Abbildung 5.4).



**Abbildung 5.4:** Schematische Darstellung der Schnitts von Laserlinie durch die Sedimentoberfläche

Somit kann die Fläche, die durch das Sediment aufgespannt wird, als eine Fläche aus Punkten im  $R^3$  wie folgt definiert werden:

$$S_s \equiv \{(x, y, z) \in R^3 : z = f(x, y)\} \quad (5.1)$$

mit  $x, y, z$  als Koordinaten der Punkte.

Die Flächen aufgespannt durch die Laserlinien können in gleicher Weise definiert werden. Für  $n$  Laserlinien ergibt sich:

$$S_i \equiv \{(x, y, z) \in R^3 : y = z \tan \theta + c_i, \theta, c_i \in R^3\}, i = 1, \dots, n \quad (5.2)$$

Dabei ist  $\theta$  der Winkel zwischen den einfallenden Laserlinien und der CCD-Kamera. Die Konstante  $c_i$  setzt die Annahme voraus, dass die auf der Sedimentoberfläche abgebildeten Laserlinien parallel sind und einen äquidistanten Abstand voneinander aufweisen. Da die Laserlinien durch Splitten eines einzelnen Laserstrahls erzeugt werden, wird der Abstand zwischen den auf der Sedimentoberfläche abgebildeten Laserlinien mit zunehmender Entfernung von der Laserlinie im Zentrum immer größer. Zunehmender Abstand von Laser zu Sedimentoberfläche verstärkt diesen Effekt. Die Parallelität bleibt hiervon jeweils unberührt. Da die Entfernung zwischen Laser und Sedimentoberfläche bewusst kurz gehalten wurde und nur die mittleren Laserlinien in die Bildauswertung einbezogen werden, kann hier davon ausgegangen werden, dass die getätigten Annahmen gerechtfertigt sind.

Um aus den Schnitten der Laserlinien mit der Sedimentoberfläche in einem ersten Schritt die Sedimentoberfläche zu rekonstruieren, wird wie folgt vorgegangen (für detailliertere Betrachtung wird auf [8] verwiesen):

Der Schnitt  $I_i$  einer Laserlinie  $i$  mit der Sedimentoberfläche ist durch folgenden Ausdruck gegeben:

$$I_i = S_s \cap S_i, \forall i = 1, \dots, n \quad (5.3)$$

Das Koordinatensystem des  $R^3$  wird dabei folgendermaßen festgelegt: x-Achse in Richtung der Laserlinien, z-Achse in Richtung der Kamera, y-Achse senkrecht dazu.

Da die Laserlinien in eine xy-Ebene projiziert werden, kann die folgende Abbildung zur Beschreibung des Problems herangezogen werden:

$$\begin{pmatrix} x_p \\ y_p \\ z_p \end{pmatrix} = \begin{bmatrix} 1 & 0 & 0 \\ 0 & 1 & 0 \\ 0 & -1 & \tan \theta \end{bmatrix} \begin{pmatrix} x \\ y \\ z \end{pmatrix} + \begin{pmatrix} 0 \\ 0 \\ c_i \end{pmatrix}, P_i : I_i \rightarrow R^3 \quad (5.4)$$

mit  $x_p, y_p, z_p$  als durch die Laserlinien auf die Sedimentoberfläche projizierte Punkte und  $x, y, z \in I_i$ .

Diese Abbildung gibt jedoch die Projektion der Laserlinien auf der Sedimentoberfläche wieder, d.h. das Negativ. Wenn die Oberfläche des Sediments rekonstruiert werden soll, muss zur Gewinnung des Positivs mit der invertierten Abbildung von Formel 5.4 gearbeitet werden. Diese ergibt sich zu

$$\begin{pmatrix} x \\ y \\ z \end{pmatrix} = \begin{bmatrix} 1 & 0 & 0 \\ 0 & 1 & 0 \\ 0 & \frac{1}{\tan \theta} & \frac{1}{\tan \theta} \end{bmatrix} \left[ \begin{pmatrix} x_p \\ y_p \\ z_p \end{pmatrix} - \begin{pmatrix} 0 \\ 0 \\ c_i \end{pmatrix} \right], P_i^{-1} : R^3 \rightarrow I_i \subset R^3 \quad (5.5)$$

mit  $(x_p, y_p, 0)$ , da in die xy-Ebene projiziert wird.

Somit lassen sich die Koordinaten eines jeden Punktes auf dem Schnitt zwischen Laserlinie und Sedimentoberfläche berechnen als:

$$\begin{aligned} y_i &= g_i(x) \\ z_i &= f_i(x, y) \quad \forall i = 1, \dots, n \end{aligned}$$

Mittels linearer Interpolation lässt sich dann die Sedimentoberfläche rekonstruieren.

Mit  $z_1 = F_1(x_1, y_1)$  und  $z_2 = F_2(x_2, y_2)$  als zwei rekonstruierten Sedimentoberflächen, ermittelt aus zwei Momentaufnahmen und  $\Omega$  als der Fläche innerhalb derer der Volumenunterschied ( $\Delta V$ ) ermittelt wird, ergibt sich  $\Delta V$  als:

$$\Delta V = \int_{\Omega} (F_2(x_2, y_2) - F_1(x_1, y_1)) dx dy \quad (5.6)$$

Durch Multiplikation von Formel 5.6 mit der Lagerungsdichte ergibt sich die Masse an erodierten Sediment ( $M_s$ )

$$M_s = \Delta V_v \rho_s \quad (5.7)$$

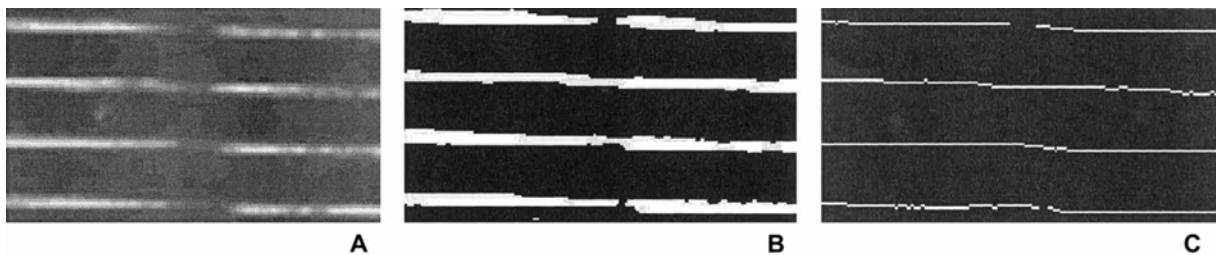


### 5.1.4 Liniensextraktion

Neben den rein mathematischen Überlegungen sind noch drei weitere Probleme bei der Ermittlung der Erosionsraten mittels Bildauswertung zu lösen. Beide haben direkt mit der Laserliniensextraktion aus den Momentaufnahmen zu tun und Einfluss auf die Genauigkeit (Kapitel 5.4) der Erosionsratenermittlung:

- (1) es existiert ein „Rauschen“ im Bild
- (2) die Linien haben für die Auswertung eine zu große Breite (in Pixeln)
- (3) die Laserlinien sind nicht durchgängig

Wie in Abbildung 5.5 A zu erkennen, ergibt sich in den unveränderten Momentaufnahmen der CCD-Kamera ein „Rauschen“, d.h. es existiert kein scharfer Übergang zwischen den hell erscheinenden Laserlinien und dem dunklen Hintergrund (Sediment). Mittels einer mathematischer Operationen (Convolution) wird dieses Rauschen herausgefiltert und der Momentaufnahme von einem Graustufenbild in ein binäres Bild umgewandelt wodurch ausschließlich noch die Farben schwarz und weiß existieren (Abbildung 5.5 B). Für die weitere Auswertung ist es notwendig, dass die Breite der Laserlinien nur noch ein Pixel beträgt. Da diese im binären Bild noch eine Breite von 1 bis 6 Pixel aufweisen, muss eine Reduktion erfolgen. Dies geschieht, indem jeweils nur das mittlere Pixel beibehalten und den übrigen die Farbe schwarz zugewiesen wird (Abbildung 5.5 C).



**Abbildung 5.5:** Aufbereitung der Laserlinien (A: Original Momentaufnahme – unverändert; B: Momentaufnahme überführt in binäres Bild; C: Pixelbreite der Laserlinie reduziert auf ein Pixel)

Zum anderen sind die Laserlinien, wie auf Abbildung 5.5 C zu erkennen, in Teilen unterbrochen. Grund hierfür ist, dass sich durch die Erosion Oberflächenstrukturen ergeben können, die aus Sicht der Kamera zu einer Verdeckung von Teilen der Laserlinien führen. Somit erscheinen diese nicht auf der Momentaufnahme sondern ergeben eine Unterbrechung der Laserlinien. Da eine Auswertung unterbrochener Linie nicht möglich ist, muss hier eine Verbindung mittels linearer Interpolation „künstlich“ herbeigeführt werden. Erst nach diesen drei Schritten kann die eigentliche Berechnung erfolgen.

## 5.2 Anwenderoberfläche

Zu SEDCIA gehört auch eine Maske für den Anwender (Abbildung 5.6), in der alle für die Ermittlung der Volumendifferenz zwischen zwei Momentaufnahmen notwendigen Vorgaben einfach vorzunehmen sind. Die Vorgaben sind im Einzelnen:

## 1. „Angle“

Beschreibt den Winkel zwischen auf die Sedimentoberfläche projizierten Laserlinien und der Sedimentoberfläche

## 2. „Real Size“

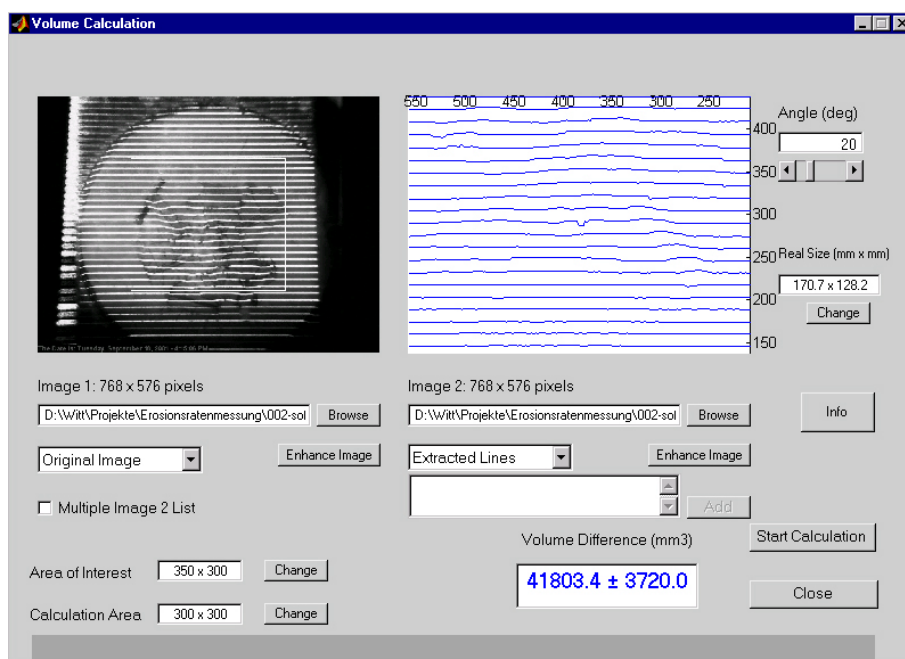
Gibt die Größe des Bildausschnittes der Momentaufnahme in der Realität wieder. Für die in der vorliegenden Arbeit benutzten Bilder (270,933 mm\*203,200 mm) bedeutet dies bei einem Verhältnis von Realität zu Bild von 1/1,585, dass hier ein Wert von 170,660 mm\*128,200 mm angegeben werden muss. Das Verhältnis von Realität zu Bild muss durch Kalibrierung ermittelt werden.

## 3. „Calculation Area“

Beschreibt die Größe der Fläche (in Pixeln) auf der die Volumendifferenz zwischen zwei Momentaufnahmen erfolgen soll. Um Randeffekte am Übergang zwischen der Sedimentoberfläche und der Innenseite des Druckkanals zu vermeiden, sollte diese nicht größer als 300\*300 Pixel gewählt werden. Sie erscheint als weißer Kasten im Eingabefenster der Momentaufnahmen.

## 4. „Area of Interest“

Fläche, die für die Interpolation der auf dem Rand der „Calculation Area“ liegenden Punkte notwendig ist. Sie sollte immer jeweils 50 Pixel über den Werten der „Calculation Area“ liegen.



**Abbildung 5.6:** Anwenderoberfläche von SEDCIA

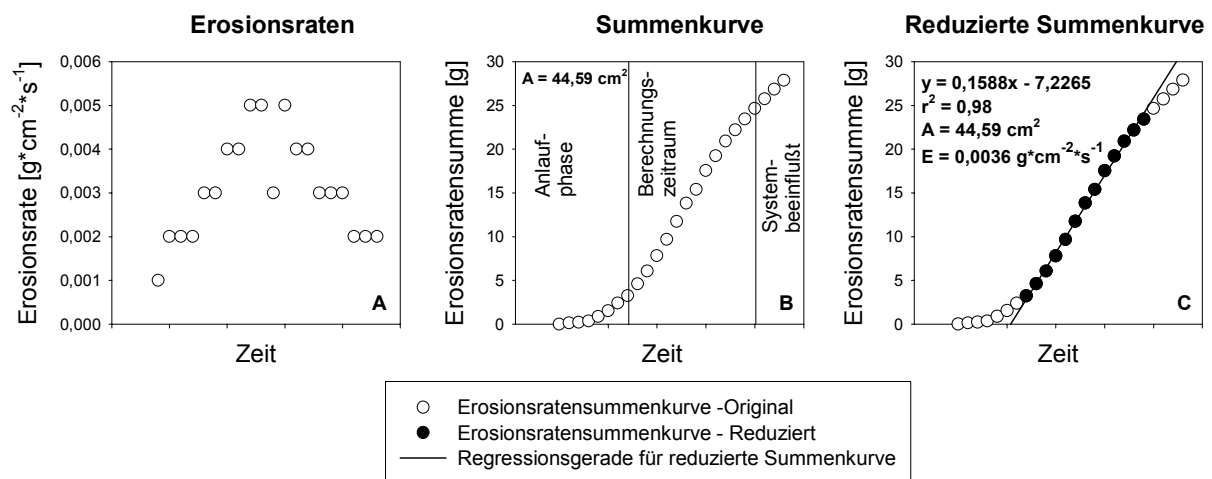
Nachdem die Momentaufnahmen (links Momentaufnahme zum Zeitpunkt  $t_1$ , rechts zum Zeitpunkt  $t_2$ ) hochgeladen sind und die entsprechenden Vorgaben getätigt wurden, wird die Berechnung durch „Start Calculation“ gestartet.

Es besteht die Möglichkeit, die Volumendifferenz einer ganzen Serie von Momentaufnahmen zu bestimmen, durch aktivieren von „Multiple Image 2 List“ und hinzufügen der entsprechenden Momentaufnahmen unter „Add“. Die Verarbeitung erfolgt dann automatisch und die Ergebnisse werden in einer ASCII-Datei ausgegeben.

Es besteht weiterhin die Möglichkeit, sich nach Ende der Berechnung der Volumendifferenz sowohl das Originalbild (Beispiel in Abbildung 5.6 links), oder die daraus extrahierten Laserlinien anzeigen zu lassen (Beispiel in Abbildung 5.6 rechts).

### 5.3 Erosionsratenermittlung

Die in Kapiteln 5.1 beschriebene Methodik zur Bestimmung der Erosionsraten bezieht sich immer auf eine Erosionsrate, ermittelt zwischen zwei einzelnen Momentaufnahmen mit einer definierten Zeitdifferenz  $\Delta t$ . Der reale Erosionsprozess kann jedoch nicht durch eine Erosionsrate abgebildet werden, die ausschließlich auf Grundlage zweier Momentaufnahmen ermittelt wurde, da der Erosionsprozess eine zeitliche Komponente beinhaltet. Diese zeitliche Komponente ist in Abbildung 5.7 deutlich an den sich mit der Zeit verändernden Erosionsraten (Abbildung 5.7 A) und der dazugehörigen Summenkurve (Abbildung 5.7 B) zu erkennen. Die Gründe für den spezifischen Verlauf der Erosionsraten mit der Zeit werden ausführlich in Kapitel 5.9 behandelt.



**Abbildung 5.7:** Verlauf von Erosionsraten (A) und zugehöriger Summenkurve (B) mit der Zeit, sowie reduzierte Summenkurve zur Ermittlung der „Gesamterosionsrate“ (C)

Um aus dem Verlauf der Erosionsraten mit der Zeit eine repräsentative Erosionsrate für den Gesamtprozess zu erhalten, wird auf die Summenkurve zurückgegriffen. Aus dieser sind drei Abschnitte gut zu entnehmen (Abbildung 5.7 B):

- (1) die Anlaufphase
- (2) der Berechnungszeitraum
- (3) ein systembeeinflusster oder durch veränderte Sedimenteigenschaften gekennzeichnete Teil

Jeweils die Anlaufphase und der systembeeinflusste Teil müssen aus der Ermittlung der tatsächlichen Erosionsrate ausgeschlossen werden, da sie entweder artifizielle Verhältnisse wiedergeben, oder tiefere Sedimentschichten repräsentieren, d.h. die Summenkurve wird entsprechend Abbildung 5.7 C um diese Bereiche reduziert.

Aus dem reduzierten Teil der Summenkurve wird dann die Erosionsrate in  $\text{g}\cdot\text{cm}^{-2}\cdot\text{sec}^{-1}$  für den Gesamtprozess wie folgt ermittelt:

$$ER = \frac{b}{A} \quad (5.8)$$

mit  $b$  = Steigung der Regressionsgeraden der reduzierten Summenkurve  
 $A$  = Flächengröße auf der Einzelerosionsraten bestimmt wurden

Entsprechend dieser Vorgehensweise sind in den weiteren Kapiteln alle Erosionsraten ermittelt worden.

## 5.4 Genauigkeit

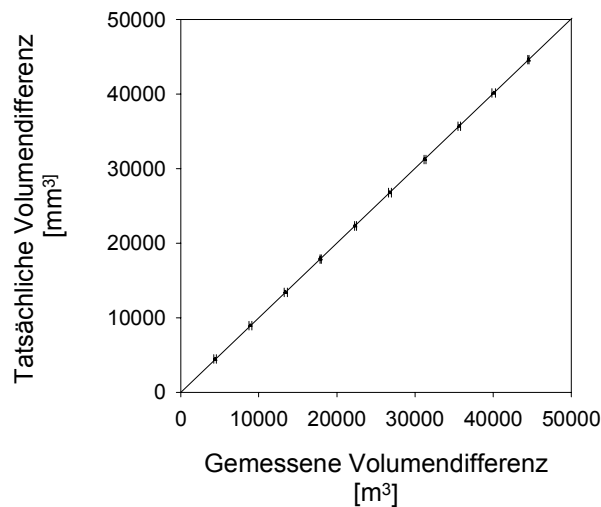
Zur Überprüfung der Genauigkeit des SEDCIA-Systems wurden Versuche mit künstlichen Oberflächen durchgeführt. Hierbei handelte es sich um eine Testoberfläche aus Hartplastik, deren Oberfläche mechanisch sowohl mit regelmäßigen Geometrien versehen wurden, als auch mit Formen, die der unregelmäßigen Oberfläche von natürlichen Sedimenten ähnlich waren.

Entsprechend der Vorgehensweise bei den Erosionsversuchen wurden die künstlichen Testflächen in den Stechröhren soweit nach oben geschoben, bis sie plan mit der Innenseite des Druckkanals waren. Von dieser Position wurde eine Momentaufnahme gemacht, welches als Referenzbild genommen wurde, d.h. zu diesem wurden für alle weiteren Aufnahmen die Volumendifferenz bestimmt. Danach wurde die Testfläche in 1 mm Schritten bis zu einer Gesamtveränderung von 10 mm nach unten gefahren und in jeder Position eine Aufnahme gemacht. Nach Abschluss der ersten Serie wurde der Vorgang 10 Mal von vorne gestartet, jedoch wurde die Testoberfläche dabei zufällig mal in die eine, mal in die andere Richtung gedreht. Hierdurch entstanden für jede Tiefe jeweils 10 Bilder bzw. Volumendifferenzen, aus denen ein Mittelwert gebildet und mit der realen Volumendifferenz verglichen wurde. Die reale Volumendifferenz lässt sich berechnen aus den beiden bekannten Größen Berechnungsfläche und Positionsveränderung der Testoberfläche.

Höhenversatz (mm)	n	$dV_{\text{real}}$ ( $\text{mm}^3$ )	$dV_{\text{SEDCIA}}$ ( $\text{mm}^3$ )	$ dV_{\text{real}} - dV_{\text{SEDCIA}} $ ( $\text{mm}^3$ )	Fehler (%)
1	10	4458,50	4389,90	120,92	2,71
2	10	8916,90	8940,90	134,56	1,51
3	10	13375,40	13436,60	177,09	1,32
4	10	17833,90	17938,10	110,18	0,62
5	10	22292,30	22372,90	113,41	0,51
6	10	26750,80	26806,50	146,49	0,55
7	10	31209,30	31266,10	116,77	0,37
8	10	35667,70	35677,40	97,53	0,27
9	10	40126,20	40067,50	113,39	0,38
10	10	44584,70	44506,00	82,22	0,18

**Tabelle 5.1:** Abweichung zwischen realer Volumendifferenz und mit SEDCIA berechneten Werten (Berechnungsfläche  $300 * 300$  Pixel [ $4458,5 \text{ mm}^2$ ])

Die sich hieraus ergebenden Abweichungen zwischen mit SEDCIA ermittelten und realen Volumendifferenzen sind in Tabelle 5.1 aufgeführt und in Abbildung 5.8 graphisch dargestellt.



**Abbildung 5.8:** Tatsächliche Volumendifferenz aufgetragen gegen mit SEDCIA ermittelte Differenz (in Balkenform eingetragen die Standardabweichung)

Anhand der Daten aus Tabelle 5.1 wird deutlich, dass mit dem SEDCIA-System ein Höchstmaß an Genauigkeit erreicht wird. Die mittlere maximale Abweichung zwischen realer Volumendifferenz und der durch SEDCIA ermittelten liegt bei 2,71 %, die minimale Abweichung bei 0,18 %. Es zeigt sich, dass mit zunehmenden Volumendifferenzen eine Tendenz hin zu einer Abnahme des mittleren prozentualen Fehlers besteht. Zurückführen lässt sich dieser Umstand darauf, dass der mittlere Fehler über alle Höhenversätze in etwa gleich bleibt, so dass mit steigender Volumendifferenz der mittlere prozentuale Fehler abnehmen muss. Für die noch vorhandenen geringen Abweichungen von den realen Volumendifferenzen können drei Hauptgründe genannt werden:

- (1) Erschütterungen des Gesamtsystems und damit Verschiebungen der Laserlinien
- (2) Breite der Laserlinien in der Momentaufnahme, hervorgerufen durch „Rauschen“
- (3) Falsche Interpolation bei unterbrochenen Linien

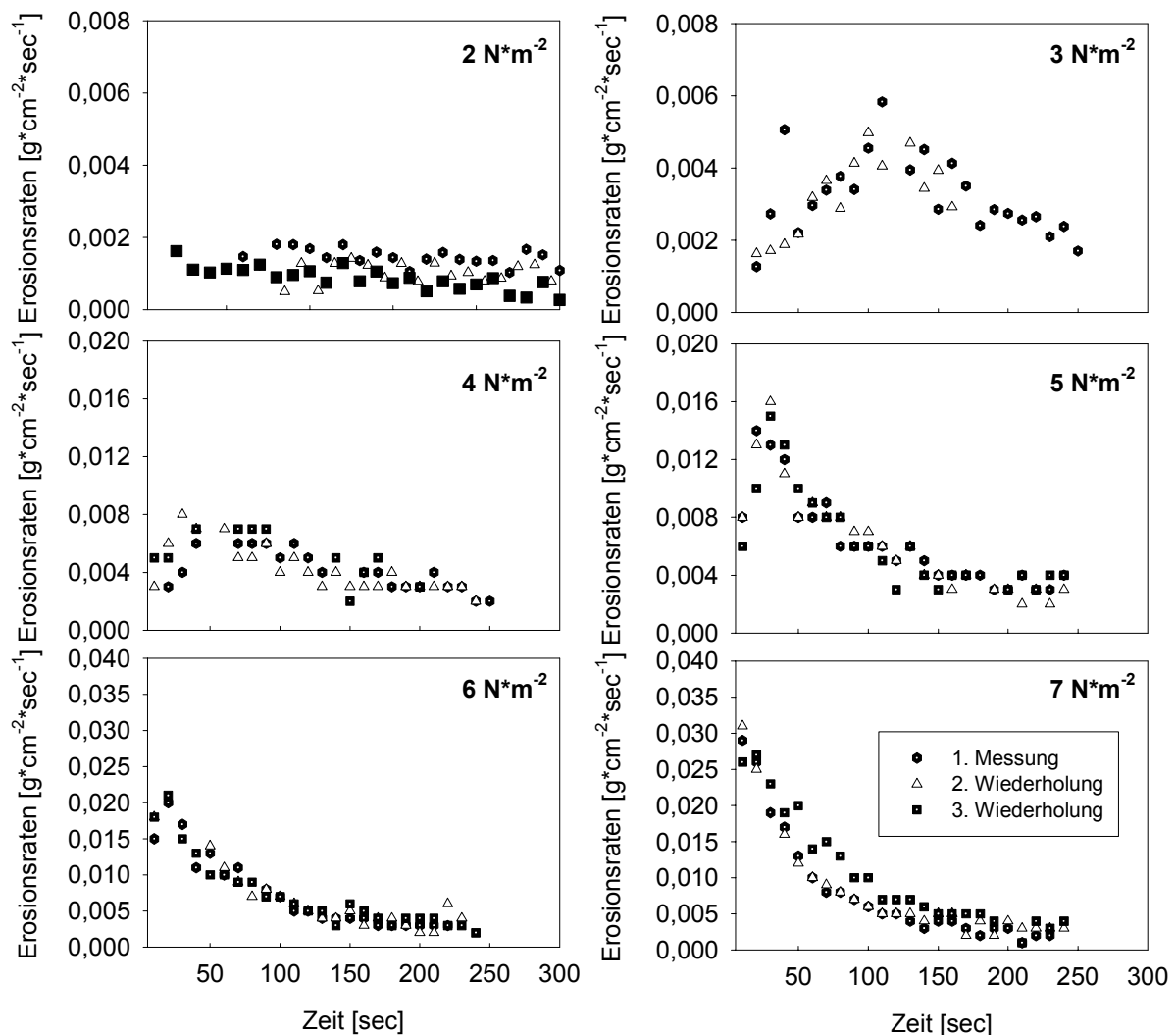
Fehler, die durch Punkt (1) auftreten, können nicht immer ganz ausgeschlossen werden, da ein völlig von Erschütterungseinflüssen freier Aufbau sowohl des SETEG- als auch des SEDCIA-Systems nicht möglich ist. Es wurde jedoch darauf geachtet, diese Einflüsse so weit wie möglich zu reduzieren.

Wie unter Kapitel 5.1.4 beschrieben, ist die Breite der Laserlinien [Grund (2)] im Mittel mit 1 bis 6 Pixel anzugeben. Zur Berechnung wird die jeweilige Laserlinie auf ein Pixel reduziert, welches zu Ungenauigkeiten führen kann. Da immer eine Reduzierung auf das mittlere Pixel erfolgt, kann es passieren, dass wenn „Rauschen“ nicht auf beiden Seiten der Laserlinie gleichmäßig erfolgt, nicht das „richtige“ Pixel für die Berechnung herangezogen wird.

Nicht immer ist auf den Momentaufnahmen der gesamte Verlauf der Laserlinien ohne Unterbrechung festgehalten. Um trotzdem eine Volumendifferenz ermitteln zu können, müssen diese Bereiche durch Interpolation hinzugefügt werden. Da eine lineare Interpolation vorgenommen wird, die Testoberfläche aber eine sehr unregelmäßige Struktur aufweist, können hierdurch weitere Abweichungen von der realen Volumendifferenz erklärt werden.

## 5.5 Reproduzierbarkeit

Eine weitere Anforderung, die an ein System zur Ermittlung von Sedimenterosionsraten zu stellen ist, ist die Reproduzierbarkeit der Ergebnisse. SEDCIA wurde diesbezüglich getestet, indem an homogenisierten natürlichen Sedimenten der Stauhaltung Marckolsheim die Erosionsraten bei Sohlschubspannungen zwischen 2 und 7 Pa jeweils 3 Mal unter denselben Ausgangsbedingungen mit der Zeit bestimmt wurden. Die sich ergebenden Erosionsratenverläufe sind in Abbildung 5.9 dargestellt. Eine Erläuterung für den Verlauf der Erosionsraten mit der Zeit ist in Kapitel 5.9 zu finden.



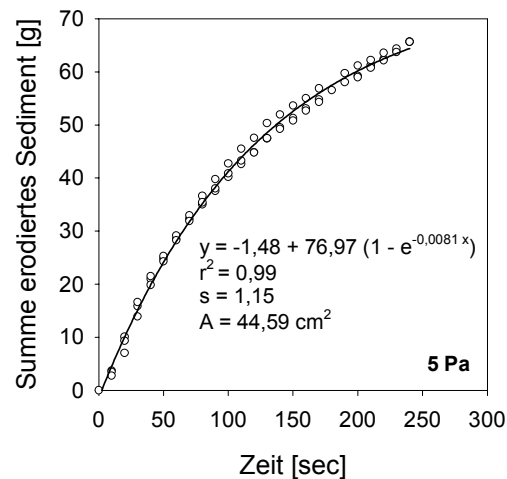
**Abbildung 5.9:** Erosionsraten von jeweils drei Messungen bei Sohlschubspannungen von 2 bis 7 Pa an homogenisierten natürlichen Sedimenten – Stauhaltung Marckolsheim (Daten aus Sedimentproben der Probenahmepunkte 16, 17, 18, 20, 21, 22, 23 und 24)

Abbildung 5.9 zeigt bei allen 6 angelegten Sohlschubspannungen eine deutliche, sehr gute Reproduzierbarkeit der Erosionsraten. Aus dem typischen Verlauf der Erosionsraten mit der Zeit - (1) Anstieg der Raten (2) Erreichen eines Maximums (3) Fallen gegen Null -, ergibt sich eine Summenkurve des erodierten Sediments, wie sie in Abbildung 5.10 dargestellt ist. Der Verlauf dieser Summenkurve lässt sich beschreiben durch eine Exponentialfunktion der Form:

$$y = y_0 + a (1 - e^{-bx}) \tag{5.9}$$

d.h. durch eine Exponentialform, die nach kontinuierlichem Steigen ein Maximum in Form eines Plateaus erreicht.

Die „Spezialfälle“ 2 Pa und 7 Pa, bei denen dieser typische Verlauf nicht so eindeutig aus Abbildung 5.9 zu entnehmen ist, zeigen hinsichtlich des Verlaufes ihrer Summenkurven gleiches Verhalten und belegen damit ihre Verwandtschaft zu den Varianten 3 bis 6 Pa.



**Abbildung 5.10:** Summe erodierten homogenisierten natürlichen Sediments in Abhängigkeit von der Zeit bei einer Sohlschubspannung von 5 Pa

Eine Exponentialfunktion der Form der Formel 5.9 wurde an alle Summenkurven (2 Pa bis 7 Pa) angepasst und aus diesen, um die Reproduzierbarkeit der Ergebnisse von SEDCIA zu untermauern, wurden die in Tabelle 5.2 aufgeführten statistischen Kennwerte des Korrelationskoeffizienten ( $r^2$ ) und der Standardabweichung (s) ermittelt.

Parameter	Sohlschubspannung (Pa)					
	2	3	4	5	6	7
$r^2$	0,75	0,98	0,98	0,99	0,98	0,89
s	2,9	1,33	2,19	1,15	2,95	8,07
n	30	45	61	69	66	70

**Tabelle 5.2:** Statistische Parameter für Wiederholungsmessungen der Erosionsraten bei unterschiedlichen Sohlschubspannungen

Bei allen Varianten werden Korrelationskoeffizienten von über 0,70 erreicht, wobei die Variante 7 Pa mit 0,89 deutlich höher liegt und die Varianten 3 Pa bis 6 Pa Koeffizienten von über 0,90 verzeichnen. Zusammen mit den Standardabweichungen belegen die statistischen Kennwerte eine sehr gute Korrelation der Werte bei ausreichend großen Grundgesamtheiten. Die relativ gesehen geringere Korrelation der Variante 2 Pa kann dadurch erklärt werden, dass der Verlauf ihrer Summenkurve nicht, wie bei den anderen Varianten, gleich exponentiell steigt, sondern dies erst nach einer „Anlaufphase“ geschieht. Somit kann sie nicht so gut durch die Funktion aus Formel 5.9 approximiert werden, welches sich durch geringere Korrelationskoeffizienten auswirkt. Die in anderen Kapiteln erwähnte auf der Testfläche zufällig verteilt vonstatten gehende und auch bei homogenisierten Sedimenten nicht mehr vorhersagbare Erosion bei steigenden Sohlschubspannungen ist Grund für die Abnahme von  $r^2$  bei 7 Pa.

Da die Ähnlichkeit der Erosionsvorgänge bei höheren Sohlschubspannungen zwischen den einzelnen Wiederholungen abnehmen, nimmt auch die Korrelation zwischen ihnen ab, welches sich in einer Standardabweichung von 8,07 manifestiert. Somit ist der Koeffizient von „nur“ 0,89 nicht Ausdruck nachlassender Reproduzierbarkeit sondern Beleg für, durch die Größe der angelegten Sohlschubspannung, veränderte Erosionsvorgänge.

Insgesamt sind die Daten aus Tabelle 5.2 aber ein deutlicher Beleg für die hohe Reproduzierbarkeit von Erosionsraten mit dem SEDCIA-System.

## 5.6 Einschränkungen

Für das SEDCIA-System wurde in den Kapiteln 5.4 und 5.5, sowohl hinsichtlich der Genauigkeit als auch der Reproduzierbarkeit nachgewiesen, dass es den gestellten Ansprüchen in vollem Umfange Rechnung trägt. Jedoch gibt es beim Einsatz auch Einschränkungen, die nachstehend aufgeführt werden sollen und sowohl systemimmanent und daher nicht zu korrigieren, als auch durch weitere Verbesserungen des Systems zu eliminierbar sind.

1. Die Bestimmung der Erosionsraten ist nur bis zu einer maximalen Erosionstiefe möglich

Die maximale Erosionstiefe ergibt sich aus der Hälfte des Abstandes zweier Laserlinien zueinander. Findet eine Erosion mit einem Volumenverlust statt, der eine Laserlinie soweit in Richtung ihrer benachbarten Laserlinie verschiebt, dass die Hälfte des Abstandes zwischen ihnen überschritten wird, wird der verschobene Teil derjenigen Laserlinie zugeordnet, dem sie am nächsten ist. Somit erfolgt eine Zuordnung zur „falschen“ Laserlinie und damit die Berechnung einer falschen Erosionsrate.

Bei einem mittleren Abstand der Laserlinien von 5 mm voneinander und einer Verschiebung von 0,125 mm pro 1 mm Erosionstiefe ergibt sich somit eine theoretisch maximal bestimmbare Erosionstiefe von 20 mm. In der Praxis zeigt sich jedoch, dass dieser Wert  $\approx 12$  mm beträgt.

2. Laserlinien dürfen „Calculation Area“ nicht verlassen

Beim Verschieben der Laserlinien durch den Erosionsvorgang dürfen diese die „Calculation Area“, d.h. die Fläche auf der die der Volumendifferenz bestimmt wird, nicht verlassen. Da keine Referenzlinie im System enthalten ist, wird das Verlassen der „Calculation Area“ durch eine Laserlinie nicht „bemerkt“ und es kommt ebenfalls zu falschen Ergebnissen.

3. Starke Trübung des erodierenden Fluids behindert die Bildauswertung

Bei Erosionsvorgängen, die durch eine starke Trübung des erodierenden Fluids geprägt sind (z.B. bei locker aufliegendem rezente Sedimentmaterial oder kohäsionslosen Partikel) bewirkt diese Trübung eine starke Streuung des Laserstrahls. Die Streuung führt in der Momentaufnahme zu einer Verringerung des Kontrastes, d.h. zu verstärktem „Rauschen“. Dies behindert die Auswertung.

4. Qualität und Kontrast der Momentaufnahmen

Die Güte der Ergebnisse hängt zu wesentlichen Teilen von der Qualität der Bilder ab, welche u.a. kamerabedingt ist.

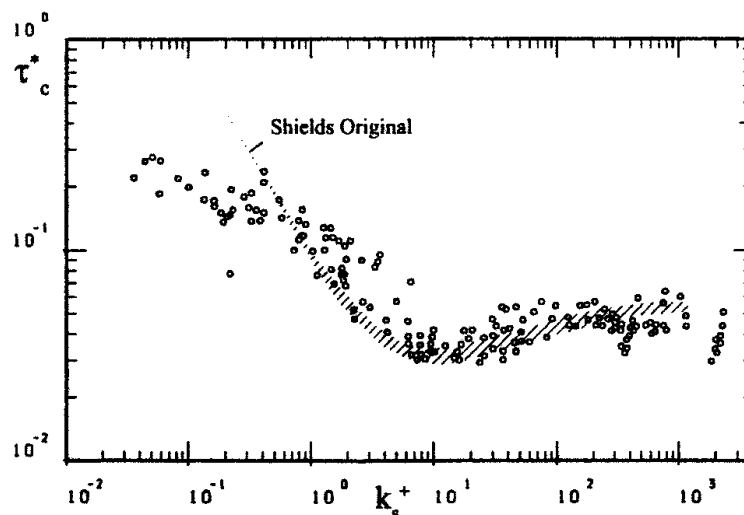


Für einen verbesserten Kontrast zwischen Laserlinie und Sediment in der Momentaufnahme kann ein stärkerer Laser sorgen, so dass hier durch Einsatz anderer Hardware noch Verbesserungsmöglichkeiten bestehen.

## 5.7 Einordnung mit kohäsionslosem Material

Bei einem System zur Bestimmung von Erosionsraten ungestörter natürlicher Sedimente, d.h. Sedimenten mit zumeist mit kohäsiven Eigenschaften, ist es für Referenzzwecke von Vorteil, Erosionsraten und den Erosionsbeginn (parametrisiert über die kritische Erosionsschubspannung  $\tau_{\text{krit.,e}}$ ) kohäsionslosen Materials zu untersuchen. Dieses ist in seinem Erosionsverhalten weit weniger komplex ist und zudem besteht durch viele Untersuchungen, die auf der Grundlagenarbeit von SHIELDS (1936) [92] fußen, eine verlässliche Datengrundlage die aus theoretischen Überlegungen und experimentellen Ergebnissen eine Prognose der zu erwartenden  $\tau_{\text{krit.,e}}$  ermöglicht.

SHIELDS (1936) [92] entwickelte eine dimensionslose Darstellung der Abhängigkeit von  $\tau_{\text{krit.,e}}$  und dem Durchmesser kohäsionslosen Kornmaterials auf Grundlage von Daten anderer Wissenschaftler und aus eigenen Untersuchungen. In dieser Darstellung sind alle Ergebnisse trotz unterschiedlicher Materialeigenschaften in einem Kurvenband zusammengefasst. Nach ZANKE (2001) [125] bildet das Kurvenband in etwa den Bereich zwischen schwacher Bewegung und allgemeiner Bewegung und wurde in den vergangenen Jahrzehnten durch weitere Messungen ergänzt (Abbildung 5.11).



**Abbildung 5.11:** Bewegungsbeginn nach SHIELDS (1936) [92], erweitert um Daten weiterer Autoren [125] ( $k_s^+$  äquivalent zu  $Re_d^*$ )

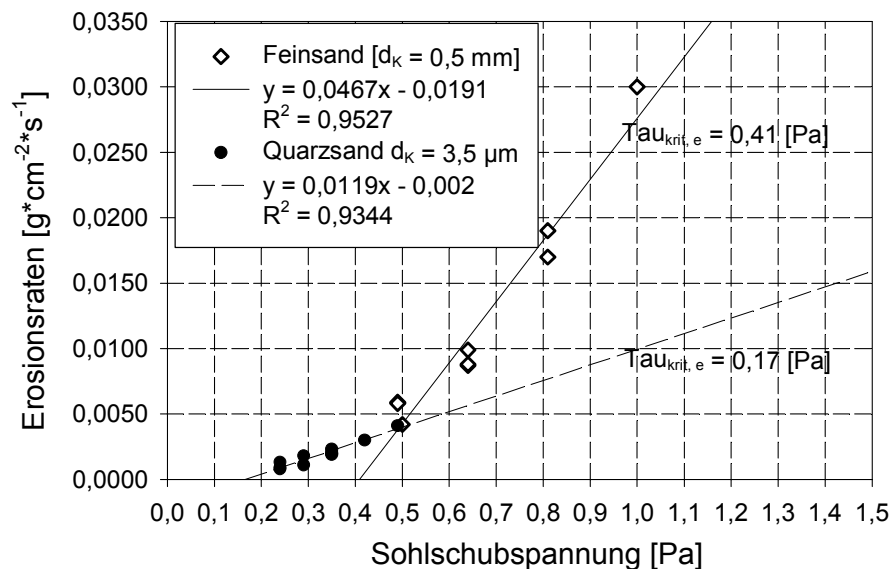
Diese belegen, wie in Abbildung 5.11 zu sehen, dass durchaus Streuungen der Werte von  $\tau_{\text{krit.,e}}$  außerhalb des von Shields entwickelte Kurvenbandes zu finden sind und insbesondere im Bereich ab einem  $d < 0,016$  mm es zu Abweichungen zwischen der Shields-Kurve und den Werten anderer Autoren kommt. Zurückzuführen ist dies darauf, dass z.B. Quarzsedimente im sehr feinen Bereich auch ohne bindige Bodenanteile kohäsive Eigenschaften zeigen.

Um die Erosionsratenergebnisse des SEDCIA-Systems anhand der Ergebnisse von Shields verifizieren und einordnen zu können, wurden Versuche mit zwei kohäsionslosen Materialien, Feinsand und Quarzmehl, durchgeführt. Die Ergebnisse sind in Tabelle 5.3 und Abbildung 5.12 dargestellt.

Die kritische Sohlschubspannung für den Bewegungsbeginn wurde bestimmt, als der Schnittpunkt der Ausgleichsgeraden des jeweiligen Materials mit der auf der Abszisse aufgetragenen Sohlschubspannung. Die zu den  $d_K$  gehörigen Sohlschubspannungen nach Shields wurden entsprechend der Vorgehensweise in Abbildung 5.7 bestimmt.

Material	$d_K$ (mm)	$u_{krit.}$ ( $m^2*s^{-2}$ ) (aus Abbildung 5.12)	$\tau_{krit.}$ (Pa) nach Shields	$\tau_{krit.}$ (Pa) SEDCIA	Differenz (Pa)
Feinsand	0,5	$2*10^{-4}$	0,53	0,41	0,12
Quarzmehl	0,0035	$< 4*10^{-5}$	$< 0,11$	0,17	$> 0,06$

**Tabelle 5.3:** Kritische Erosionsschubspannungen zweier kohäsionsloser Materialien – Vergleich Ergebnisse SEDCIA zu Shields



**Abbildung 5.12:** Erosionsraten zweier kohäsionsloser Materialien aufgetragen gegen die Sohlschubspannung

Die Ergebnisse verdeutlichen dabei folgende Punkte:

- (1) Bei beiden Materialien besteht eine hohe positive Korrelation zwischen Erosionsraten und Sohlschubspannung (Feinsand  $r^2 = 0,95$ ; Quarzmehl  $r^2 = 0,93$ )
- (2) Beide experimentell bestimmten kritischen Erosionsschubsspannungen liegen deutlich im Bereich der Werte nach Shields
- (3) Bei den Experimenten mit Quarzmehl machen sich beginnende kohäsive Eigenschaften auf Grund des sehr geringen Korndurchmessers von 0,003 mm bemerkbar

Die Versuche mit Feinsand, der deutlich kohäsionslose Materialeigenschaften auf Grund seines  $d_K$  von 0,5 mm aufweist, erbrachten eine Abweichung der  $\tau_{krit,e}$  zwischen SEDCIA und Shields von 0,16 Pa, welches eine prozentualen Abweichung von 22,6 % entspricht. Wie aus Abbildung 5.11 jedoch zu entnehmen ist, ist das Verhältnis von  $Re_{d^*}$  zu  $\tau_{krit}^*$  nicht absolut eindeutig, sondern es ist vielmehr als eine „Band“ anzusehen. Darüber hinaus ist in Abbildung 5.11 zu erkennen, dass Untersuchungen anderer Autoren [125], durchaus auch noch innerhalb dieser Bandbreite liegen. Abweichungen von 50 % können dabei verzeichnet werden.

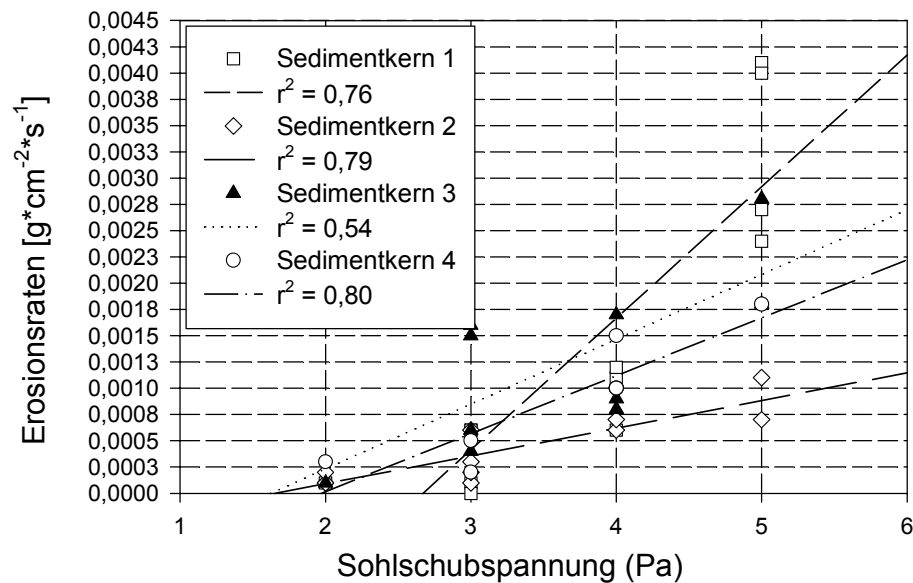
Im Bereich extrem kleiner Korndurchmesser ( $d < 0,016 \text{ mm}$ ) [103] weichen die experimentellen Werte sogar deutlich von denen nach Shields ab. Somit kann festgehalten werden, dass die mit dem SEDCIA-System ermittelten kritischen Sohlschubspannungen für den Erosionsbeginn kohäsionsloser Materialien sich in die Daten nach SHIELDS (1936) [92] und weiterer Autoren [68, 103, 122] einordnen lässt

Etwas anders, aber im Einklang mit den Ergebnissen von UNSÖLD (1984) [103] und ZANKE (2001) [125], verhält es sich mit den  $\tau_{\text{krit}}$  der Untersuchungen an sehr feinem Quarzmehl mit einer  $d_K$  von  $0,03 \text{ mm}$ . Hier ist der reale Unterschied zwischen den Daten nach SHIELDS (1936) [92] und denen mit SEDCIA gemachten zwar nicht so groß, wie beim Feinsand, jedoch wurde hier „nur“ mit dem kleinsten ablesbaren Wert für  $u_{\text{krit}}$  gearbeitet. Dieser ist einem  $d_K$  von  $1 \cdot 10^{-1} \text{ mm}$  zuzuordnen ist, so dass für eine  $d_K$  von  $0,03 \text{ mm}$  kleinerer Wert angesetzt werden müsste. Infolgedessen würde sich  $\tau_{\text{krit}}$  für den Bewegungsbeginn nach SHIELDS (1936) [92] weiter verringern und die Differenz zu dem Ergebnis durch SEDCIA vergrößern. Die Abweichung zwischen den experimentell mit SEDCIA bestimmten Werten und den Werten nach SHIELDS (1936) [92] lässt sich durch die beginnenden kohäsiven Eigenschaften erklären, die Quarzmehl auch ohne Anwesenheit bindiger Bodenteile entwickelt. Somit ist die gegenüber SHIELDS (1936) [92] größere  $\tau_{\text{krit}}$  plausibel.

## 5.8 Untersuchung des Einflusses physikalischer Parameter auf die Erosion von Gewässersedimenten

Eine ganze Anzahl von Arbeiten wurden bereits hinsichtlich des Einflusses der Sedimenteigenschaften auf die Erosionsstabilität, bzw. die Erosionsraten veröffentlicht, u.a. [65], [14] und [41], wobei folgende Parameter als Haupteinflussfaktoren identifiziert worden sind: Lagerungsdichte, Temperatur, Korndurchmesser, Gehalt an organischem Kohlenstoff, Gasvolumen im Sediment, Salinität und Konsolidierungszeit. Da eine Untersuchung aller bereits bekannten Einflussfaktoren den Rahmen dieser Arbeit überschreiten würde, findet im Folgenden eine Beschränkung auf (1) die Lagerungsdichte, als einer der in der Literatur am häufigsten genannten Einflussfaktoren, (2) die Temperatur, die sich aus eigenen Erfahrungen heraus als nicht zu vernachlässigende Größe erwiesen hat und (3) den Parameter Turbulenz, dessen Wirkung auf Grund von SEDCIA verlässlich zu klären ist, statt. Weiterhin stellt das um SEDCIA erweiterte SETEG-System (Kapitel 4) zum einen die Möglichkeit bereit, ungestörte natürliche Sedimente zu untersuchen und zum anderen den bisher weitestgehend vernachlässigten Parameter „Zeit“ näher zu betrachten. Bisherige Untersuchungen beschränken sich zumeist auf den Einfluss verschiedener Sedimentparameter auf die Erosionsstabilität bei Sohlschubspannungen im Bereich  $1 \text{ Pa}$  und deutlich darunter ( $< 0,1 \text{ Pa}$ ). Nur wenig Augenmerk wurde bisher auf das Erosionsverhalten bei höheren Sohlschubspannungen gelegt. Auf Grund der dominierenden Rolle von hydrologischen Extremereignissen bei der Remobilisierung kontaminierter Feinsedimente soll deshalb der Schwerpunkt in dieser Arbeit auf die Erosionsstabilität bei Sohlschubspannungen von  $1$  bis  $7 \text{ Pa}$  gelegt und somit natur- und praxisnahe Ergebnisse für (kontaminierte) konsolidierte (Alt-)Sedimente bereitgestellt werden.

Entsprechend den in Kapitel 4 bereits ausgeführten Erläuterungen hinsichtlich der Notwendigkeit einer exakten Bestimmung der Erosionsraten von Gewässersedimenten für verschiedene Fragestellungen, soll im Folgenden die beschriebene Methodik dazu benutzt werden, die Abhängigkeit der Erosionsraten von den verschiedenen physikalischen sediment- und strömungsbedingten Parametern näher zu untersuchen.



**Abbildung 5.13:** Erosionsraten homogenisierter Rheinsedimente in Abhängigkeit von der angelegten Sohlschubspannung

Abbildung 5.13 zeigt den bekannten Zusammenhang, dass eine Steigerung der angelegten Sohlschubspannung im Allgemeinen zu einer Erhöhung der Erosionsraten des Sediments führt. Hierbei wird jedoch offensichtlich, dass in Abhängigkeit vom Sedimentkern, die Steigerungen der Erosionsraten deutlich unterschiedlich ausfallen können, d.h. die Erosionsstabilitäten der Sedimentkerne 1 bis 4 unterscheiden sich maßgeblich.

In Kapitel 5.8.1 ff. wurden für die Untersuchungen natürliche Rheinsedimente verwendet, die zum Zwecke gleicher und gut zu definierender Eigenschaften manuell homogenisiert wurden. Die Untersuchung natürlicher ungestörter Sedimentkerne erfolgt in Kapitel 5.8.2.

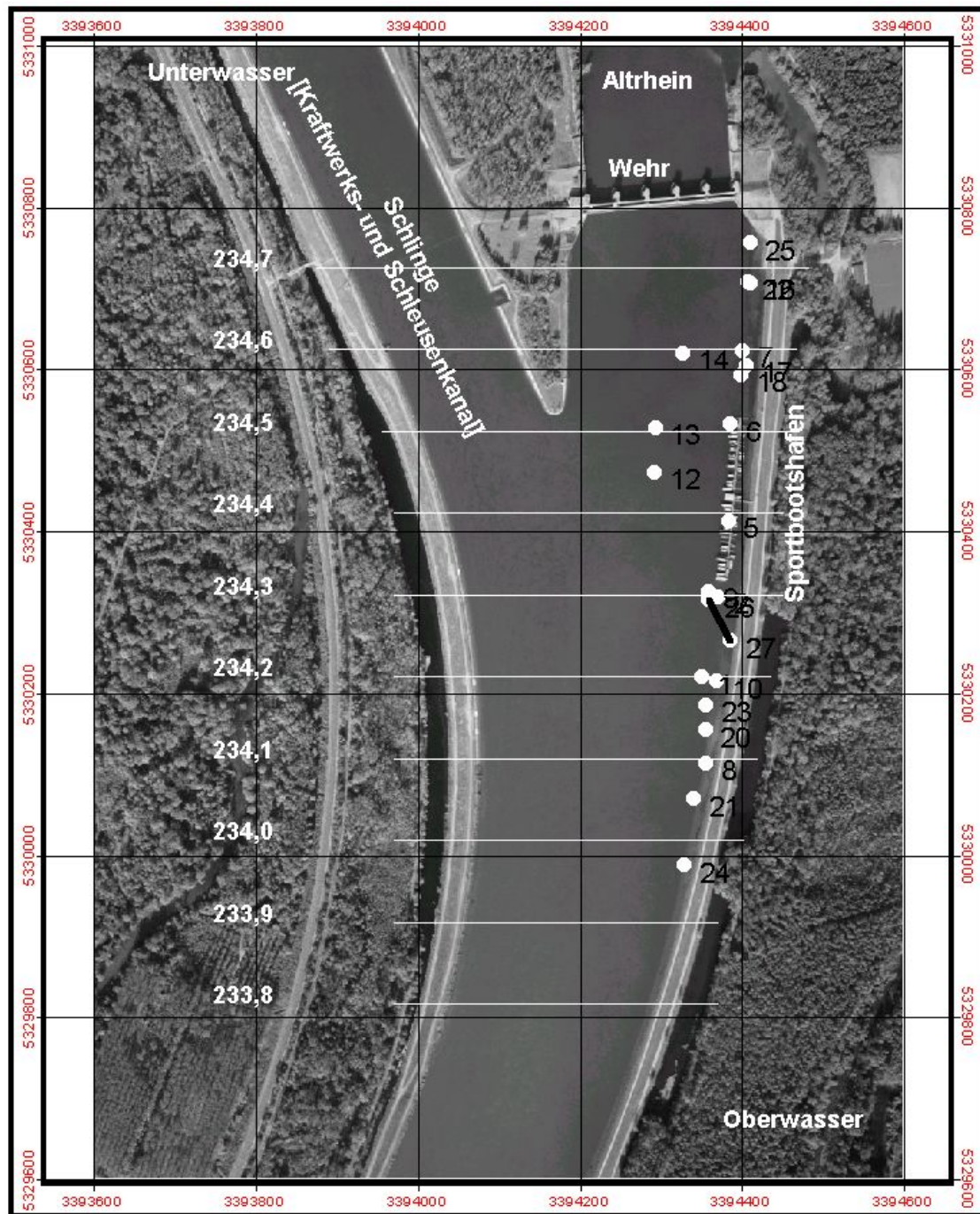
### 5.8.1 Probenahme

Die für die weiteren Untersuchungen benötigten natürlichen, ungestörten sowie homogenisierten Sedimentproben wurden während dreier Probenahmen aus der Stauhaltung Marckolsheim entnommen. Diese erfolgten am 06.03.01 / 07.03.2001 und 15.8.2001 mit logistischer Unterstützung der Landesanstalt für Umweltschutz (LfU) Karlsruhe, und der Bundesanstalt für Gewässerkunde, Koblenz. Hierbei wurden die in Abbildung 5.14 eingezeichneten Probenahmepunkte wie folgt beprobt:

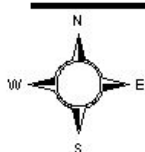
- An allen Probenahmepunkten wurden jeweils mindestens 2 Parallelkerne und Sedimente in Form von Greiferproben entnommen
- Bei Probenahmepunkten 12 bis 14 wurde der *in situ* Druck entsprechend der vorliegenden Wassersäule bis zur experimentellen Untersuchung gehalten

Die Stauhaltung Marckolsheim bietet in zweierlei Hinsicht bessere Möglichkeiten der Dateninterpretation im Vergleich zu den übrigen untersuchten Stauhaltungen und wurde aus diesem Grunde auch als Fallstudie in Kapitel 8 eingesetzt. Erstens liegen hier die größte Anzahl an Probenahmepunkten vor und zweitens konnte durch Tauchereinsatz zwischen Rheinkilometer 234,4 und 234,6 die Grundgesamtheit der Daten um Probenahmepunkte (Probenahmepunkte 12, 13 und 14) deutlich in der Strommitte erweitert werden.

In den übrigen beprobten Stauhaltungen am Oberrhein (Gerstheim, Strasbourg, Gamsheim und Iffezheim) wurde entsprechend vorgegangen. Luftbildaufnahmen und Probenahme­punkte sind in Anlagen 2 ff. dargestellt.



**Stauhaltung Marckolsheim  
- Luftbild -**



0 50 100 150 200 250 300 Meters

○ Probenahmepunkte

Quelle: Sohlpeilungen und Luftbilder: Wasser- und Schifffahrtsamt, Freiburg

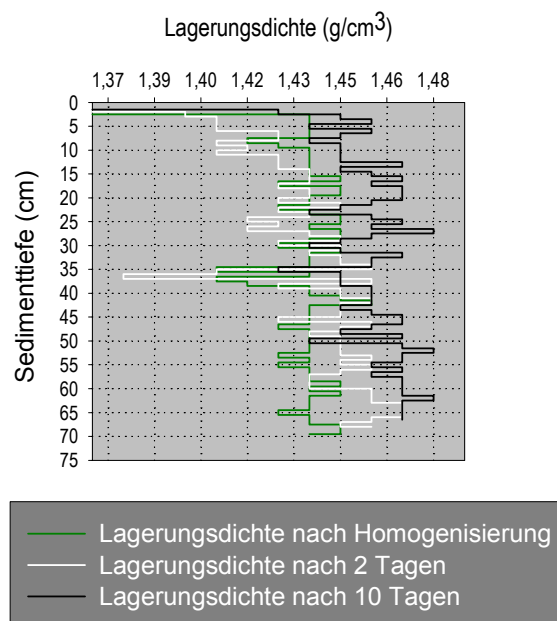
**Abbildung 5.14:** Luftbild mit Probenahmepunkten; Stauhaltung Marckolsheim

## 5.8.2 Homogenisiertes natürliches Sediment

### 5.8.2.1 Probenmaterialerstellung

Um Abhängigkeiten zwischen verschiedenen Parametern und der Erosionsstabilität bzw. den Erosionsraten untersuchen zu können, wurde mit homogenisierten natürlichen Sedimenten (entnommen aus der Stauhaltung Marckolsheim am Oberrhein) gearbeitet. Durch die Homogenisierung werden die bei natürlichem Sediment in der Fläche und der Tiefe auftretenden Heterogenitäten der Material- und Erosionseigenschaften ausgeschaltet. Zudem werden über lange Zeitskalen abgelaufene mechanische und biogeochemische Konsolidierungsprozesse aufgelöst, so dass die Veränderungen der Sedimenteigenschaften nach der Homogenisierung ausschließlich anhand der Lagerungsdichte gut beschrieben und beobachtet werden können.

Aus der Homogenisierung des Sediments ergibt sich, dass die Lagerungsdichte des resultierenden Sedimentkerns im Wesentlichen nur noch eine Funktion des sich einstellenden Korngrößengemisches und des Wassergehaltes ist, der sich mit zunehmender Konsolidierungszeit verringert. Nach der Homogenisierung kommt es durch das Eigengewicht des Sediments und in Abhängigkeit der Korngrößenzusammensetzung zu einer Erhöhung der Lagerungsdichte. Diese Veränderung der Lagerungsdichte wird in Abbildung 5.15 deutlich, in der die Lagerungsdichte eines homogenisierten Sedimentkerns nach 2 und 10 Tagen dargestellt ist. Es zeigt sich, dass es (1) zu einer „Verkürzung“ des Sedimentkerns um ca. 4 cm auf Grund des Eigengewichts und der daraus resultierenden Konsolidierung kommt und (2) vereinheitlicht sich in diesem Fall die Lagerungsdichte über die Tiefe, welches aber nicht immer zwangsläufig passieren muss. Zu der durch Konsolidierung ausgelösten Erhöhung der Lagerungsdichte kommt noch der stark stabilisierend wirkende Effekt der Kohäsion bei Korngrößen im Bereich der Ton-Fraktion, d.h. bei Korngrößen unter  $2\ \mu\text{m}$  hinzu. Die Konsolidierung wird durch das Austreiben des Porenwassers aus den unteren Sedimenttiefen nach oben durch das Gewicht der darüberliegenden Sedimentschichten bewirkt.



**Abbildung 5.15:** Veränderung der Lagerungsdichte homogenisierten Rheinsediments nach 2 und 10 Tagen Konsolidierung

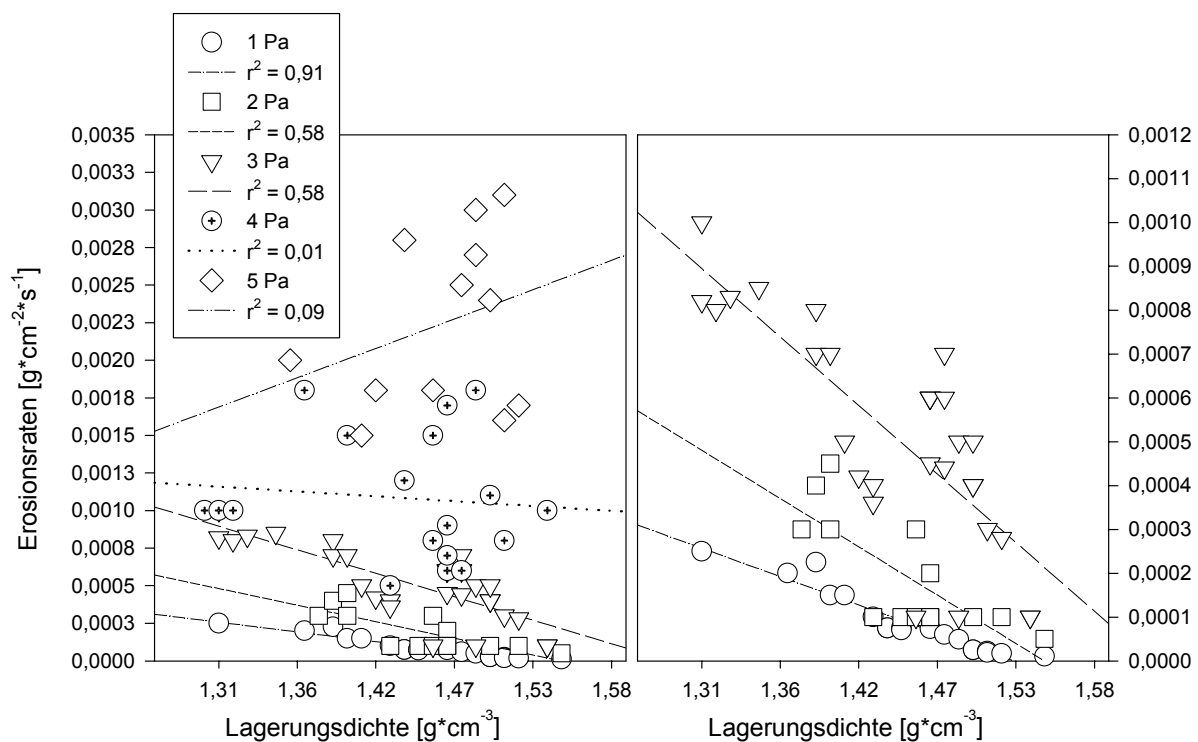
Da die homogenisierten Sedimentkerne bei Dunkelheit und 5 °C gelagert werden, wird von einer nahezu vollständigen Unterdrückung biologischer Aktivität ausgegangen. Somit ist sowohl der Einfluss biogener Gasbildung (destabilisierend) als auch die stabilisierend wirkende biogene Bildung von extrazellulären polymeren Substanzen (EPS) weitestgehend ausgeschaltet. Unterschiedliche Lagerungsdichten für die Untersuchungen des Einflusses der Lagerungsdichte auf die Erosionsstabilität wurden daher durch verschieden lange Konsolidierungszeiten erzeugt.

Für spezielle Untersuchungen, z.B. Einfluss der Temperatur, notwendige weitergehende Behandlungen des homogenisierten Sediments und spezielle Vorgehensweisen werden im jeweiligen Kapitel behandelt.

### 5.8.2.2 Lagerungsdichten

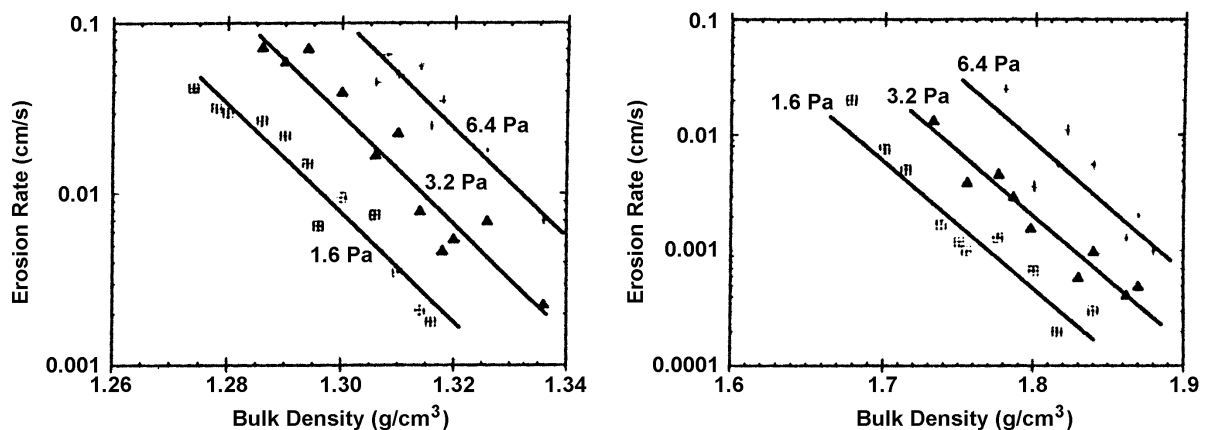
Die Lagerungsdichte, als ein verlässlich und insbesondere zerstörungsfrei zu bestimmender Wert (Kapitel 4.4), gilt in der Literatur als ein wesentlicher Parameter, wenn es darum geht, die Erosionsstabilität von Sedimenten abzuschätzen.

Hierbei kommt zum Tragen, dass die Lagerungsdichte deutlich eine Funktion weiterer Sedimentparameter wie mittlerer Korngröße, Mineralogie, Gasvolumen und Konsolidierungszeit ist [65], d.h. gleich mehrere Variablen der Erosionsstabilität in einem Wert vereint. Wie in Kapitel 3.2 ausgeführt wurde, besteht in der Abhängigkeit der Lagerungsdichte von mehreren anderen Parametern jedoch auch der Grund warum es keinen deutlichen Zusammenhang zwischen Lagerungsdichte und Erosionsraten bzw. Erosionsstabilität bei natürlichen ungestörten Sedimentkernen gibt.



**Abbildung 5.16:** Erosionsraten manuell homogenisierter Rheinsedimente in Abhängigkeit von der Lagerungsdichte und den angelegten Sohlschubspannungen

In Abbildung 5.16 sind die erzielten Erosionsraten in Abhängigkeit von der Lagerungsdichte, mit Werten zwischen  $1,31 \text{ g}\cdot\text{cm}^{-3}$  und  $1,55 \text{ g}\cdot\text{cm}^{-3}$ , und bei Sohlschubspannungen von 1 Pa bis 5 Pa dargestellt. Maximale Erosionsraten von  $0,0032 \text{ g}\cdot\text{cm}^{-3}\cdot\text{s}^{-1}$  ergeben sich bei einer Sohlschubspannung von 5 Pa, minimale Raten von  $<0,0001 \text{ g}\cdot\text{cm}^{-3}\cdot\text{s}^{-1}$  weisen Sohlschubspannungen von 1 bis 3 Pa auf. Die Veränderung der Erosionsraten mit steigender Lagerungsdichte und die Unterschiede diesbezüglich bei verschiedenen Sohlschubspannungen ist deutlich. Es zeigt sich, dass es bis zu einer Sohlschubspannung von 3 Pa zu einer Abnahme der Erosionsraten mit zunehmender Lagerungsdichte kommt. Bei einer angelegten Sohlschubspannung von 1 Pa kommt es zwischen den Erosionsraten von  $0,001 \text{ g}\cdot\text{cm}^{-3}\cdot\text{s}^{-1}$  bei einer Lagerungsdichte von  $1,31 \text{ g}\cdot\text{cm}^{-3}$  und  $0,0001 \text{ g}\cdot\text{cm}^{-3}\cdot\text{s}^{-1}$  bei einer Lagerungsdichte von  $1,54 \text{ g}\cdot\text{cm}^{-3}$  zu einer Abnahme der Erosionsraten von einer Zehnerpotenz, die sich deutlich in einem  $r^2$  von 0,91 manifestiert. Bei Sohlschubspannungen von 2 und 3 Pa ist ein  $r^2$  von 0,58 festzustellen. Eine Reduzierung der Erosionsraten um eine Zehnerpotenz tritt bei Sohlschubspannungen von 1 und 2 Pa nicht auf, jedoch fallen auch hier die Raten um deutlich mehr als die Hälfte. Über 3 Pa ist keine Korrelation mehr zwischen der Lagerungsdichte und den angelegten Sohlschubspannungen nachzuweisen. Anhand von Abbildung 5.16 A zeigt sich aber auch schon bei Sohlschubspannungen von 1 bis 3 Pa, dass sich die vorhandene negative Korrelation mit zunehmender Sohlschubspannung verringert.



**Abbildung 5.17:** Erosionsraten als eine Funktion der Lagerungsdichte und verschiedener Sohlschubspannungen von homogenisierten natürlichen Sedimenten – Fox River in Wisconsin/USA und Santa Barbara Slough/USA  
(aus: JEPSEN & ROBERTS (1997) [41])

Diese Ergebnisse decken sich in Teilen mit denen ähnlicher Vorgehensweisen von LICK & MCNEIL (2001) [65] und MCNEIL & TAYLOR et al. (1996) [70]. Wie aus Abbildung 5.17 zu entnehmen ist, zeigen sich jedoch auch wesentliche Unterschiede. Die Gemeinsamkeit besteht darin, dass ebenso wie bei JEPSEN & ROBERTS (1997) [41] in dieser Arbeit eine Abnahme der Erosionsraten unter gleichen Sohlschubspannungen bei zunehmenden Lagerungsdichten nachgewiesen wurde. Jedoch trifft dieser Zusammenhang hier nur für Sohlschubspannungen bis 3 Pa zu, wohingegen JEPSEN & ROBERTS (1997) [41] dies auch noch bei Sohlschubspannungen bis 6,4 Pa fanden.

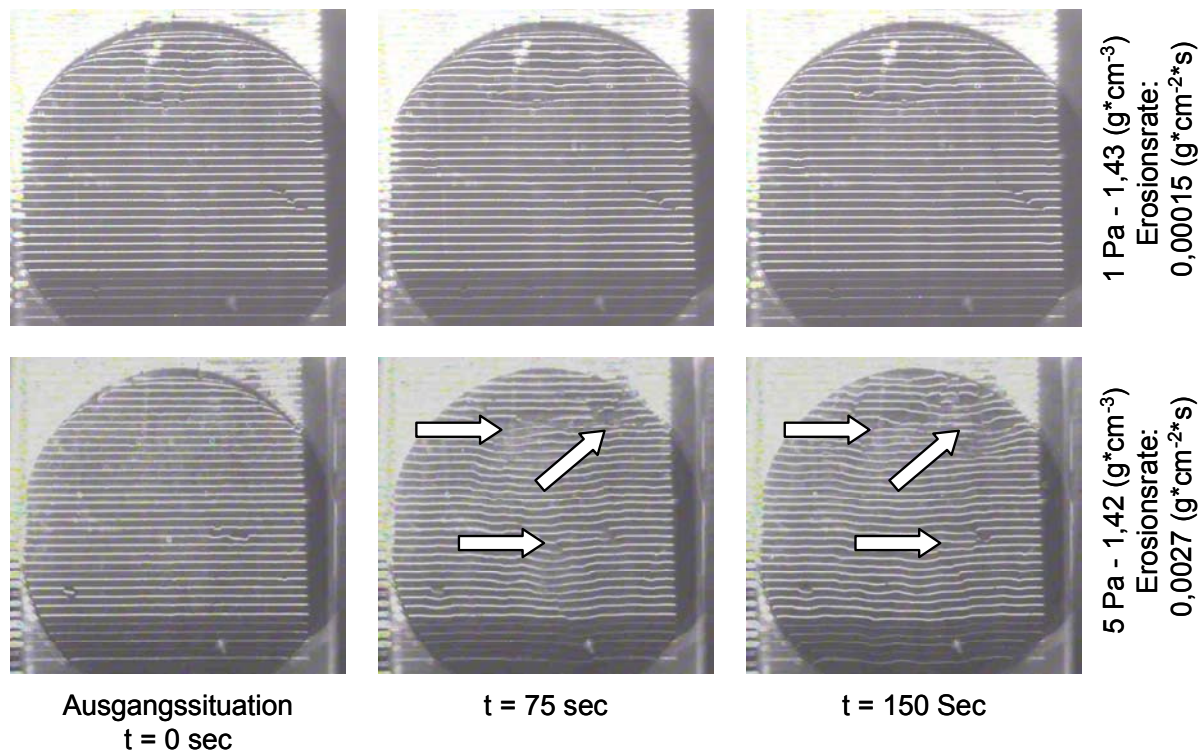
Zudem ist sowohl bei JEPSEN & ROBERTS (1997) [41] als auch bei LICK & MCNEIL (2001) [65] die Abnahme der Erosionsraten mit zunehmender Lagerungsdichte unabhängig von der angelegten Sohlschubspannung und dem Probenahmeort immer gleich, so dass sie durch Formel 3.1 approximiert werden kann. Dies wird in der vorliegenden Arbeit nicht bestätigt.



In den hier vorgestellten Ergebnissen zeigt sich ab einer Sohlschubspannung von 4 Pa, dass es zu keinerlei Korrelation mehr zwischen der Lagerungsdichte und den Erosionsraten kommt. Daher und auf Grund der Beobachtungen während der Experimente kann für die Ergebnisse aus Abbildung 5.16 folgende Erklärung gegeben werden. Geringere Sohlschubspannungen bis zu 3 Pa und insbesondere unter 1 Pa wirken im Wesentlichen erosiv ausschließlich auf feine, gering bis gar nicht aggregierte und konsolidierte Partikel, wie sie in der vorliegenden Untersuchung bei homogenisierten Sedimenten durch Lagerungsdichten unter  $1,4 \text{ g}\cdot\text{cm}^{-3}$  charakterisiert werden. Bei höheren Lagerungsdichten und mithin stärker konsolidierten und aggregierten Sedimenten nehmen die Erosionsraten ab, da hier gering bis gar nicht aggregierte und konsolidierte Sedimente nur in geringem Maße vorhanden sind und die kritischen Sohlschubspannungen daher höher liegen.

Bei Sohlschubspannungen ab 3 Pa ist die einsetzende Art der Erosion nicht mehr ausschließlich auf Partikelerosion beschränkt, sondern es kommt deutlich zum Abtrag zusammenhängender Partikelverbände, wie es bereits PARTHENIADES (1965) [79] beschrieben hat. Das Herauslösen ganzer Partikelverbände verschiedener Größe und Gestalt und den sich daraus ergebenden Deformationen der Oberfläche beschleunigt die weitere Erosion des Sedimentkörpers durch die sich in den Eintiefungen bildenden Wirbel. Hierdurch erfolgt die Erosion nicht mehr gleichmäßig auf der gesamten Sedimentoberfläche, sondern nicht mehr vorhersagbar und findet in Abbildung 5.16 Ausdruck in den keinerlei Korrelation mehr anzeigenden  $r^2$  von 0,01 und 0,09 bei Sohlschubspannungen von 4 und 5 Pa.

Abbildung 5.18 zeigt exemplarisch für ähnliche Lagerungsdichten ( $1,42$  bzw.  $1,43 \text{ g}\cdot\text{cm}^{-3}$ ) die Veränderung der Sedimentoberfläche durch Erosion bei einer angelegten Sohlschubspannung von 1 Pa bzw. 5 Pa. Deutlich werden dabei die oben beschriebenen unterschiedlichen Formen der Erosion – Korn- und Massenerosion. In der zu 1 Pa gehörenden Bildserie, bei der mit bloßem Auge keine Veränderung der Laserlinie zwischen  $t = 0$  und  $t = 150 \text{ sec}$  beobachtet werden kann, erfolgte eine über die gesamte Sedimentoberfläche gleichmäßige Erosion einzelner Partikel, die sich in Form einer dünnen „Sedimentfahne“ zeigte. Im Gegensatz dazu zeigt die zur angelegten Sohlschubspannung von 5 Pa gehörende Bildserie klar erkennbare Erosion in fast allen Bereichen der Sedimentoberfläche. Die Erosion erfolgt dabei nicht in Form einzelner Partikel (Kornerosion), sondern es kommt lokal zum Herauslösen ganzer Partikelverbände (Massenerosion). Die sich in Folge der entstehenden Vertiefungen bildenden Wirbel bewirken eine Verstärkung der Erosion und das Herauslösen weiterer größerer Verbände. Mengenmäßig schlägt sich dies erwartungsgemäß auch in den resultierenden Erosionsraten von  $0,00015 \text{ g}\cdot\text{cm}^{-3}\cdot\text{s}^{-1}$  bei einer Sohlschubspannung von 1 Pa und  $0,0027 \text{ g}\cdot\text{cm}^{-3}\cdot\text{s}^{-1}$  bei 5 Pa nieder. Die Erosionsraten in Abhängigkeit von der Zeit nach Start des Experiments (Tabelle 5.4) zeigen zudem bei einer Sohlschubspannung von 1 Pa einen deutlich gleichmäßigeren Verlauf, d.h. es wird eine im Wesentlichen konstante Erosionsrate gehalten. Die nicht gleichmäßige, sondern in den Erosionsraten schwankend verlaufende Erosion bei 5 Pa wird ebenso durch die Ergebnisse in Tabelle 5.4 belegt. Die in unregelmäßigen zeitlichen Abständen erodierenden Partikelverbände manifestieren sich in den stark schwankenden Erosionsraten von  $0,0008$  bis  $0,0035 \text{ g}\cdot\text{cm}^{-3}\cdot\text{s}^{-1}$ .



**Abbildung 5.18:** Veränderung der Sedimentoberfläche durch Erosion (weiße Pfeile) bei 1 Pa und 5 Pa Sohlschubspannung in Abhängigkeit von der Zeit

Zeit t (sec) nach Beginn des Versuches	Erosionsrate	
	1 Pa	5 Pa
5	0,00009	0,0008
10	0,00013	0,0018
15	0,00015	0,0026
20	0,00012	0,0009
25	0,00014	0,0035
30	0,00016	0,0008

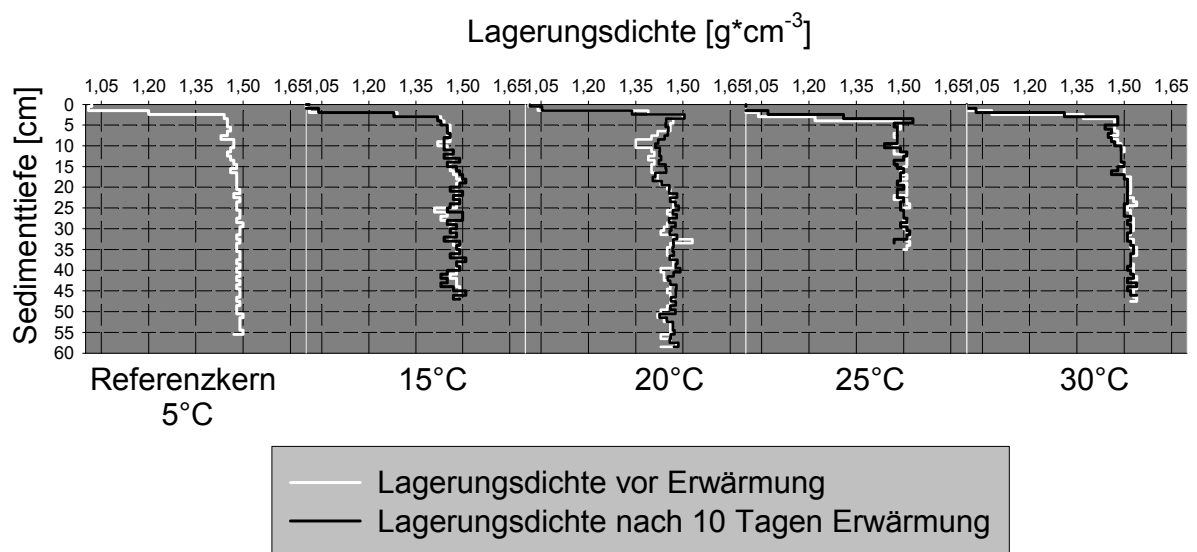
**Tabelle 5.4:** Erosionsraten homogenisierten Rheinsediments in Abhängigkeit von der Zeit nach Beginn des Experiments bei 1 Pa und 5 Pa Sohlschubspannung

### 5.8.2.3 Temperatur

Für die Untersuchung des Einflusses der Temperatur auf die Erosionsstabilität wurde Sediment aus der Stauhaltung Marckolsheim manuell homogenisiert und 14 Tage bei 5 °C in Dunkelheit gelagert. Wie Abbildung 5.19 zu entnehmen, sind nach dieser Zeit, hinsichtlich der Lagerungsdichte, in allen Sedimentkernen weitestgehend gleiche Ausgangsbedingungen erreicht. Es kann, auf Grund der niedrigen Temperatur (während der Konsolidierungsphase) und der Dunkelheit (während aller Versuche), davon ausgegangen werden, dass biologische Einflussfaktoren auf die Erosionsstabilität unterdrückt werden. Danach erfolgte, ebenfalls bei Dunkelheit und 5 °C Raumtemperatur, in einem Wasserbad die Erwärmung auf die jeweilige Zieltemperatur, die sich nach ca. 1 Tag im gesamten Sedimentkörper eingestellt hatte.

Die Bestimmung der Erosionsraten bei unterschiedlichen Sohlschubspannungen geschah dann nach weiteren 10 Tagen, in denen das Sediment bei entsprechender konstanter Temperatur gehalten wurde.

Die in Abbildung 5.20 dargestellten Werte ergaben sich wie folgt: Jede Sohlschubspannung wurde mindestens 10 Mal in verschiedenen Sedimenttiefen angelegt und die zugehörige Erosionsrate ermittelt. Die geplotteten Erosionsraten sind Mittelwerte aus diesen jeweils mindestens 10 Messungen. Durch 10 Messungen kann von einer genügend großen Grundgesamtheit ausgegangen werden. Die festgestellten Erosionsraten werden danach in Vergleich gestellt zu einem Referenzkern, der abgesehen von der Erwärmung, die gleiche Behandlung erfahren hat, wie die übrigen Kerne.



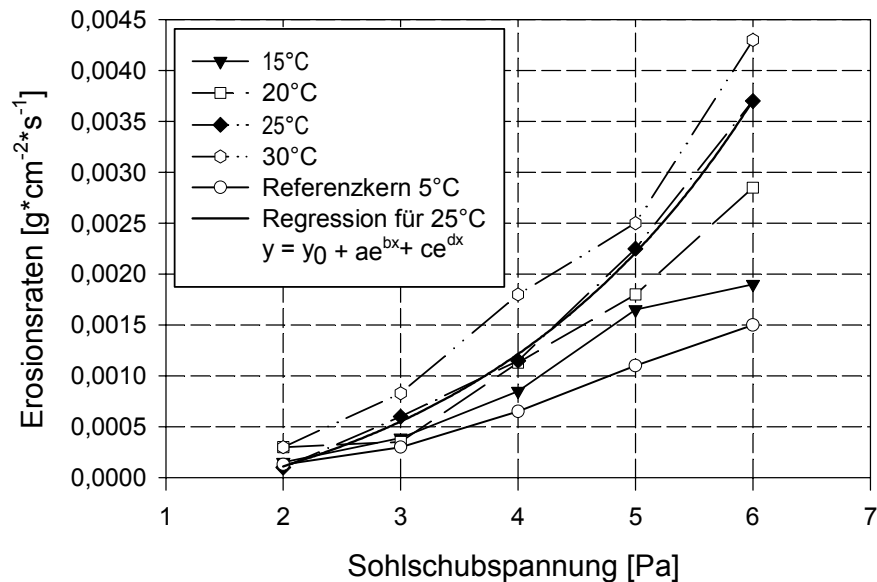
**Abbildung 5.19:** Lagerungsdichten homogenisierter Rheinsedimente (Stauhaltung Marckolsheim) vor und 10 Tage nach Erwärmung auf 15 °C, 25 °C und 30 °C

In Abbildung 5.19 sind die Lagerungsdichten der homogenisierten Sedimentkerne vor und nach der Erwärmung auf die Zieltemperatur sowie die des Referenzkerns dargestellt. Es zeigt sich, dass sich die Lagerungsdichten durch die Erwärmung nur unwesentlich und nicht signifikant verändert haben (Tabelle 5.5). Lediglich die Sedimentkerne, die auf 25 °C bzw. 30 °C erwärmt wurden, erfuhren eine Verkürzung um wenige Zentimeter, welches auf noch geringfügig vorhandene Konsolidierungsprozesse zurückgeführt wird.

	Temperatur			
	15 °C	20 °C	25 °C	30 °C
Maximale Zunahme [g*cm <sup>-3</sup> ]	0,07	0,08	0,04	0,00
Maximale Abnahme [g*cm <sup>-3</sup> ]	0,05	0,06	0,05	0,03

**Tabelle 5.5:** Maximale Veränderungen der Lagerungsdichte homogenisierter Sedimentkerne (Stauhaltung Marckolsheim) nach der Erwärmung auf 15 °C, 20 °C, 25 °C und 30 °C gegenüber Ausgangszustand bei 5 °C.

Im Gegensatz zu den Lagerungsdichten zeigen die Erosionsraten deutliche Unterschiede in Abhängigkeit von der Temperatur (Abbildung 5.20). Dieses erste und ganz allgemeine Ergebnis steht in Einklang zu Untersuchungen von KELLY & GULARTE (1981) [45] und ZREIK & KRISHNAPPAN et al. (1998) [126], die ebenfalls eine Beeinflussung der Erosionsstabilität und folglich der Erosionsraten nachweisen konnten. Allgemein wird von einer Zunahme der Erosionsraten mit zunehmender Temperatur ausgegangen, d.h. einer negativen Beeinflussung der Erosionsstabilität bei steigenden Sedimenttemperaturen.



**Abbildung 5.20:** Erosionsraten homogenisierten Rheinsediments an stets der gleichen Sedimentprobe unter verschiedenen Sohlschubspannungen in Abhängigkeit von der Temperatur des Sediments

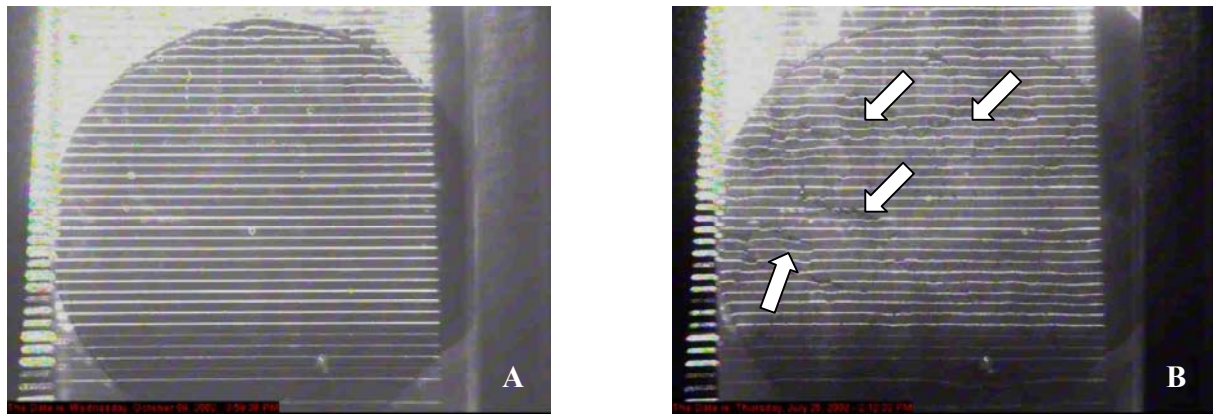
Diese thermische Beeinflussung der Erosionsstabilität wird im Wesentlichen auf zwei Faktoren zurückgeführt:

- (1) auf das Herabsetzung der interpartikulären Bindungskräfte durch die einwirkende thermische Energie

und

- (2) durch vermehrte Gasbildung in Folge von Anregung der mikrobiellen Biomasse.

Die austretenden Gase zerstören die Sedimentoberfläche und nehmen somit Einfluss auf die Erosionsstabilität. Um den Einfluss der biogenen Gasbildung ohne Einsatz chemischer Mittel weitestgehend zu unterbinden, wurden die Versuche unter Ausschluss von Licht durchgeführt. Gasbildung konnte daher weder visuell von außen festgestellt werden, noch während der Experimente im Tiefenprofil des Sedimentkerns. Die ungestörten homogenen Sedimentflächen werden durch die Abbildungen 5.22 A und B belegt.



**Abbildung 5.21:** Gegenüberstellung ungestörter (a und b) und durch Gasblasenbildung gestörter Sedimentoberfläche [a: Sedimentkern nach Erwärmung auf 30 °C (10 Tage); B: ungestörter natürlicher Sedimentkern (Probenahmepunkt 17) aus der Stauhaltung Marckolsheim]

In Abbildung 5.21 A sind anhand der deutlich parallel und waagrecht verlaufenden Laserlinien die ungestörten Sedimentflächen eines auf 30 °C erwärmten Sedimentkerns zu erkennen. Zum Vergleich in Abbildung 5.21 B eine durch entweichende Gasblasen gestörte Sedimentoberfläche eines nicht homogenisierten natürlichen Sedimentkerns aus der Stauhaltung Marckolsheim. Anhand der markierten Bereiche sind deutlich die Störungen der Sedimentoberfläche in Form der unterbrochenen und versetzt verlaufenden Laserlinien zu erkennen. Die bei Sedimentkernen, die auf 30°C erwärmt wurden, auf den geschnittenen Sedimentkernoberflächen ungestört und parallel verlaufenden Laserlinien zeigen somit, dass die Beeinflussung der Erosionsstabilität durch biogene Gasbildung zu vernachlässigen ist. Unterschiede in den Erosionsraten werden daher auf eine Änderung der interpartikulären Bindungskräfte zurückgeführt werden können.

Es treten nicht bei allen angelegten Sohlschubspannungen die Unterschiede in den Erosionsraten in Abhängigkeit von der Temperatur gleichdeutlich zu Tage, wobei eine Tendenz zu voneinander abgrenzbaren Erosionsraten mit steigender Sohlschubspannung auszumachen ist. Bei allen Temperaturen kommt es zu einer Destabilisierung des Sediments und folglich zu einer Steigerung der Erosionsraten. Lediglich für 2 Pa und 25 °C kommt es zu einer Abnahme der Erosionsrate gegenüber dem Referenzkern, wofür keine Erklärung gefunden werden konnte. Über alle Daten hinweg entstehen jedoch erhebliche Steigerungen bis zu rund 187 % gegenüber den Erosionsraten des Referenzkerns im Falle von 30°C und 6 Pa Schubspannung (Tabelle 5.6). Die bei einer Temperatur von 15 °C, 20 °C und 25 °C getesteten Sedimentkerne verzeichnen ebenso deutliche Steigerungen zwischen 15 und 130 %.

Sohlschubspannung	15°C	20°C	25°C	30°C
	Veränderung in % gegenüber Referenzkern			
2	15	131	-23	131
3	30	17	100	177
4	31	74	77	177
5	50	64	105	127
6	27	90	131	187

**Tabelle 5.6:** Veränderung der Erosionsrate homogenisierten Rheinsediments in Abhängigkeit von Temperatur (nach 10-tätiger Erwärmung) und Sohlschubspannung gegenüber einem Referenzkern (5 °C).

Dies legt die Vermutung einer durch eine Exponentialfunktion zu beschreibende Zunahme der Erosionsraten nahe und wird bestätigt durch die Ergebnisse in Tabelle 5.7. Hierin sind die Parameter wiedergegeben, nach denen eine Exponentialfunktion der Form

$$y = y_0 + ae^{bx} + ce^{dx} \quad (5.10)$$

an den Verlauf der gemessenen Erosionsraten angepasst werden kann. Auf Grund des stetigen jedoch nicht steil verlaufenden Anstiegs der Erosionsraten kann eine Exponentialfunktion (5.12) mit 5 Variablen am besten den Verlauf wiedergeben. Tabelle 5.7 und Abbildung 5.23 (exemplarische Darstellung einer Regressionskurve anhand des Temperaturversuches bei 25 °C) belegen dies durch Regressionskoeffizient  $r^2$  von  $> 0,95$ .

Parameter	15 °C	20 °C	25 °C	30 °C
a	1,76E-03	2,00E-04	5,94E-05	3,38E-06
b	9,32E-02	3,90E-01	4,32E-01	9,92E-01
c	1,74E-03	1,25E-04	3,30E-04	2,47E-03
d	9,32E-02	3,90E-01	4,02E-01	1,48E-01
y0	-4,14E-03	-5,06E-04	-7,66E-04	-3,03E-03
$r^2$	0,96	0,98	0,99	0,98

**Tabelle 5.7:** Parameter zur Approximierung der Erosionsraten aus Abbildung 5.23 durch die Exponentialfunktion der Form  $y = y_0 + ae^{bx} + ce^{dx}$

Somit ist belegt, dass die Temperatur einen nicht zu vernachlässigenden Einfluss auf die Erosionsstabilität nimmt. Dieser Umstand gewinnt umso mehr an Gewicht, wenn man die Temperaturschwankungen z.B. des Rheins betrachtet. LARTIGES & DENEUX-MUSTIN et al. (2001) [57] zeigen diesbezüglich in einer Zeitreihe zwischen dem 31.01.1996 bis zum 17.06.1997 maximale Temperaturunterschiede von 17,3 °C (Min: 3,8°C; Max: 21,1 °C) auf. Wenn sich auch die Wassertemperatur nur endlich über die Sedimenttiefe ausdehnt, so belegen die Wassertemperaturen in Verbindung mit den obigen Ergebnissen doch das große Erosionspotential welches durch Schwankungen der Wassertemperatur freigesetzt werden kann.

#### 5.8.2.4 Turbulenz

Die folgenden grundsätzlichen Probleme sollen in diesem Kapitel – mit Hilfe zweier Lochgitter mit unterschiedlicher Lochweite – behandelt werden:

1. Veränderung der Sohlschubspannung bei gleichem Abfluss – Mittelwert und Amplitude
2. Auswirkung der erzeugten turbulenten Strömungen auf die Erosionsraten

**Erzeugung der Turbulenz** Zur Erzeugung der Wirbel und der durch sie Ausdruck findenden Turbulenz wurde an der in Abbildung 4.1 zu erkennenden Stelle eine Vorrichtung zum Einbringen eines Lochgitters in das SETEG-System installiert. Verwendet wurden zwei Lochgitter (Abbildung 5.23), deren Daten in Tabelle 5.8 aufgestellt sind.

	Lochgröße (cm)	Abstand zur Testfläche (cm)	Abstand zur Heißfilmsonde (cm)	Fläche der Rinne (cm <sup>2</sup> )	Verbauungsgrad (%)
Gitter 1	1	29,5	14,5	145	34
Gitter 2	1,2	29,5	14,5	145	30

**Tabelle 5.8:** Technische Daten der turbulenterzeugenden Lochgitter

**Messung der Turbulenz** Es gibt eine Vielzahl von Techniken und Instrumenten um die Turbulenz in verschiedenen Medien zu bestimmen. Für flüssige Medien stehen hierzu u.a. Laser-Dopler-Anemometer und Heißfilmsonden zur Verfügung. In der vorliegenden Arbeit wird mit einer Heißfilmsonde der Firma TSI (Modell 1237W, Seriennummer 9721123) gearbeitet, die zentriert im Abstand von 14,5 cm vor der Sedimentoberfläche und 14 cm hinter dem turbulenterzeugenden Lochgitter im Boden des SETEG-Systems eingelassen ist. Für nähere Informationen hinsichtlich der benutzten Heißfilmsonde sowie dem Messprinzip siehe u.a. [102], [76] und [69].

Aus den theoretischen Betrachtungen zum Einfluss der Turbulenz auf den Erosionsbeginn von Sedimenten geht hervor, dass dieser und mithin auch die Erosionsraten vornehmlich von zwei Faktoren abhängig sind:

1. der zeitlich mittleren Sohlschubspannung  $\bar{\tau}_{0,eff}^*$  ( $\bar{\tau}_{0,eff}^* = \tau_{krit.,eff}^* - \tau^*$ )
2. den Sohlschubspannungsschwankungen  $\tau^*$  (t)

Zum Vergleich der in Abbildung 5.24 dargestellten Ergebnisse und deren Interpretation müssen daher für diese beiden Faktoren Werte gefunden werden, mit denen sich ihre Einflussstärke quantifizieren lässt. Um die Stärke der Veränderung von  $\bar{\tau}_{0,eff}^*$  quantifizieren zu können, wird das Verhältnis von  $\bar{\tau}_{0,eff}^*$  bei freiem Abfluss (Index FA) zu  $\bar{\tau}_{0,eff}^*$  bei Einbau eines Gitters (Index G), d.h.  $\bar{\tau}_{0,eff,FA}^* / \bar{\tau}_{0,eff,G}^*$ . Je näher der Wert bei gleichem Abfluss am Wert 1, desto geringer ist die turbulenz- und sohlschubspannungssteigernde Wirkung eines eingebauten Lochgitters. Die unterschiedlichen Sohlschubspannungsschwankungen, ausgelöst durch freien Abfluss bzw. die zwei verschiedenen Lochgitter, lassen sich am besten über die Standardabweichung  $\sqrt{\bar{\tau}_{0,eff}^*{}^2}$  ausdrücken, da sie ein Maß für die Streuung aller Werte um den Mittelwert ist. Weitere unterstützenden statistische Werte sind  $\tau_{max}$  und  $\tau_{min}$ . Alle Werte sind exemplarisch für Abflüsse von  $9 \text{ l*s}^{-1}$ ,  $11,25 \text{ l*s}^{-1}$  und  $14 \text{ l*s}^{-1}$  in Tabelle 5.9 und 5.10 aufgeführt und können den graphischen Darstellungen aus Abbildung 5.24 zugeordnet werden.

$\tau$ \ Q	9 (l*s <sup>-1</sup> )			11,25 (l*s <sup>-1</sup> )			14 (l*s <sup>-1</sup> )		
	FA	G <sub>1</sub>	G <sub>2</sub>	FA	G <sub>1</sub>	G <sub>2</sub>	FA	G <sub>1</sub>	G <sub>2</sub>
$\bar{\tau}_{0,eff}^*$	1,13	2,81	2,33	1,7	4,37	3,59	2,39	6,45	5,66
$\tau_{0,max}$	3,65	9,01	6,01	6,16	10,91	10,28	7,66	12,31	12,31
$\tau_{0,min}$	0,41	0,76	0,88	0,54	1,33	1,21	0,85	2,27	1,98
$\sqrt{\bar{\tau}_{0,eff}^{*2}}$	0,41	1,00	0,84	0,64	1,53	1,37	0,84	2,17	2,04

**Tabelle 5.9:** Statistische Werte der Sohlschubspannung bei Abflüssen (mit und ohne Lochgitter 1 und 2) von 9 l\*s<sup>-1</sup>, 11,25 l\*s<sup>-1</sup> und 14 l\*s<sup>-1</sup>

Variante \ Q	9 (l*s <sup>-1</sup> )	11,25 (l*s <sup>-1</sup> )	14 (l*s <sup>-1</sup> )
	FA	1,00	1,00
G <sub>1</sub>	0,40	0,39	0,43
G <sub>2</sub>	0,48	0,47	0,49

**Tabelle 5.10:** Verhältnis von mittlerer Sohlschubspannung bei freiem Abfluss zu mittleren Sohlschubspannungen bei Abfluss mit Lochgittern  $\frac{\bar{\tau}_{0,eff,FA}^*}{\bar{\tau}_{0,eff,G_n}^*}$  bei 9 l\*s<sup>-1</sup>, 11,25 l\*s<sup>-1</sup> und 14 l\*s<sup>-1</sup>

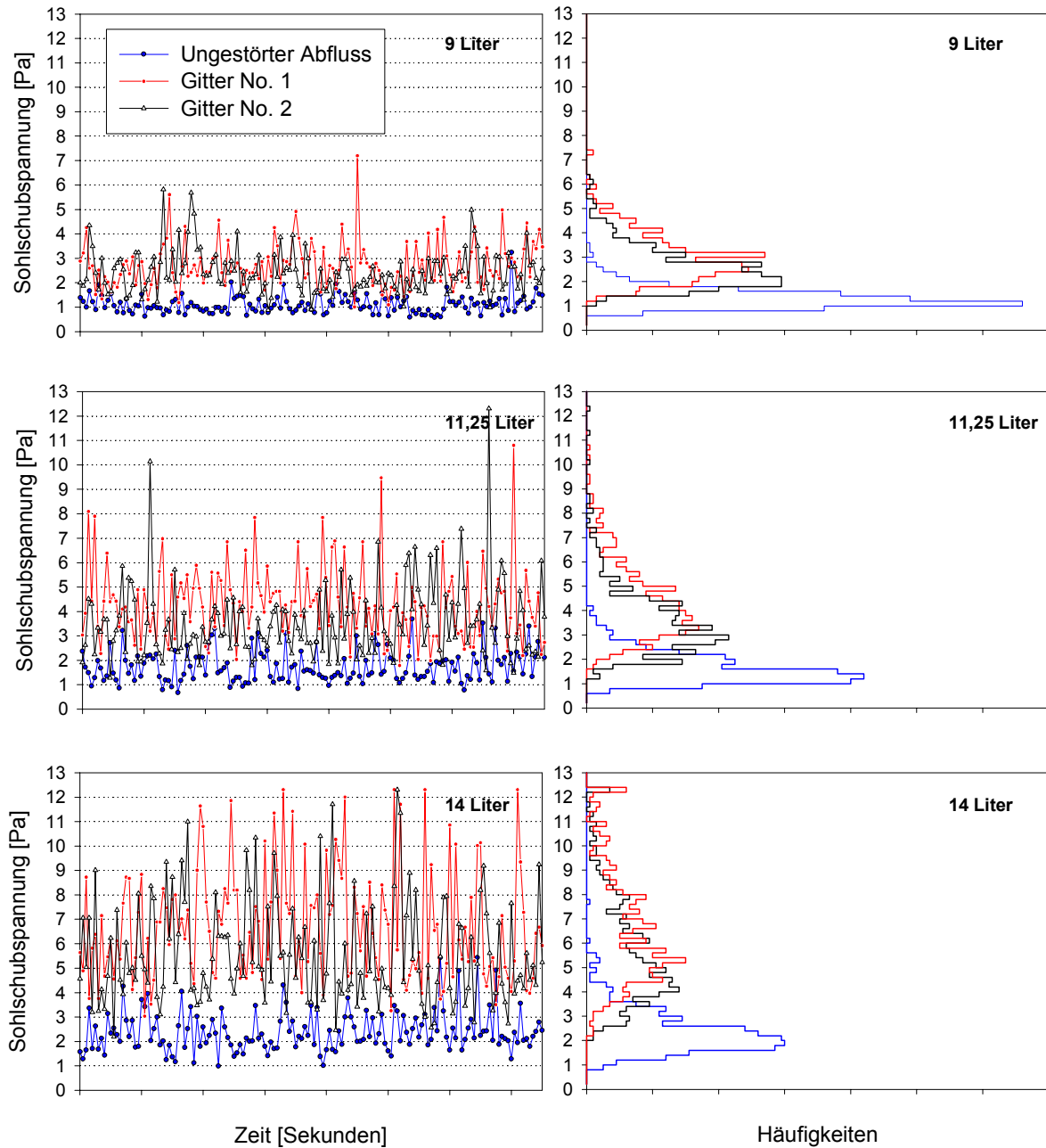
Die Verhältnisse von  $\frac{\bar{\tau}_{0,eff,FA}^*}{\bar{\tau}_{0,eff,G_n}^*}$  aus Tabelle 5.10 zeigen sehr deutlich, dass (1) die Steigerungen

von  $\bar{\tau}_{0,eff,FA}^*$  und  $\bar{\tau}_{0,eff,G_n}^*$  relativ zueinander mit steigenden Durchfluss in etwa gleich bleiben und (2) die unterschiedlichen Lochgitter deutlich höhere Sohlschubspannungen produzieren (G<sub>1</sub> ≈ 2,5-fach; G<sub>2</sub> ≈ 2,0-fach). Zu erkennen auch in Abbildung 5.22 und übertragbar auf die übrigen untersuchten Abflüsse.

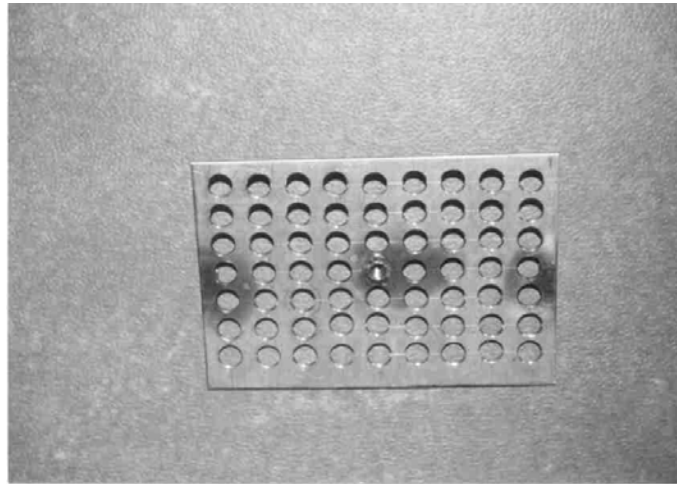
Der zweite genannte Faktor - Sohlschubspannungsschwankungen  $\tau^*(t)$  - bzw. sein zur Quantifizierung heranzuziehender beschreibender Wert, die Standardabweichung von  $\bar{\tau}_{0,eff}^*$ , (Tabelle 5.9) lässt weitere Unterschiede zwischen den turbulenz erzeugende Varianten erkennen. Durch die mit steigendem Durchfluss in allen Varianten steigenden Standardabweichungen wird deutlich, dass sich nicht nur die mittlere Sohlschubspannung erhöht, sondern auch die für den Bewegungsbeginn und die entstehenden Erosionsraten besonders bedeutsamen  $\tau_{krit,eff}^*$ . Somit kommt es mit zunehmendem Abfluss, neben der Erhöhung der mittleren Sohlschubspannung, auch zu einem häufigeren Auftreten von größeren Sohlschubspannungsspitzen. Nachgewiesen wird das vermehrte Auftreten von Sohlschubspannungsspitzen ebenfalls durch die in Abbildung 5.22 dargestellte Häufigkeitsverteilung der Sohlschubspannungen. Hierin sind die auftretenden Sohlschubspannungen in 13 Klassen zu je einem Pascal zusammengefasst. Es zeigt sich, dass es innerhalb eines Abflusses bei den unterschiedlichen Gittern zu einer Verschiebung der Sohlschubspannungshäufigkeiten hin zu größeren Sohlschubspannungen kommt. Mit zunehmendem Abfluss bildet sich diese Verschiebung immer deutlicher aus. Hinzu kommt, dass diese Schubspannungsspitzen um ein Vielfaches über der mittleren Sohlschubspannung liegen können. Dies belegen die  $\tau_{0,max}$  Werte aus Tabelle 5.9, die zwischen 1,9-fach (14 l\*s<sup>-1</sup>; G<sub>1</sub>) und 3,62-fach (11,25 l\*s<sup>-1</sup>; FA) über  $\bar{\tau}_{0,eff}^*$ , der jeweiligen Variante liegen.



Diese klar höheren Werte sind für das Erosionsgeschehen von erheblicher Bedeutung, da sie einen „Angriff“ der Sedimentoberfläche beginnen können, der der mittleren Sohlschubspannung nicht möglich ist, ihr dann jedoch die Möglichkeit zu weiterer Erosion bietet.



**Abbildung 5.22:** Sohlschubspannungsschwankungen im SETEG- System in Abhängigkeit von turbulenz erzeugenden Lochgittern bei drei unterschiedlichen Abflüssen (9, 11,25 und 14 Liter\*sec<sup>-1</sup>) [links], sowie deren Häufigkeitsverteilung [rechts]

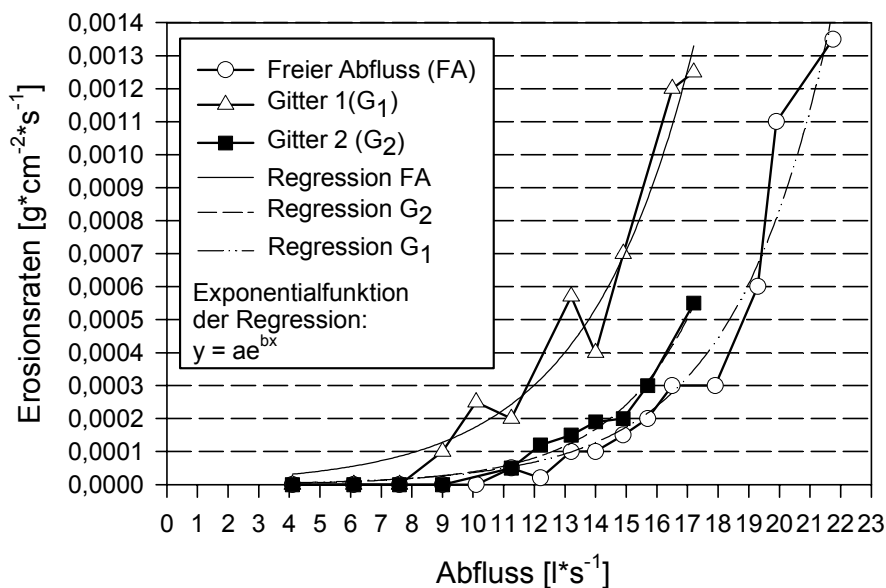


**Abbildung 5.23:** Zur Erzeugung von Turbulenz benutzte Lochgitter (hier: Lochgitter 2)

Bei beiden Faktoren - zeitlich mittleren Sohlschubspannung und Sohlschubspannungsschwankungen – sowie der Häufigkeitsverteilungen kann hinsichtlich der Höhe der auftretenden Werte folgende Reihe aufgestellt werden:

$$\text{Freier Abfluss (FA)} < \text{Gitter 2 (G}_2\text{)} < \text{Gitter 1 (G}_1\text{)} \quad (5.11)$$

In Abbildung 5.24 sind die sich aus den verschiedenen Varianten (FA, G<sub>1</sub>, G<sub>2</sub>) bei verschiedenen Abflüssen bzw. Sohlschubspannungen ergebenden Erosionsraten dargestellt. Es zeigt sich, dass die oben aufgestellte Reihe der Varianten so auch mit kleinen Einschränkungen für die Größe der Erosionsraten bei unterschiedlichen Sohlschubspannungen Geltung hat. Die Einschränkungen ergeben sich zum einen bei Abflüssen von 4 bis 8 l\*s<sup>-1</sup> und zum anderen in den Unterschieden der Erosionsraten zwischen G<sub>2</sub> und FA. Deutlich wird, dass es zu einem exponentiellen Anstieg der Erosionsraten mit steigendem Durchfluss kommt.



**Abbildung 5.24:** Erosionsraten homogenisierten Rheinsediments aus der Stauhaltung Marckolsheim bei gleichen Abflüssen – mit und ohne Lochgitter

Im Bereich von Abflüssen zwischen  $4 \text{ l*s}^{-1}$  bis  $8 \text{ l*s}^{-1}$ , d.h. in Bereichen mit extrem niedrigen Sohlschubspannungen bei ungestörtem Abfluss bis maximal  $0,75 \text{ Pa}$ , kam es bei keiner der drei Varianten zu einer messbaren Erosion. Hier reichten auch die kurzzeitig auftretenden maximalen Sohlschubspannungen und insgesamt die  $\tau^*(t)$  nicht aus, um eine Erosion in Gang zu setzen. Zumal die Standardabweichungen durch geringe Werte einen im Vergleich zu größeren Abflüssen geringe  $\tau_0(t)$  nachweisen, so dass es zwar zu Sohlschubspannungsspitzen kommt, die die  $\tau_{\text{krit,e}}$  überschreiten, diese jedoch nicht oft genug auftreten, um zu messbarer Erosion zu führen. Ab einem Abfluss von  $9 \text{ l*s}^{-1}$  zeigen sich deutlich die Auswirkungen der Turbulenz ausgelöst durch den Einsatz der beiden Lochgitter  $G_1$  und  $G_2$ . In allen drei Varianten (FA,  $G_1$  und  $G_2$ ) kommt es ab einem Abfluss von 9 Litern zu einer deutlichen Zunahme der Erosionsraten, bei Steigerung des Durchflusses mit Schrittweiten von  $1 \text{ l*s}^{-1}$ . In Abbildung 5.24 ist bezüglich der Zunahme der Erosionsraten mit steigendem Durchfluss das exponentielle Verhalten offensichtlich und drückt sich in der sehr guten Anpassung der Regressionen mit  $r^2$  über 0,95 aus.

Die Zunahme der Erosionsraten kann durch die Exponentialfunktion der Form:

$$y = a * e^{bx} \quad (5.12)$$

beschrieben werden, mit den in Tabelle 5.11 aufgeführten dazugehörigen Parameterwerten.

Parameter	Freier Abfluss	Gitter <sub>1</sub>	Gitter <sub>2</sub>
a	1,60E-06	9,84E-06	1,01E-06
b	3,13E-01	2,85E-01	3,66E-01
$r^2$	0,95	0,96	0,98

**Tabelle 5.11:** Parameterwerte für Exponentialfunktion der Regressionen aus Abbildung 5.24

Auf Grundlage der statistischen Kennzahlen sowie den Häufigkeitsverteilungen der Sohlschubspannungen können die Verläufe der Erosionsraten plausibel erklärt werden. Bedingt durch die o.g. Unterschiede in allen statistischen Kennzahlen zwischen den Varianten bei gleichen Abflüssen sind die generellen Tendenzen der Zunahme der Erosionsraten entsprechend Formel 5.12 zu erklären. Diese Unterschiede bewirken im Maximum (Durchfluss von  $17 \text{ l*s}^{-1}$ ) eine Zunahme der Erosionsraten von in  $0,0003 \text{ g*cm}^{-2}\text{s}^{-1}$  auf  $0,00055$  ( $G_2$ ) bzw.  $0,00125 \text{ g*cm}^{-2}\text{s}^{-1}$  ( $G_1$ ) und nehmen mit zunehmendem Abfluss für Variante  $G_1$  zu. Der Unterschied zwischen den Erosionsraten bei freiem Abfluss und  $G_2$  ist nicht so deutlich ausgeprägt, zeigt aber trotzdem, dass auch die durch Gitter 2 ausgelösten Turbulenzen zu einer Erhöhung der Erosionsrate beitragen. Dass diese nicht so deutlich ausfällt, lässt sich leicht anhand der statistischen Kennwerte verdeutlichen, die im Vergleich zu denen von Gitter 1 geringer ausfallen. Insgesamt kann festgehalten werden, dass der Turbulenz bei gleichem mittleren Abfluss ein entscheidender Anteil am Ergebnis der Erosionsraten zukommt. Wie diese Ergebnisse hinsichtlich der Konsequenzen z.B. für die Übertragbarkeit ins Feld, der Bewertung von Ergebnissen anderer Autoren oder Anforderungen an zukünftige Versuchsaapparaturen einzuordnen sind, soll in Kapitel 9 erfolgen.

### 5.8.3 Ungestörtes natürliches Sediment

In den vorhergehenden Kapiteln wurde die Abhängigkeit der Erosionsraten und mithin der Erosionsstabilität von physikalischen Sedimentparametern, der Turbulenz und dem Faktor Zeit untersucht.

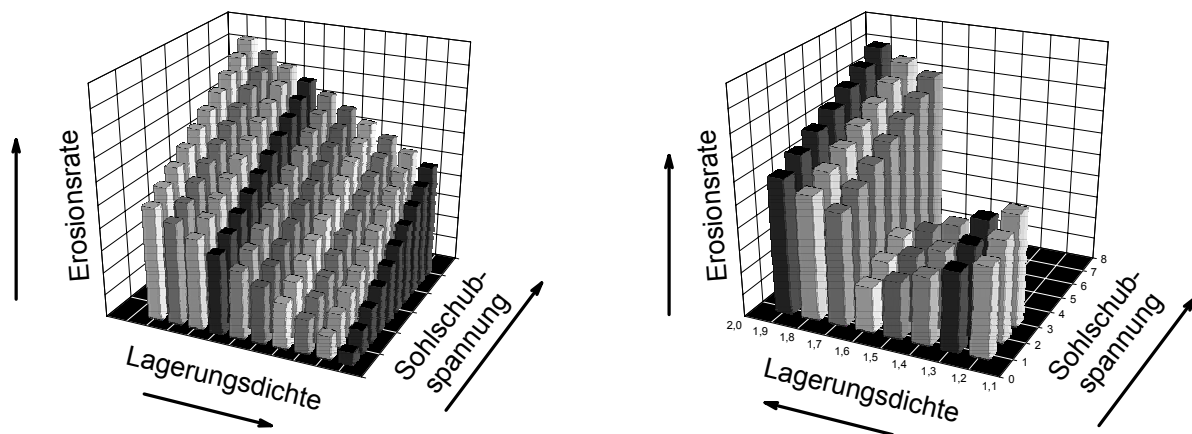
Um von immer gleichen Randbedingungen ausgehen zu können und die Variation genau eines Einflussparameters zu ermöglichen, wurde mit Sedimenten aus der Stauhaltung Marckolsheim gearbeitet, die zu diesem Zwecke künstlich homogenisiert wurden. Dies bedeutet, dass die sich unter den natürlichen Gegebenheiten bildende Feststoffzusammensetzung und ihre komplexe Auswirkung auf die Erosionsstabilität vollständig aufgelöst wird. Somit können zwar Hinweise über die Wirkung einzelner Parameter auf die Erosionsstabilität gewonnen werden, ihre Aussagekraft und Übertragbarkeit auf natürliche Gewässersedimente ist jedoch, wie im Folgenden gezeigt wird, schwierig. Dies wird auch dadurch deutlich, dass es bisher noch nicht gelungen ist, universelle und hierdurch übertragbare Beziehungen zwischen spezifischen Sedimentkenngrößen und dem Erosionsverhalten kohäsiver Sedimente aufzustellen [47].

Aus diversen Gründen (Kapitel 2 und 3) wäre jedoch gerade eine solche universelle und übertragbare Beziehung, wie sie für rollige kohäsionslose Sedimente durch empirische Erkenntnisse von SHIELDS (1936) [92] bereits seit langem vorliegt, von elementarer Bedeutung.

Das bisher noch kein universeller Parameter vorliegt, der die Vorhersage von Erosionsstabilitäten bzw. Erosionsraten ermöglicht, liegt im Wesentlichen an dem komplexen Zusammenwirken vieler unterschiedlicher Einflussfaktoren auf die Erosionsstabilität. In früheren Untersuchungen mit dem SETEG-System wurden jedoch Sedimentparameter herausgearbeitet, denen ein entscheidender Einfluss auf die Erosionsstabilität zugewiesen werden kann [29]. Mit Hilfe der Korrelationsanalyse zeigt sich bei HAAG & WESTRICH (2001) [29] deutlich der Einfluss der Parameter Sedimenttiefe, Lagerungsdichte und Korngrößen unter 20  $\mu\text{m}$ . Auf diese Parameter soll daher im Folgenden näher eingegangen werden.

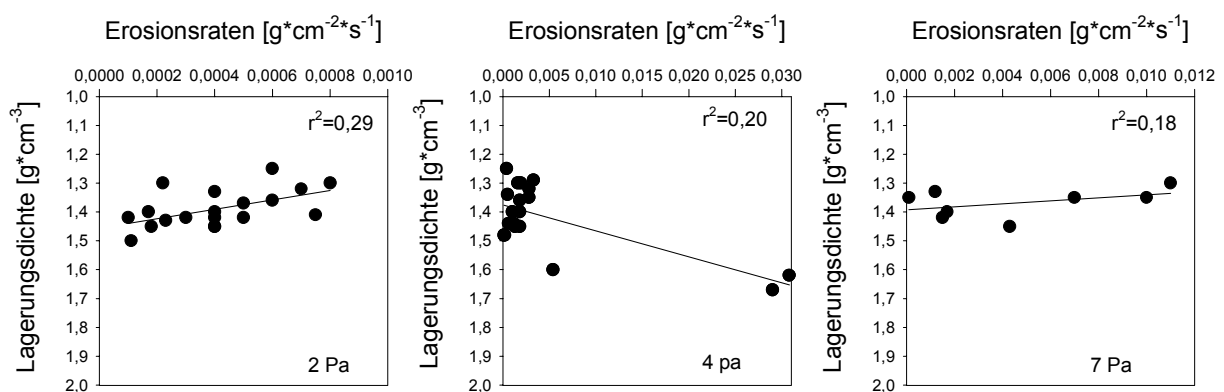
Die Untersuchung der Erosionsraten erfolgte anhand ungestörter Sedimentkerne ausschließlich aus der Stauhaltung Marckolsheim. Die Entnahme und damit die Gewährleistung einer weitestgehend ungestörten Beprobung erfolgte mit der unter Kapitel 4 beschriebenen Probenahmetechnik. Die dargestellten Daten geben die über alle Sedimentkerne gefundenen Werte wieder. Aus methodischen Gründen (Kapitel 5.6) gestaltete sich die Erosionsratenbestimmung ab einem  $\tau_0$  von in etwa 4 Pa schwierig. Daher nimmt der Datenumfang mit zunehmenden Werten von  $\tau_0$  ab, so dass sich die Datengrundlage insbesondere bei 6 Pa und 7 Pa verringert. Zudem konnten bedingt durch die natürliche Lagerung nicht für alle Lagerungsdichten und Sohlschubspannungen Daten erhoben werden, so dass es zu Lücken in den Datensätzen kommt.

Wie auch in dieser Arbeit mit Einschränkungen nachgewiesen, existiert bei homogenisierten Sedimenten ein Zusammenhang zwischen Lagerungsdichte und Erosionsraten (Kapitel 5.8.1.2). LICK & MCNEIL (2001) [65] konnten hierbei bis zu einer Sohlschubspannung von 6,4 Pa eine negative Korrelation feststellen, d.h. mit zunehmender Lagerungsdichte verringerten sich die Erosionsraten signifikant. Dieser Zusammenhang ist in theoretischer Form in Abbildung 5.25 (links) dargestellt und kann bis zu einer Sohlschubspannung von 3 Pa (Abbildung 5.25 rechts) auch in dieser Arbeit durch SEDCIA bestätigt werden. Oberhalb Sohlschubspannungen von 3 Pa löst sich dieser Zusammenhang bei kohäsiven Sedimenten in den Ergebnissen der vorliegenden Arbeit vollständig auf. Lagerungsdichten über  $1,6 \text{ g}\cdot\text{cm}^{-3}$ , die auf eine Zunahme des Anteils kohäsionsloser feinsandiger Sedimente an der Gesamtfraktion hindeuten (Kapitel 4.4), zeigen den nach SHIELDS (1936) [92] erwarteten Anstieg der Erosionsraten.



**Abbildung 5.25:** Theoretischer Zusammenhang zwischen Erosionsraten homogenisierter Sedimente, Lagerungsdichte und Sohlschubspannung nach LICK & MCNEIL (2001) [65] [links] und Witt [rechts] (entgegengesetzte Skalierung der Lagerungsdichte)

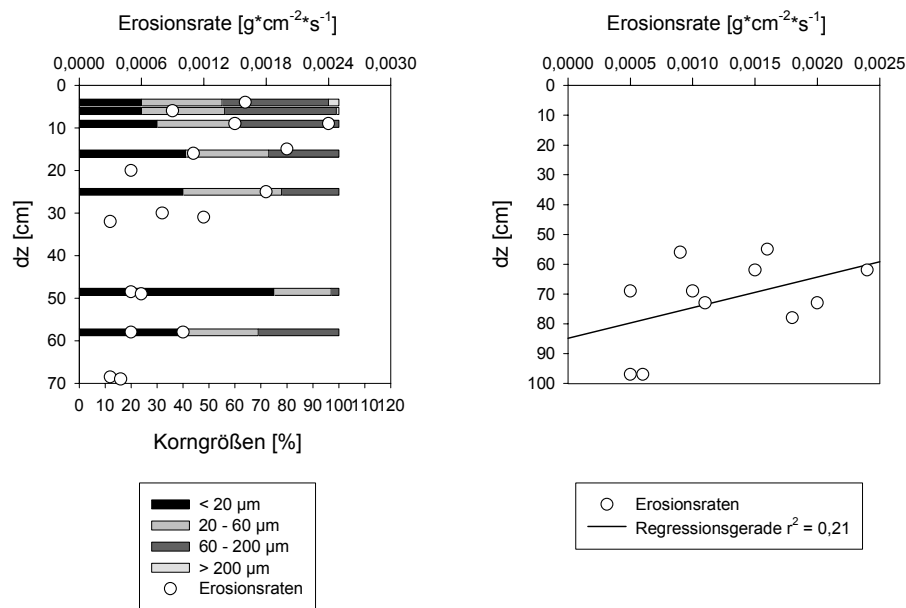
Abbildung 5.26 zeigt die gewonnenen Erosionsraten aufgetragen gegen die Lagerungsdichte und in Abhängigkeit der angelegten Sohlschubspannungen 2 Pa, 4 Pa und 7 Pa. Aus der Abbildung sind zwei Fakten zu entnehmen (a) der nur sehr schwach vorhandene negative Zusammenhang zwischen der Lagerungsdichte und den Erosionsraten, der sich mit zunehmender Sohlschubspannung völlig auflöst. Zudem die deutliche Zunahme der Erosionsraten, sobald die Lagerungsdichten Werte über 1,6 g\*cm<sup>-3</sup> erreicht. Erhöhung der Erosionsraten bei Lagerungsdichten über 1,6 g\*cm<sup>-3</sup> ist im Wesentlichen auf die Zunahme kohäsionsloser Korngrößen an der Gesamtfraktion zurückzuführen. Da in dieser Arbeit der Schwerpunkt auf kohäsive Sedimente gelegt werden soll, werden diese Daten aus den weiteren Interpretationen ausgeschlossen, sie bestätigen jedoch die in Kapitel 5.7 getroffenen Aussagen.



**Abbildung 5.26:** Erosionsraten (Mittelwerte) ungestörter Sedimentkerne aus der Stauhaltung Marckolsheim, Rhein in Abhängigkeit von der Lagerungsdichte

Der neben HAAG & WESTRICH (2001) [29] u.a. auch von LICK & LICK (1994) [64] genannte deutliche Einfluss der Korngröße auf die Erosionsraten bzw. die Erosionsstabilität kann in der vorliegenden Arbeit nicht nachgewiesen werden.

Um dies zu belegen, wurden in Abbildung 5.27, exemplarisch für alle untersuchten Sohlschubspannungen, anhand der Sohlschubspannung 3 Pa, die Datensätze der Erosionsraten und der Korngrößen in Prozent in zweierlei Weise gegenübergestellt. Auf der linken Seite wurden die Erosionsraten und die entsprechenden Korngrößenverteilungen der jeweiligen Tiefe in einem Diagramm aufgetragen. Auf der rechten Seite wurden die Erosionsraten und die Summe der Korngrößen unter 60 µm, d.h. der Schluff und Tonfraktion (kohäsiv wirkende Korngrößen) gegeneinander geplottet. Die Abbildung 5.27 weist die für die Sedimente der Stauhaltung Marckolsheim in Bezug auf die Erosionsstabilität nachrangige Bedeutung der Korngrößenverteilung nach.

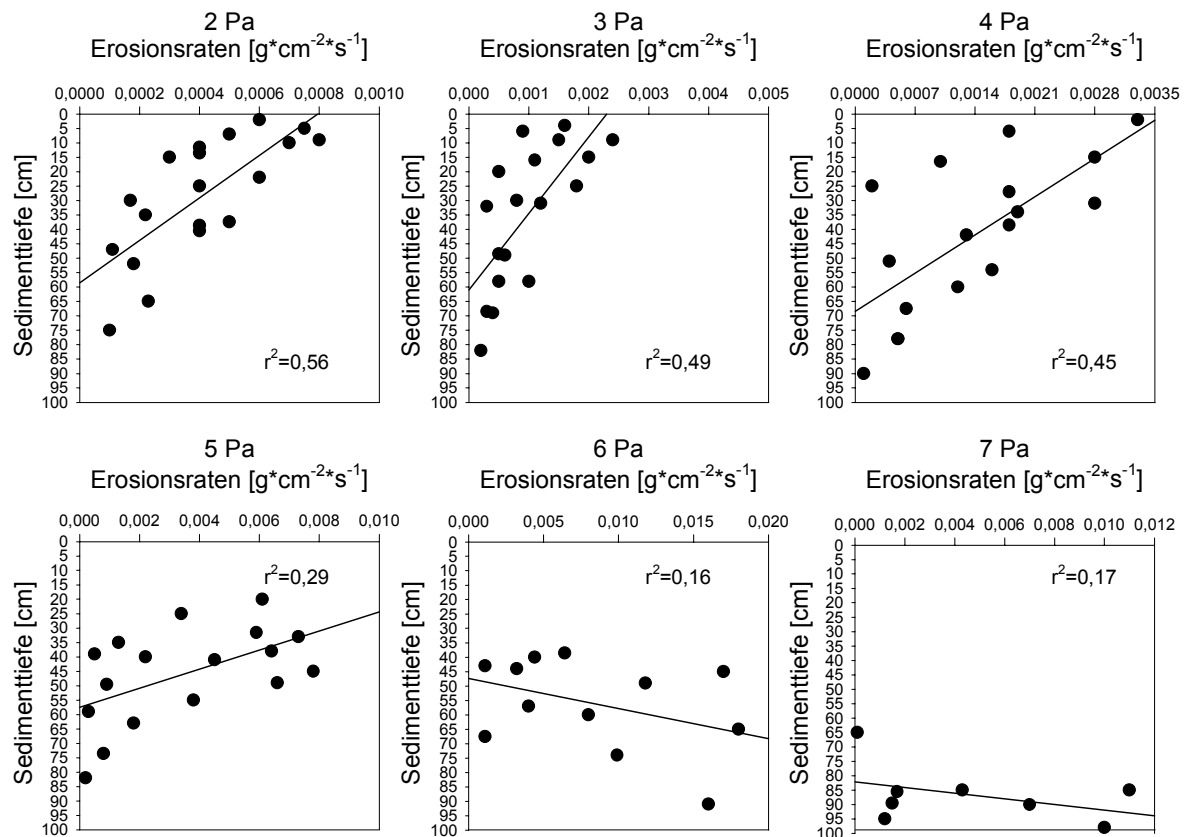


**Abbildung 5.27:** Exemplarische Gegenüberstellung von Korngrößenverteilung und Erosionsraten bei einer Sohlschubspannung von 3 Pa [links] und Gegenüberstellung von Korngrößen < 60 µm und Erosionsraten [rechts], Sedimente der Stauhaltung Marckolsheim (Daten aus Sedimentproben der Probenahmepunkte 1, 2, 6, 7 und 8)

Wie Tabelle 5.12 zu entnehmen, kommt es über alle Sohlschubspannungen zu einer maximalen positiven Korrelation von  $r^2 = 0,22$  (bei 2 Pa), welche mit zunehmender Sohlschubspannung abnimmt. Bis hin zum dem keine Korrelation mehr belegenden Wert von  $r^2 = 0,12$  bei 7 Pa. Somit können weder die Lagerungsdichte noch die Korngrößenverteilung als allein entscheidender Einflussparameter auf die Erosionsraten festgemacht werden.

Die höheren Erosionsraten rezenter Sedimentschichten liefern bei der Identifikation eines notwendigerweise weiteren Einflussparameters auf die Erosionsraten einen deutlichen Hinweis auf die Abhängigkeit von der Sedimenttiefe, d.h. der Konsolidierungszeit. Aus diesem Grunde wurden in Abbildung 5.28 die Erosionsraten für jede Sohlschubspannung gegen die Sedimenttiefe aufgetragen. Es bestätigt sich, dass die Erosionsraten weniger in Abhängigkeit zur Lagerungsdichte und der Korngröße stehen, als vielmehr einen Zusammenhang mit der Sedimenttiefe und somit der Konsolidierung zeigen. Belegt wird der stärkere Einfluss der Sedimenttiefe auf die Erosionsraten durch die höheren Korrelationskoeffizienten (Tabelle 5.12). Sie haben bei einer Sohlschubspannung von 2 Pa mit einem  $r^2$  vom 0,56 ihr Maximum und fallen mit zunehmender Sohlschubspannung deutlich ab. Entsprechend den Ergebnissen der homogenisierten Sedimente (Kapitel 5.8.1.2) zeigt sich auch hier, dass eine Korrelation nur bis zu einer bestimmten Sohlschubspannung, hier 5 Pa, nachzuweisen ist.

Auf die Tatsache, dass die Korrelationen aller drei untersuchten Parameter mit zunehmender Sohlschubspannung abnehmen, soll am Ende dieses Kapitels näher eingegangen werden.



**Abbildung 5.28:** Entwicklung von Erosionsraten ungestörter Sedimentkerne (Daten aus Sedimentproben der Probenahmepunkte 16, 17, 18, 20, 21, 22, 23 und 24) aus der Stauhaltung Marckolsheim mit der Tiefe für verschiedene Sohlschubspannungen

Der Einfluss der Konsolidierung auf die Erosionsraten wird auch bei LICK & LICK et al. (1994) [64], neben der Variation der Partikelgröße und der Turbulenz an der Grenzfläche Sediment Wasser als Einflussfaktor auf die Erosionsraten genannt und findet Eingang in Formel 5.13 zur Bestimmung der Erosionsrate.

$$E = \frac{a}{t_d^n} (\tau - \tau_c)^m \tag{5.13}$$

Hierbei ist E die Erosionsrate in g\*cm<sup>-2</sup>, a, n und m sind sedimentspezifische Variablen und t<sub>d</sub> ist die Zeit nach der Sedimentation in Tagen.

In ähnlicher Weise äußert sich KRONE (1999) [52], nachdem die dort benutzte Erosionsformel eine Anpassung der eingehenden Konstanten an die Art der Sedimente, d.h. rezent oder solche mit längere Konsolidierungszeit benötigen.

Sohlschubspannung [Pa]	Probenanzahl	Sedimenteigenschaften		
		Tiefe	Lagerungsdichte	d<60µm [%]
2	19	0,56	0,29	0,22
3	18	0,49	0,22	0,21
4	17	0,45	0,2	0,19
5	17	0,29	0,21	0,13
6	12	0,16	0,24	0,12
7	8	0,17	0,18	0,12

**Tabelle 5.12:** Korrelationskoeffizienten  $r^2$  zwischen den Sedimentparametern Tiefe, Lagerungsdichte und d<60µm und der Erosionsrate

Tabelle 5.12 zeigt zusammenfassend die Korrelationskoeffizienten der einzelnen Parameter mit den Erosionsraten. Über alle drei Parameter kommt es wie angesprochen zu einer Abnahme der Korrelationskoeffizienten mit zunehmender Sohlschubspannung. Begründet werden kann dieses allgemein zu beobachtende Bild damit, dass mit zunehmender Sohlschubspannung das Verhältnis zur kritischen Sohlschubspannung (für die Stauhaltung Marckolsheim im Tiefenmittel 2 bis 3 Pa) so ungünstig wird, dass es nicht mehr zu einer statistisch vorhersagbaren Erosion kommt. Vielmehr kommt es zu einer sofortigen Erosion ganzer Partikelkonglomerate, die im weiteren Verlauf kaum noch durch Sedimenteigenschaften bestimmt wird. Somit steht die Erosion bei höheren Sohlschubspannungen nicht mehr im Verhältnis zu irgendeinem Sedimentparameter, sondern wird ein verstärkt multikausaler Prozess, der durch die hydraulischen Verhältnisse maßgeblich beeinflusst wird. Die Einschränkungen von SEDCIA erschweren daher die Bestimmung der Erosionsraten in diesen Fällen, welches anhand der geringen Datenlage insbesondere für 7 Pa deutlich wird.

## 5.9 Zeitlicher Verlauf von Erosionsraten

Erosionsraten verändern sich nicht nur in Abhängigkeit von verschiedenen sedimentspezifischen Parametern, wie z.B. Lagerungsdichte und Korngröße, sondern auch in Abhängigkeit von der Zeit. Hierzu wurden in dieser Arbeit verschiedene Versuche durchgeführt, deren zusammenfassende Ergebnisse in Abbildung 5.29 dargestellt sind.

Zum einen wurden Versuche mit unterschiedlichen Materialien durchgeführt, d.h. sowohl mit kohäsiven als auch mit kohäsionslosen künstlich hergestellten Sedimenten, um die deutlich unterschiedlichen Verhaltensweisen zu belegen. In Bezug auf die kohäsiven Sedimente wurde des Weiteren zwischen homogenisierten natürlichen und ungestörten natürlichen Sedimenten unterschieden. Diese Unterscheidung und eine Vergleich der Ergebnisse ist insbesondere hinsichtlich der Frage nach einer Übertragbarkeit der an homogenisierten Sedimenten erhaltenen Ergebnisse auf die Natur von Bedeutung.

Zum anderen wurden der Verlauf der Erosionsraten mit der Zeit bei unterschiedlichen Sohlschubspannungen untersucht. Dort zeigen sich sowohl zwischen den verschiedenen Sedimentvarianten als auch innerhalb einer Variante deutliche Unterschiede.



Abbildung 5.29 A verdeutlicht den grundsätzlich unterschiedlichen Verlauf der Lagerungsdichten im Tiefenprofil der drei Sedimentvarianten. Die Lagerungsdichten des kohäsionslosen und des kohäsiven homogenisierten Sediments zeigen einen homogenen Verlauf mit der Tiefe, wohingegen die natürlichen Sedimente einen sehr heterogenes Tiefenprofil vorweisen. Diese Unterschiede sind im Weiteren für die Interpretation der Daten von Bedeutung. Abbildung 30 C zeigt die Summe des erodierten Materials mit der Zeit, Abbildung 30 B die zugehörigen Verläufe der Erosionsraten.

Bedingt durch die kohäsionslosen Eigenschaften des Quarzsandes zeigt die Summenkurve des erodierten Materials einen kontinuierlich ansteigenden Verlauf, d.h. über die gesamte Zeit verändert sich die Erosionsrate und die Summenkurve nur unwesentlich (Abbildung 5.29 C). Durch eine allmähliche Abnahme der Erosionsrate nach dem Zeitpunkt  $t = 150 \text{ sec}$  würde es zur Ausbildung eines Plateaus bei der Summenkurve kommen. Die dafür verantwortliche Abnahme der Erosionsraten ist bei kohäsionslosen Materialien ausschließlich versuchsbedingt, d.h. durch die Erosion tieft sich die Sedimentoberfläche ein und entfernt sich so vom direkten Einflussbereich des Wasserkörpers. Dadurch verringert sich die einwirkende Sohlschubspannung und es kommt zu einer Abnahme der Erosionsraten bis diese schließlich auf Null zurückgehen. Auf Grund der methodenbedingten Einschränkungen (es besteht eine maximal bestimmbare Erosionstiefe) muss die Erosionsratenbestimmung beim kohäsiven Material jedoch nach im Mittel 150 sec beendet werden, d.h. bevor die Plateauphase (Phase III in Abbildung 5.29 C 3) erreicht wird. Durch die geringe Erosionsstabilität des Quarzsandes konnte nur mit sehr niedrigen Sohlschubspannungen gearbeitet werden. Es zeigt sich jedoch, dass eine Steigerung der angelegten Sohlschubspannung lediglich - wie zu erwarten - im Mittel die Erosionsraten steigert und daher zu einer größeren Steigung im Verlauf der Summenkurve führt. Der prinzipielle Verlauf der Summenkurve wird nicht beeinflusst.

Anders stellt sich der Verlauf des homogenisierten natürlichen Sediments dar, belegt durch die deutlichen Änderungen der Erosionsraten mit der Zeit in Abbildung 5.29 B und C. Bei kohäsiven homogenisierten Sedimenten können mit zunehmender Sohlschubspannung drei unterschiedliche Verläufe der Erosionsraten mit der Zeit ausgemacht werden:

- Verlauf 1:* Langsamer Anstieg der Erosionsraten, gefolgt von einer deutlichen Zunahme und nach einem Scheitelpunkt folgend eine Abnahme
- Verlauf 2:* Von Beginn an hohe Erosionsraten gefolgt von einer rapiden Abnahme
- Verlauf 3:* Übergangsvariante zwischen Verlauf 1 und Verlauf 2.

Die drei Verläufe sind klar den verschiedenen angelegten Sohlschubspannungen zuzuordnen. Sohlschubspannungen von 3 Pa und darunter zeigen ein Erosionsratenverhalten entsprechend Verlauf 1, Sohlschubspannungen im Bereich um 5 Pa entsprechend Verlauf 3 und Sohlschubspannungen ab 6 Pa entsprechend Verlauf 2. Erklärt werden können die Verläufe der Erosionsraten in Abhängigkeit von der angelegten Sohlschubspannung wie folgt:



Die geringeren Sohlschubspannungen von Verlauf 1 bewirken an der Sedimentoberfläche zu Anfang nur eine geringe Erosion aufliegender, nicht oder nur schwach durch z.B. interpartikuläre Kräfte gebundene Partikel sowie eine Destabilisierung der übrigen Sedimentoberfläche. Zunehmende Destabilisierung der Sedimentoberfläche und damit auftretende kleinere Löcher und Unebenheiten (Entstehen von Wirbeln und Turbulenz, die die Erosion verstärken s. Kapitel 5.8.1.4) bewirken dann die Zunahme der Erosionsraten. Die Abnahme der Erosionsraten nach einem Scheitelpunkt ist entweder systembedingt, oder durch die Änderung der Sedimenteigenschaften im Tiefenprofil der Sedimentkerne zu erklären. Bei Verlauf 2 ist die angelegte Sohlschubspannung sofort wesentlich höher als die kritische Sohlschubspannung des Sediments. Somit kommt es mit Start des Experiments direkt zu hohen Erosionsraten und zu einer zügigen Eintiefung des Sediments und mithin zu abnehmenden Erosionsraten. Verlauf 3 ist eine Übergangsvariante zwischen Variante 1 und Variante 2, bei der anfänglich noch zu einer Zunahme der Erosionsraten kommt, welche aber schnell einen Scheitelpunkt erreicht und dann entsprechend Variante 2 rapide abnimmt. Es wird deutlich, dass die Erosionsraten des kohäsionslosen, wie des homogenisierten natürlichen Sediments mit der Tiefe nicht variieren und ihr zeitlicher Verlauf ausschließlich vom Verhältnis der angelegte Sohlschubspannung zur kritischen Sohlschubspannung und den experimentellen Randbedingungen bestimmt wird.

Im Gegensatz dazu stehen die Erosionsraten und Summenkurven natürlicher ungestörter Sedimente. Ein „typischer“ Verlauf der Summenkurven an erodiertem Material wird in Abbildung 5.29 C durch die Experimente bei 2 Pa bzw. 5 Pa repräsentiert. Dieser kann in drei Phasen eingeteilt werden.

- Phase 1: Abtrag aufliegenden nur wenig gebundener Sedimentpartikel und Destabilisierung der Sedimentoberfläche (Phase der Kornerosion)
- Phase 2: Deutliche Erosion mit steigenden Erosionsraten auch größerer Partikelverbände (Phase der Massenerosion)
- Phase 3: Abnehmende Erosionsraten und Plateaubildung in der Summenkurve

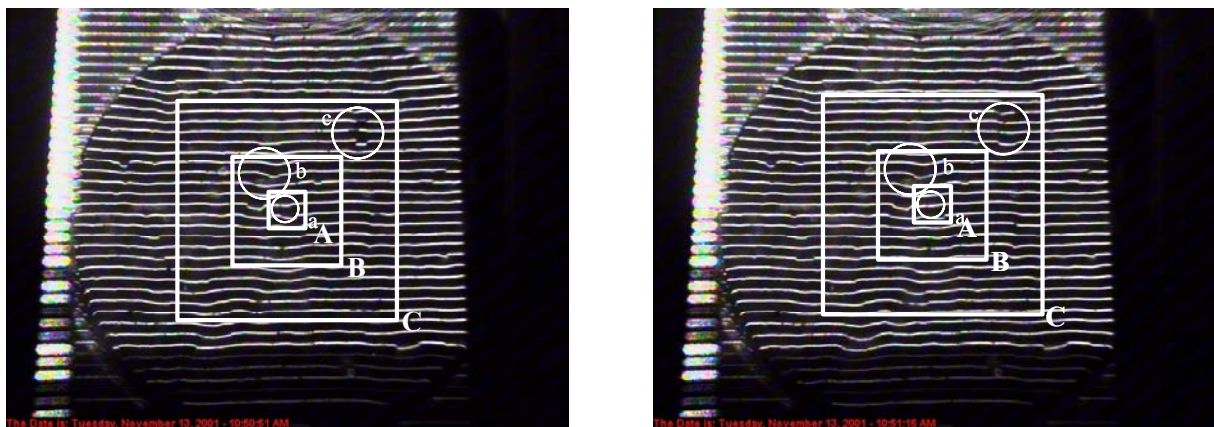
In Abhängigkeit von der Struktur des Sediments kann dieser Verlauf deutlich oder weniger offensichtlich ausfallen. Vor allem betrifft dies Sohlschubspannungen im Bereich unter 2 Pa, bei denen nicht nur Inhomogenitäten von  $\tau_{\text{krit.,e}}$  im Tiefenprofil sondern auch in der Fläche den Erosionsratenverlauf beeinflussen und zu deutlich schwankenden Werten führen. Insgesamt jedoch liegt der wesentliche Unterschied zum zeitlichen Verlauf des Erosionsverhalten kohäsionsloser und homogenisierter natürlicher Sedimente zu dem kohäsiver natürlicher Sedimente in der Phase 3. Während es bei kohäsionslosen bzw. homogenisierten natürlichen Sedimenten ausschließlich aus methodischen Gründen zu einer Abnahme der Erosionsraten kommt (diese werden aus der Gesamtbetrachtung des Erosionsprozesses daher ausgeschlossen), ist dies bei natürlichen ungestörten Sedimenten auf Grund der inhomogenen Struktur im Tiefenprofil der Fall. Da, wie aus Abbildung 5.29 A3 zu erkennen, sich die Lagerungsdichte kleinräumig stark heterogen mit der Tiefe verhält und daraus ein kleinräumig heterogener Verlauf der kritischen Erosionsschubspannung geschlussfolgert werden kann, kommt die Erosion dann zum Erliegen, wenn sie auf eine erosionsstabilere Sedimentschicht trifft. Abnehmende Erosionsraten müssen aber nicht zwangsläufig immer mit veränderten kritischen Erosionsstabilitäten ganzer Sedimentschichten einhergehen. Sie können auch auftreten, wenn es zu einem Gemisch verschiedener Sedimentarten kommt, z.B. Mischungen kohäsiver und kohäsionsloser Sedimente, bei denen dann zumeist die erosionsinstabileren kohäsionslosen Sedimente erodiert werden und die erosionsstabileren kohäsiven Sedimente zurückbleiben.

Abschließend muss angemerkt werden, dass ein zeitabhängiger Verlauf der Erosionsraten mit dem SEDCIA-System nur solange erfolgen darf, wie keine Beeinflussung des Strömungsfeldes über der Testoberfläche existiert und Randeffekte am Übergang Strömungskanal – Sedimentoberfläche ausgeschlossen werden können.

## 5.10 Skaleneffekte

Bei allen Experimenten, die im Labor durchgeführt werden und Abläufe in der Natur nachbilden sollen, besteht die Frage nach der Übertragbarkeit der gewonnenen Ergebnisse. Da insbesondere im Wasserbau eine Abbildung der Natur im Verhältnis 1:1 in der Regel nicht möglich ist, wird z.B. mit im Maßstab verkleinerten Modellen, Druckkanälen oder Rinnen mit freier Wasseroberfläche etc. gearbeitet. Ein Punkt, welcher bei der Interpretation der so gewonnenen Daten immer wieder zu beachten ist, ist die Frage inwieweit sich die an kleinen Skalen erhobenen Daten auf die bedeutend größere Naturskala übertragen lassen. In Bezug auf die Versuchsdurchführung mit SEDCIA in dieser Arbeit bedeutet dies konkret, dass der Einfluss der Flächengröße auf die Erosionsrate quantifiziert werden muss. Hierzu bietet das SEDCIA-System (Kapitel 5) die Möglichkeit, die Fläche auf der die Erosionsrate eines Sedimentkerns bestimmt werden soll, bis zu einer maximalen Größe von  $44,59 \text{ cm}^2$  stufenlos zu verändern. Für die im Weiteren vorgestellten Ergebnisse wurde wie folgt vorgegangen.

Entsprechend der in Kapitel 5 ff. beschriebenen Vorgehensweise, wurde aus einer Bilderserie - des Erosionsprozesses eines natürlichen homogenisierten oder ungestörten Sedimentkerns – je Sohlschubspannung bzw. Lagerungsdichte die Erosionsrate bestimmt. Hierbei wurde an immer derselben Bilderserie pro Sohlschubspannung bzw. Lagerungsdichte die Größe der Sedimenttestfläche, auf der die Erosionsrate bestimmt wurde, variiert. Die Variation erfolgte in der Art, dass beginnend mit einer Fläche der Pixelgröße  $50 \times 50$  (entspricht  $1,24 \text{ cm}^2$  [ $F_1$ ]) die Fläche immer um 50 Pixel pro Seite erhöht wurde, d.h.  $100 \times 100$  ( $4,95 \text{ cm}^2$  [ $F_2$ ]),  $150 \times 150$  ( $11,50 \text{ cm}^2$  [ $F_3$ ]),  $200 \times 200$  ( $19,82 \text{ cm}^2$  [ $F_4$ ]). Als größtmögliche Fläche, die sich aus dem Durchmesser des Sedimentkerns von  $13,5 \text{ cm}$  und dem Ausschluss von Randeffekten im Bereich des Übergangs von Druckkanal zum Sedimentkern ergab, wurden  $300 \times 300$  ( $44,59 \text{ cm}^2$  [ $F_{\text{max.}}$ ]) ermittelt. Die Veränderung der Größe der Fläche ist in Abbildung 5.30 zu erkennen, in der beispielhaft die Flächen  $50 \times 50$  Pixel (Rahmen A),  $200 \times 200$  Pixel (Rahmen B) sowie  $300 \times 300$  Pixel (Rahmen C) in Form weißer Rahmen zu erkennen sind.



**Abbildung 5.30:** Bilder eines Erosionsprozesses im Abstand von 25 Sekunden an einem homogenisierten Sedimentkern aus der Stauhaltung Marckolsheim bei einer Sohlschubspannung von  $4 \text{ Pa}$ . [Der weiße Rahmen gibt die Größe der zur Berechnung der Volumendifferenz angesetzten Fläche wieder A:  $1,24 \text{ cm}^2$ ; B:  $19,82 \text{ cm}^2$ ; C:  $44,59 \text{ cm}^2$ ]

Daraus ergaben sich pro Sohlschubspannung 5, auf verschieden große Flächen (A bis E) bezogene, Erosionsraten bei einer Spanne der angelegten Sohlschubspannungen von 1 bis 7 Pa. Diese Versuchsreihe wurde an zwei homogenisierten Sedimentkernen mit unterschiedlichen Lagerungsdichten ( $1,69 \text{ g}\cdot\text{cm}^{-3}$  und  $1,42 \text{ g}\cdot\text{cm}^{-3}$ ) durchgeführt, um somit eine weitere Komponente bei unterschiedlichen Sohlschubspannungen mit in die Analyse einbeziehen zu können.

Es wurde zudem nicht nur mögliche Skaleneffekte in Abhängigkeit von der Flächengröße auf die Erosionsrate (bei unterschiedlichen Sohlschubspannungen) untersucht, sondern auch in Abhängigkeit von der Lagerungsdichte (bei gleicher Sohlschubspannung von 3 Pa). Hierfür wurde auf natürliche ungestörte Sedimentkerne zurückgegriffen, da so eine große Spanne zwischen kleinster und größter Lagerungsdichte erreicht werden konnte. Zudem zeigt sich anhand der Lagerungsdichte von über  $1,70 \text{ g}\cdot\text{cm}^{-3}$  deutlich der Einfluss zunehmend kohäsionsloser Korngrößen an der Gesamtfraktion auf das Skalenproblem. Dies und die weiteren Ergebnisse bezüglich des Einflusses der Sohlschubspannung und der Lagerungsdichte sind in Abbildung 5.31 dargestellt. Tabellen 5.13 und 5.14 geben die zu Interpretation notwendigen statistischen Daten.

Quadrat	Flächebezeichnung	Flächengröße ( $\text{cm}^2$ )	Flächengröße (Pixel)
A	F <sub>1</sub>	1,24	50*50
-	F <sub>2</sub>	4,95	100*100
B	F <sub>3</sub>	11,5	150*150
-	F <sub>4</sub>	19,82	200*200
C	F <sub>max</sub>	44,59	300*300

**Tabelle 5.13:** Bezeichnungen der zur Auswertung der Skalenproblematik benutzten Testflächen

*VARIANTE I und VARIANTE II* In Bezug auf einen Skaleneffekt sind VARIANTE I und VARIANTE II nicht unterschiedlich zu behandeln, d.h. es sind keine Veränderungen/Unterschiede auf Grund der unterschiedlichen Lagerungsdichten zu erkennen. Bei beiden Varianten treten gleichermaßen bei allen angelegten Sohlschubspannungen mehr oder weniger große Skaleneffekte auf. Unterschiede können lediglich hinsichtlich der Größe der Erosionsraten festgestellt werden. Entsprechend den unter Kapitel 5.8 ff. herausgearbeiteten Zusammenhängen zwischen Erosionsraten, Lagerungsdichte und Sohlschubspannung weist VARIANTE II bei allen Sohlschubspannungen auf Grund ihres größeren Anteils an kohäsiven Korngrößen an der Gesamtfraktion (zu erkennen an der Lagerungsdichte von  $1,42 \text{ g}\cdot\text{cm}^{-3}$ ) geringere Erosionsraten auf (bezogen auf F<sub>max</sub>). Auch innerhalb der Varianten I und II ist keine generelle Tendenz, d.h. ein positiver oder negativer Zusammenhang zwischen zunehmenden  $\tau_0$  und der prozentualen Differenz der Erosionsraten der Flächen F<sub>1</sub> bis F<sub>max</sub> aufzuzeigen. Das es bei VARIANTE I und VARIANTE II erst ab einem  $\tau_0$  von 3 Pa zu deutlichen Unterschieden bei den Erosionsraten kommt, liegt an der Erosionsstabilität des homogenisierten Sediments. Diese liegt in beiden Fällen im Bereich von 2 Pa. Bei einem  $\tau_0$  von 1 Pa oder 2 Pa kommt es daher nur zu geringer und über die gesamte Testfläche gleichmäßig verteilter Erosion einzelner Partikel. Auf Grund der Gleichmäßigkeit über der Fläche haben bis  $\tau_0 = 2 \text{ Pa}$  die Flächen F<sub>1</sub> bis F<sub>max</sub> maximal geringfügig verschiedene Erosionsraten.

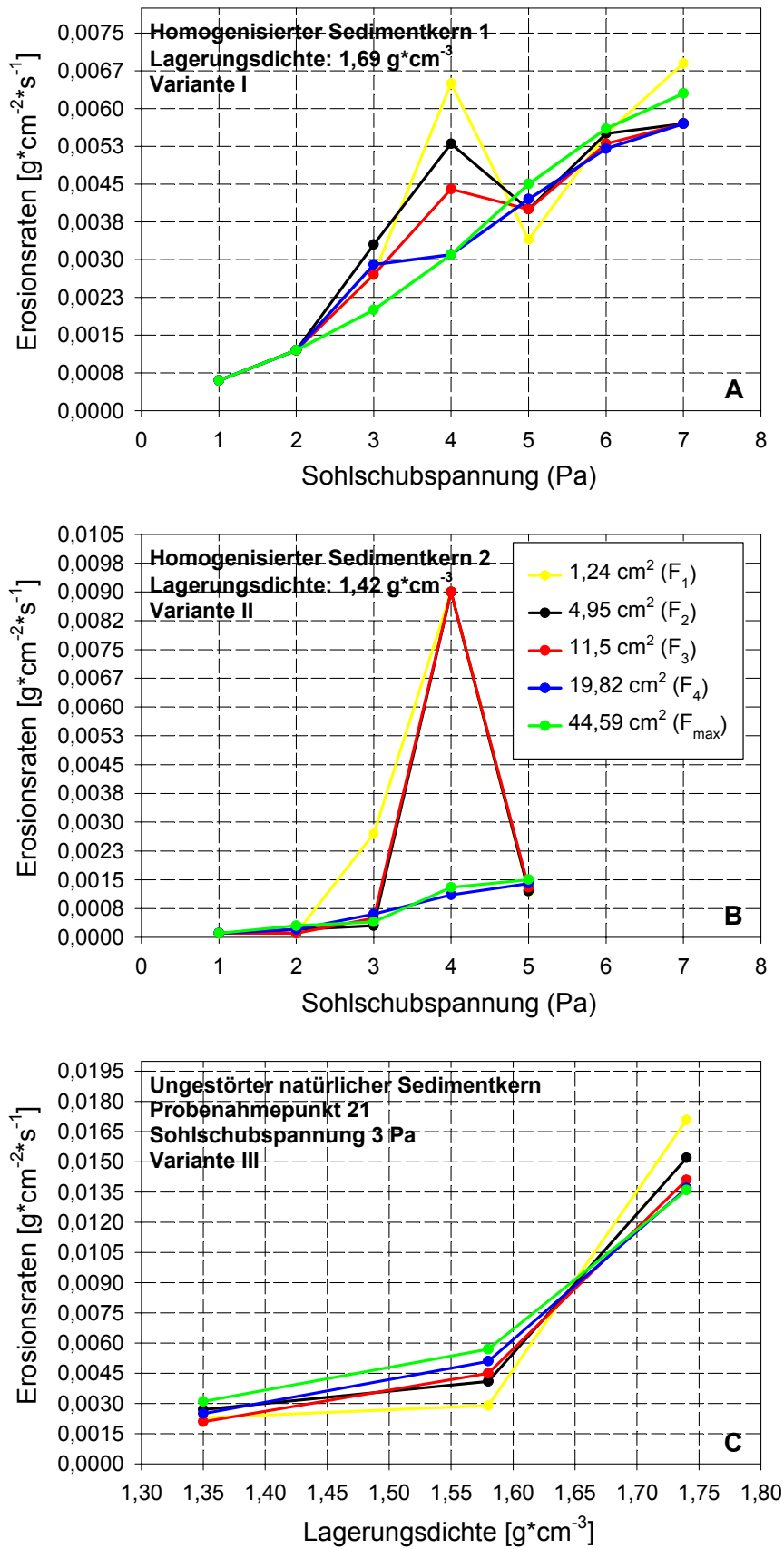
Variante	Sedimentart	Lagerungsdichte / Sohlschubspannung	Skalenproblem bei
VARIANTE I	Natürlich homogenisiert	1,69 g*cm <sup>-3</sup> / variabel	ρ konstant;. τ <sub>0</sub> variabel
VARIANTE II	Natürlich homogenisiert	1,42 g*cm <sup>-3</sup> / variabel	ρ konstant;. τ <sub>0</sub> variabel
VARIANTE III	Natürlich ungestört	variabel / 3 Pa	ρ variabel;. τ <sub>0</sub> konstant

**Tabelle 5.14:** Bezeichnungen und Kurzcharakterisierung der zur Auswertung der Skalenproblematik benutzten Varianten

Da ein Zusammenhang zwischen der Stärke des Skalenproblems und der Lagerungsdichte bei unterschiedlichen Sohlschubspannungen durch VARIANTE I und VARIANTE II nicht nachgewiesen werden kann, wird die Erosionsform (Kornerosion bzw. Massenerosion) als wesentlich für das Auftreten von Skaleneffekten angesehen. Die Massenerosion zeichnet sich durch das Herauslösen ganzer Partikelkonglomerate aus. Der damit einhergehende „Zufall“, der bestimmt wann, an welcher Stelle, wieviel Sediment erodiert wird, führt zu den voneinander abweichenden Erosionsraten bei unterschiedlichen Größen der Berechnungsfläche, d.h. zu Skaleneffekten. Ebenso wird hierdurch erklärbar, dass es nicht zu einer Abweichung in immer gleiche positive oder negative Richtung der Erosionsraten der Flächen  $F_1$  bis  $F_4$  von  $F_{\max.}$  kommt. Abbildung 5.32 zeigt zwei Bilder eines Erosionsprozesses, bei dem es zu einer Abnahme der Erosionsraten mit zunehmender Flächengröße kommt.

Dargestellt sind zwei Momentaufnahmen (entnommen aus dem Gesamterosionsereignis aus Abbildung 5.31, Variante I) in einem zeitlichen Abstand von 25 Sekunden bei einem Wert von  $\tau_0$  von 4 Pa. Anhand der Veränderungen der Laserlinien an den mit a bis c gekennzeichneten Punkten und den in Tabelle 5.15 aufgeführten Werten wird deutlich, dass

1. die Volumenveränderung pro Fläche bei Quadrat A (1,25 cm<sup>2</sup>) am größten ist, d.h. auch die Erosionsrate am größten ist.
2. sich die Verläufe der Laserlinien auch innerhalb der Flächen der Quadrate B und C verändern (beispielhaft gekennzeichnet durch b und c). Auf der gesamten Fläche der Quadrate B und C jedoch relativ zu Quadrat A eine geringere Änderung stattgefunden hat.



**Abbildung 5.31:** Erosionsraten in Abhängigkeit von der angelegten Sohlschubspannung (A und B) bzw. der Lagerungsdichte [Daten der Sedimentprobe des Probenahmepunktes 18] (C) bei unterschiedlicher Größe der Berechnungsfläche

Quadrat	dV (mm <sup>3</sup> ) (Bild 1 zu Bild 2)	A (cm <sup>2</sup> )	dV/A (mm <sup>3</sup> /cm <sup>2</sup> ) (Bild 1 zu Bild 2)	Differenz von dV in % zu C
A (F <sub>1</sub> )	94,2	1,24	76,0	+26,9
B (F <sub>3</sub> )	1148,3	19,82	57,9	3,3
C (F <sub>max</sub> )	2672,3	44,59	59,9	0,0

**Tabelle 5.15:** Verhältnis von erodiertem Volumen zu Größe der Testoberfläche eines homogenisierten Sediments während desselben Erosionsprozesses bei  $\tau_0 = 4$  Pa (Bild 1 und Bild 2 aus Abbildung 5.32)

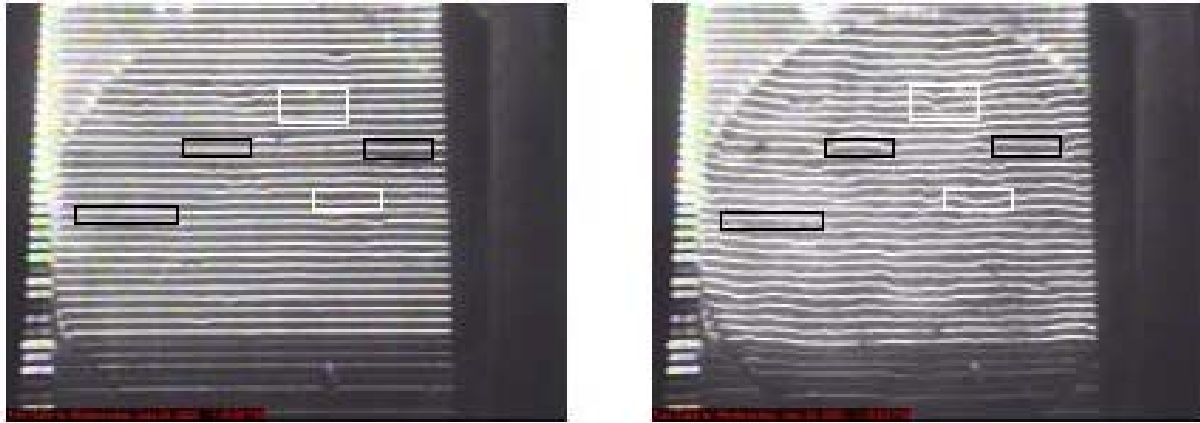
Die in Tabelle 5.15 belegte Änderung von  $dV/A$  von  $76 \text{ mm}^3/\text{cm}^2$  für Quadrat A ist dadurch begründet, dass es „zufällig“ durch Massenerosion zum Abtrag eines größeren Partikelkonglomerats in dieser Fläche gekommen ist. Dieser Abtrag wirkt sich bei einer kleineren Fläche deutlich stärker auf die Erosionsrate aus, als z.B. bei Quadraten B und C in deren Ergebnis dieser Austrag aus Quadrat A ebenso mit eingeht. Mit zunehmender Fläche fallen dann einzelne räumlich begrenzte Erosionsvorgänge in der Gesamterosionsrate nicht mehr so deutlich ins Gewicht, zu erkennen in Tabelle 5.16 in der es im Wesentlichen bei jedem angelegten  $\tau_0$  zu einer Annäherung der Erosionsraten mit steigender Flächengröße an die Erosionsrate von  $F_{\text{max}}$  kommt.

	1,24 cm <sup>2</sup> (F <sub>1</sub> )		4,95 cm <sup>2</sup> (F <sub>2</sub> )		11,5 cm <sup>2</sup> (F <sub>3</sub> )		19,82 cm <sup>2</sup> (F <sub>4</sub> )	
	VARIANTE I	V2	V I	V2	VARIANTE I	V2	VARIANTE I	V2
1 Pa	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
2 Pa	0,0	-66,7	0,0	3,3	0,0	-66,7	0,0	3,3
3 Pa	35,0	575,0	65,0	-25,0	35,0	25,0	45,0	50,0
4 Pa	109,7	592,3	71,0	592,3	41,9	592,3	0,0	-15,4
5 Pa	-24,4	-20,0	-11,1	-20,0	-11,1	-13,3	-6,7	-6,7
6 Pa	-1,8		-1,8		-5,4		-7,1	
7 Pa	9,5		-9,5		-9,5		-9,5	

**Tabelle 5.16:** Erosionsratendifferenzen in Prozent zur größtmöglichen Berechnungsfläche von  $44,59 \text{ cm}^2$  ( $F_{\text{max}}$ ).

*VARIANTE III* In Variante III wurden Skaleneffekte auf Grund möglicher Einflüsse der Lagerungsdichte bei konstantem  $\tau_0$  anhand eines ungestörten Sedimentkerns untersucht. Die Ergebnisse sind in Abbildung 5.31 C aufgezeigt und es zeigt sich, dass sich Skaleneffekte bei höheren Lagerungsdichten ( $1,58 \text{ g}\cdot\text{cm}^{-3}$  und  $1,74 \text{ g}\cdot\text{cm}^{-3}$ ) mehr ausprägen, als bei einer Lagerungsdichte von  $1,35 \text{ g}\cdot\text{cm}^{-3}$ . Zudem steigen die Erosionsraten bei gleichem  $\tau_0$  mit zunehmender Lagerungsdichte an. Dies liegt wiederum in dem zunehmendem Anteil von Korngrößen  $> 20 \mu\text{m}$  an der Gesamtfraktion begründet und entspricht auch dem in Abbildung 5.25 dargestellten theoretischen Verlauf. Sedimentgemische aus kohäsiven und kohäsionslosen Materialien mit Korngrößen zwischen  $20 \mu\text{m}$  und  $200 \mu\text{m}$ , wie sie zumeist bei Lagerungsdichten zwischen  $1,55 \text{ g}\cdot\text{cm}^{-3}$  bis  $1,70 \text{ g}\cdot\text{cm}^{-3}$  vorgefunden werden, erodieren bei gleicher Sohlschubspannung deutlich stärker, als kohäsive Korngrößen unter  $20 \mu\text{m}$ . Dass die Skaleneffekte mit zunehmender Lagerungsdichte und zunehmend größeren Korngrößen ansteigen, liegt an der Art der Erosion von Sedimenten, die sich aus einer Mischung von tonigen und sandigen Korngrößen zusammensetzen. Diese in ihrem Erosionsverhalten schwer zu beschreibenden Sedimentgemische, bei denen schon wenige Prozent Unterschied im Verhältnis von Sand zu Tonanteilen große Unterschiede in ihrer Erosionsstabilität nach sich ziehen [74], zeigen ein in Abbildung 5.32 zu erkennendes Erosionsverhalten.





**Abbildung 5.32:** Zwei Momentaufnahmen der Erosion eines natürlichen ungestörten Sedimentkerns mit einer Lagerungsdichte von  $1,74 \text{ g}\cdot\text{cm}^{-3}$  (Anfang der Erosion [links], Ende der Erosion [rechts]) – Schwarze Rechtecke: kaum Erosion auf Grund kohäsiven Materials; Weiße Rechtecke: Erosion kohäsionslosen Materials

Durch  $\tau_0$  von 3 Pa wird vornehmlich Sediment mit kohäsionslosen Eigenschaften erodiert, wohingegen Sedimente mit kohäsiven Eigenschaften weniger betroffen sind und „stehen bleiben“, so dass ein geklüftetes Oberflächenrelief entsteht. Zu sehen in Abbildung 5.32, bei dem im Vergleich der beiden Momentaufnahmen auffällt, dass manche Laserlinien in Teilen so gut wie keine Veränderung erfahren haben (Markierung [schwarz]). Hierbei handelt es sich, durch Sedimentansprache bestätigt, um feines kohäsives Material. Bereiche, die deutliche Erosion erfahren haben (Markierung [weiss]), hingegen zeichnen sich durch größere Korngrößen mit kohäsionslosen Eigenschaften aus. In dem beschriebenen geklüfteten Oberflächenrelief ist auch der Grund für die stärker auftretenden Skaleneffekte bei größeren Lagerungsdichten zu sehen. Bei kleinen Flächen, auf denen die Erosion bestimmt wird, kann so eine große oder gar keine Erosion stattfinden, die sich entsprechend in der Erosionsrate niederschlägt, aber in der nächstgrößeren Fläche schon nicht mehr zu finden ist, da diese durch mehr Ton bzw. mehr Sand dominiert wird.

Als Fazit bzgl. der Skaleneffekte kann Folgendes gesagt werden:

- (1) Skaleneffekte treten bei *homogenisiertem* Material vorwiegend in Folge hydrodynamischer Einflüsse auf
- (2) Skaleneffekte treten bei *natürlichem, ungestörtem* Material infolge hydrodynamischer und sedimentspezifischer Einflüsse (inhomogene Lagerungsdichte etc.) auf. Sie sind somit eine Funktion räumlicher wie zeitlicher Faktoren
- (3) Bei *natürlichem, ungestörtem* Material begünstigen zunehmende Lagerungsdichten - einhergehend mit zunehmenden Anteil an größeren Korngrößen – das Auftreten von Skaleneffekte
- (4) Allgemein treten Skaleneffekte vermehrt bei Massenerosion auf und sind nicht prognostizierbar

## Kapitel 6

### 6 Strömungs- und Transportmodellierung

Ziel dieses Kapitels ist es, näher auf die Prozesse der Strömung in Fließgewässern und den Transport von darin befindlichen Materialien, insbesondere feinen kohäsiven Sedimenten einzugehen. Um den Feststofftransport in Fließgewässern in Qualität und vor allem Quantität beschreiben zu können, ist ein detailliertes Wissen über die hydraulischen Verhältnisse im untersuchten Gebiet unabdingbar. Neben der analytischen Lösung eines physikalischen Vorganges, welche real zumeist kaum anwendbar ist, und dem physikalischen Modellversuch tritt immer mehr eine dritte Lösung in den Vordergrund: die numerische Modellierung. Sie bietet vielfältige neue Möglichkeiten und Perspektiven, z.B. die Möglichkeit zum Verzicht auf Vereinfachungen der vollständigen Strömungs- und Transportgleichungen auf Grund schneller und leistungsstarker Rechner, Verarbeitung großer Datenmengen und deren Visualisierung. Dadurch, dass jedes im Modell abgebildete System ein Teilsystem eines übergeordneten Systems ist, kommt es zwangsläufig zur Kopplung von Modellen, wie es auch zwischen Strömungs- und Transportmodellen der Fall ist. Entsprechende Kopplungen erfolgten auch in dieser Arbeit (Kapitel 7).

Das in dieser Arbeit benutzte numerische Modell zur Berechnung der Strömung, sowie eine Übersicht über die derzeit gängigen numerischen Strömungsmodelle, sollen im Folgenden ebenso vorgestellt werden, wie die grundlegenden Ansätze der Berechnung von Erosions- und Sedimentationsvorgängen.

#### 6.1 Strömungsmodellierung

Numerische Modelle gibt es viele, allen gemeinsam ist jedoch, dass sich ein numerisches Modell immer auf einen räumlichen Ausschnitt aus der Natur bezieht: das zu modellierende reale System. In der Herangehensweise zur Beschreibung dieses realen Systems existieren jedoch grundlegende Unterschiede. Zur Abgrenzung der Modelltypen voneinander, können fünf Begriffe (Tabelle 6.1) einen notwendigen Beitrag leisten: *konzeptionell*, *deterministisch*, *nichtlinear*, *numerisch*, *Dimensionalität und instationär/stationär* [21]. Die mit diesen Begrifflichkeiten verbundenen Eigenschaften der Modelle sind in DVWK (1999) [21] intensiv erläutert und bestimmen letztendlich die Wahl des zur Lösung eines Problems heranzuziehenden hydrodynamisch-numerischen Modells.

Die im Weiteren vorgestellten Modelle unterscheiden sich in Bezug auf die in Tabelle 6.1 vorgestellten Merkmale hydrodynamisch-numerischer Modelle durch Nummer [5] und [6]. In den übrigen Nummern stimmen sie überein. Weitere wesentliche Unterschiede liegen in der Herangehensweise zur Berechnung von Turbulenz und der Basis, auf der die numerischen Verfahren gelöst werden (Finite-Elemente-, Finite-Volumen oder Finite-Differenzen-Methode).

Nr.	Begriff	Kurzbeschreibung
[1]	konzeptionell	Modell beinhaltet Gesetzmäßigkeiten, die mathematisch formulierbar sind
[2]	deterministisch	Verwendete Grundgleichungen setzen voraus, das ein späterer Zustand eindeutig aus vorherigen berechnet werden kann
[3]	nichtlinear	Getrennte Berechnung einer Systemantwort auf unterschiedliche Eingangsgrößen und spätere Überlagerung ist nicht möglich, da System zu Komplex
[4]	numerisch	Im Modell existieren keine explizit lösbaren Gleichungen (da nichtlinear), daraus folgt, dass Gewässermodelle numerisch sind und daher örtlich diskretisierend und zeitlich inkrementell
[5]	Dimensionalität	Anzahl der räumlichen Dimensionen, in denen Zustandsgrößen des Modells berechnet werden
[6]	Instationär/stationär	Zeitabhängige oder unabhängige Berechnung aller Prozesse im System

**Tabelle 6.1:** Merkmale hydrodynamisch-numerischer Modelle [21]

### 6.1.1 Übersicht über bestehende Simulationsmodelle

Da in dieser Arbeit in Stauhaltungen des Rheins und seiner Zuflüsse gearbeitet wurde, werden nachfolgend ausschließlich in diesen Bereichen Anwendung findende Modelle aufgeführt (Tabelle 6.2).

	Modellname	Hersteller	Literatur
[1]	FESWMS-2DH	US Army corps of Engineers, Washington, DC, USA	[24]
[2]	Telemac 2D/3D	Electricité de France (EDF), Chatou-Paris, Frankreich	[22]
[3]	Mike 21C	Danish Hydraulic Institute, Horsholm, Dänemark	www.dhi.dk
[4]	Delft 3D-Flow	delft hydraulics, Delft Niederlande	[16]

**Tabelle 6.2:** Übersicht I (Hersteller, Literatur) über kommerzielle hydrodynamisch-numerische Modelle

Nachstehend jeweils eine kurze Beschreibung der in Tabelle 6.2 aufgeführten kommerziellen hydrodynamisch-numerischen Modelle:

[1] *FESWMS-2DH* Dieses Programm wurde für die numerischen Strömungsberechnungen in dieser Arbeit benutzt und wird daher explizit in Kapitel 6.1.2 beschrieben.

[2] *Telemac 2D/3D* Bei dem mathematischen Verfahren Telemac 2D/3D handelt es sich um ein auf der Methode der Finiten Elemente basierendes Modellverfahren. Entwickelt wurde es vom Laboratoire Nationale d'Hydraulic der Electricité de France und es gehört zu den weltweit führenden Programmen auf dem Gebiet der zwei- und dreidimensionalen hydraulischen Modellierung.

Telemac-2D löst verschiedene über die Wassertiefe integrierte zeitabhängige nichtlineare Differentialgleichungen und wurde für die Modellierung von Fließgewässern oder maritimen Gewässern mit freier Oberfläche konzipiert. Da auf Grundlage eines unregelmäßigen Finite-Elementen-Netzes von Dreiecken gerechnet wird, eignet es sich besonders gut für die Nachbildung beliebiger auch schwierigen Topografien. Zur Lösung der Saint-Venant-Flachwassergleichung stehen verschiedene Algorithmen zur Verfügung. Es können strömende und schiessende Abflüsse, sowie instationäre Ganglinien berechnet werden. Das Programm wurde in der Programmiersprache FORTRAN 90 erstellt und ist auf Workstation, Vektorrechner und Parallelrechnern einsetzbar.

[3] *Mike 21C* Mike 21C ist ein zweidimensionales vertikal integriertes nichtlineares mathematisches Model zur Modellierung von instationärer Strömung, Sedimenttransport und der Veränderung der Gewässermorphologie. Es beruht auf dem Berechnungsverfahren der Finiten-Differenzen-Methode und kann auf PC wie auf Unix-Plattformen betrieben werden. die Entwicklung erfolgte seit 1970 durch das Danish Hydraulic Institute, von dem aus auch weitere Varianten von Mike z.B. für maritime Gewässer vertrieben werden.

	<b>Modell- name</b>	<b>Pre- und Postprocessing</b>	<b>Berechnungsannahmen (Stichworte)</b>
[1]	Telemac 2D/3D	Pre: Manuell oder semi- automatisch Post: +	Finite Elemente-Verfahren Turbulenz: Constant-eddy-viscosity-Model Standard k-ε-Model Advektions-Diffusions-Gleichung Boussinesq-Annahme Berücksichtigung von Coriolis und Wind Lösung von Navier-Stokes-Gleichung mit hydrostatischer Druckapproximation Dynamische Behandlung trockenfallender Bereiche Zusätzlich Module für Transportprozesse
[2]	Mike 21C	Pre: + Post:+	Finite Diffenzenen-Verfahren Orthogonales nichtlineares Berechnungsgitter Lösung von Saint Venant-Gleichung Berücksichtigung von Coriolis und Wind Zusätzlich Module für Transportprozesse
[3]	Delft 3D-Flow	Pre: + Post:+	Finite-Differenzen-Verfahren Turbulenz: Constant-eddy-viscosity-Model Standard k-ε-Model k-l-Model Berücksichtigung von Coriolis und Wind Dynamische Behandlung trockenfallender Bereiche

**Tabelle 6.3:** Übersicht II (Produkteigenschaften) über kommerzielle hydrodynamisch-numerische Modelle

[4] *Delft3D-Flow* Delft3D-Flow ist das hydrodynamische Programm von Delft3D-MOR. Es stellt die hydrodynamische Basis für morphologische Untersuchungen bereit und modelliert instationäre Strömungs- und Transportprozesse. Die wesentlichen Prozesse, für die Delft3D-Flow von Delft Hydraulics entwickelt wurde, sind zwei-dimensionale (2D, tiefengemittelte) und drei-dimensionale (3d) Simulationen von Strömungen durch Lösung der instationären Flachwassergleichung.

Ebenso wie Mike 21C beruht Delft3D-Flow auf dem Berechnungsverfahren der Finiten-Differenzen-Methode und kann auf PC wie auf Unix-Plattformen betrieben werden

### 6.1.2 Beschreibung des Simulationsmodells FESWMS-2DH

Das numerische Modell FESWMS-2DH (Finite-element surface-water modeling system for 2-dimensional flow in the horizontal plane) ist ein modular aufgebautes Programm, das die Strömung zweidimensional d.h. tiefengemittelt bestimmt. Das Programm ist in Fortran 77 geschrieben und soll im Folgenden kurz beschrieben werden und ist in seinem vollen Umfang dem User's Manual [24] zu entnehmen. Die Einzelprogramme aus denen FESWMS-2DH aufgebaut ist, wurden speziell entwickelt, um komplizierte hydraulische Verhältnisse an z.B. Brücken oder Pieren zu simulieren. Es kann jedoch auch eingesetzt um stationäre und instationäre Strömungen in Flüssen oder z.B. Überflutungsflächen zu simulieren, bei den die vertikale Beschleunigung klein ist im Vergleich zur horizontalen Ausdehnung.

Drei separate, aber untereinander verknüpfbare Module werden hierfür benötigt:

(1) DIN2DH (Data Input Module)

Die Aufgabe von DINMOD besteht darin, die Möglichkeit bereitzustellen ein zweidimensionales finite Elemente Netz (Grid) zu generieren. Dabei werden wahlweise mehrere Funktionen unterstützt, wie z.B. editieren der Input-Daten, automatisches Generieren des kompletten Netzes, Verfeinern des Netzes sowie die graphische Darstellung des Netzes.

(2) FLOW2DH (Depth-Averaged Flow Module)

FLOW2DH wendet die Methode der finiten Elemente an, um die notwendigen Gleichungen auf Grundlage des vordefinierten Netzes (aus DIN2DH) zu lösen. FLOW2DH kann sowohl stationäre als auch instationäre Strömungen von Oberflächengewässern zweidimensional in einer horizontalen Ebene simulieren, um tiefengemittelte Geschwindigkeiten und die Wassertiefen zu erhalten. Hierbei sind die Effekte der Bodenrauigkeit und der Turbulenz enthalten, optional können Windeinflüsse und die Coriolis-Kraft hinzugefügt werden.

**Grundannahmen** Dreidimensionale Strömungen sind bei vielen praktischen ingenieurwissenschaftlichen Problemen in Oberflächegewässern von nachgeordneter Bedeutung, insbesondere dann wenn das Breiten- zu Tiefenverhältnis des Wasserkörpers groß ist. In diesen Fällen ist häufig die horizontale Verteilung der hydraulischen Kenngrößen ausreichend, d.h. eine zweidimensionale Lösung wird sowohl aus wirtschaftlichen Gründen als auch aus Gründen des Rechenaufwandes gewählt.

Auf Grund der Zweidimensionalität ist die numerischen Berechnung von folgenden Annahmen/Restriktionen begleitet:

- Zweidimensionalität wird erreicht, indem die partiellen Differentialgleichungen zur Berechnung einer dreidimensionalen Strömung integriert wird, mit der Annahme, dass die Geschwindigkeit in vertikaler Richtung vernachlässigbar ist. Daher ist der Druck im System gleichzusetzen dem unter hydrostatischen Bedingungen
- Zweidimensionalität schließt Phänomene wie geschichtete Strömungen aus
- Dichte von Wasser wird als konstant angenommen, weshalb Dichteströmungen nicht berücksichtigt werden können

**Grundgleichungen** Die Gleichungen, die zur Beschreibung der zweidimensionalen Strömung in Oberflächenwehässern auch durch FESWMS-2DH genutzt werden, basieren auf dem klassischen Konzept der Erhaltung von Masse und Impuls. Die wesentlichen durch FESWMS-2DH benutzten Gleichungen, sowie ihre Anfangs- und Randbedingungen folgend vorgestellt:

#### TIEFENGEMITTELTE STRÖMUNGSGLEICHUNG

In Abbildung 6.1 sind die entsprechenden Gleichungen dargestellt. Hierbei sind die tiefengemittelten Geschwindigkeitskomponenten in horizontaler und vertikaler Richtung entsprechend Formel 1 definiert, mit der Wassertiefe  $H$ ,  $z_b$  als Sohlhöhe,  $z_s$  als Wasserspiegelhöhe,  $u$  als Geschwindigkeit in quer zur Strömungsrichtung,  $v$  als Geschwindigkeit in horizontaler Richtung. Die tiefengemittelten Strömungsgleichungen (Formel 2 in x- und 3 in y-Richtung) werden bestimmt durch Integration der dreidimensionalen Massen- und Impulstransportgleichung unter vernachlässigen der vertikalen Komponente. Die darin benutzten Parameter sind wie folgt definiert:  $\beta_{uu}$ ,  $\beta_{uv}$ ,  $\beta_{vu}$ ,  $\beta_{vv}$  = Korrekturfaktor für den Impulsfluss,  $g$  = Gewichtskraft,  $\Omega$  = Corioliskraft,  $\rho$  = Dichte von Wasser (konstant),  $\tau_{bx}$  und  $\tau_{by}$  = Sohl Schubspannung in x- und y-Richtung,  $\tau_{sx}$   $\tau_{sy}$  = Oberflächenschubspannung in x- und y-Richtung sowie  $\tau_{xx}$ ,  $\tau_{xy}$ ,  $\tau_{yx}$ ,  $\tau_{yy}$  = Sohl Schubspannung durch Turbulenz. Die Gleichung für den in vertikale Richtung integrierten Massentransport beschreibt Formel 4.

$$U = \frac{1}{H} \int_{z_b}^{z_s} u \, dz \quad V = \frac{1}{H} \int_{z_b}^{z_s} v \, dz \quad 1$$

$$\begin{aligned} \frac{\partial(HU)}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x} \left( \beta_{uu} HUU + (\cos \alpha_x \cos \alpha_z)^2 \frac{1}{2} g H^2 \right) + \frac{\partial}{\partial y} (\beta_{uv} HUV) + \cos \alpha_x g H \frac{\partial z_b}{\partial x} \\ - \Omega H V + \frac{1}{\rho} \left[ \tau_{bx} - \tau_{sx} - \frac{\partial(H\tau_{xx})}{\partial x} - \frac{\partial(H\tau_{xy})}{\partial y} \right] = 0 \end{aligned} \quad 2$$

$$\begin{aligned} \frac{\partial(HV)}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x} (\beta_{uv} HVU) + \frac{\partial}{\partial y} \left( \beta_{vv} HVV + (\cos \alpha_y \cos \alpha_z)^2 \frac{1}{2} g H^2 \right) + \cos \alpha_y g H \frac{\partial z_b}{\partial y} \\ + \Omega H U + \frac{1}{\rho} \left[ \tau_{by} - \tau_{sy} - \frac{\partial(H\tau_{yx})}{\partial x} - \frac{\partial(H\tau_{yy})}{\partial y} \right] = 0 \end{aligned} \quad 3$$

$$\frac{\partial H}{\partial t} + \frac{\partial(HU)}{\partial x} + \frac{\partial(HV)}{\partial y} = q \quad 4$$

**Abbildung 6.1:** Tiefengemittelte Strömungsgleichungen benutzt durch FESWMS-2DH (aus: Froehlich (1989) [24] )

## KORREKTURWERT FÜR DEN IMPULSFLUSS

Auf Grund der Änderung der Geschwindigkeit in z-Richtung muss eine Korrektur des Impulsflusses erfolgen, der nach Formel 6.1 berechnet wird:

$$\beta = \beta_0 + (1/\kappa^2) c_f \quad (6.1)$$

mit  $c_f$  = dimensionsloser Sohlschubspannungskoeffizient und  $\kappa$  = Karman`s Konstante. Wird hierin  $\beta_0$  gleich 1 gesetzt und  $1/\kappa^2$  mit Null angenommen, bedeutet dies, dass die vertikale Änderung der Geschwindigkeit vernachlässigt werden kann.

## CORIOLISKRAFT

Die Corioliskraft ausgedrückt durch

$$\Omega = 2\omega \sin\phi \quad (6.2)$$

mit  $\omega$  = Winkelgeschwindigkeit der Erde und  $\phi$  = mittlerer Winkel des Breitengrades des Untersuchungsgebietes kann in den meisten Flusssystemen mit einem großen Breiten zu Tiefenverhältnis vernachlässigt werden.

## SOHLSCHUBSPANNUNG

Die Komponenten der Sohlschubspannung in x- und y-Richtung werden wie folgt berechnet:

$$\tau_{bx/by} = \rho * c_f * m_b * U * \sqrt{U^2 + V^2} \quad (6.3)$$

mit  $c_f$  = dimensionsloser Reibungsbeiwert für die Sohle und  $m_b = \cos\alpha_z$ .  $\alpha$  ist hierbei ein Koeffizient, der die Zunahme der Schubspannung bedingt durch eine abschüssige Sohle wertet. Der dimensionslose Reibungsbeiwert wird berechnet aus:

$$c_f = \frac{g * n^2}{\lambda^{2 * H^{\frac{1}{2}}}} \quad (6.4)$$

mit  $n$  = Rauigkeitskoeffizient nach Manning,  $\lambda = 1$  bei Rechnungen in SI-Einheiten. In FESWMS-2DH ist es möglich, den Rauigkeitskoeffizient nach Manning  $n$  mit der Wassertiefe zu variieren.

## SCHUBSPANNUNG IN LATERALER RICHTUNG BEDINGT DURCH TURBULENZ

Die tiefengemittelten Schubspannungen in lateraler Richtung, ausgelöst durch Turbulenz, werden durch FESWMS-2DH mit Hilfe des Eddy Viskositätskonzeptes nach *Boussinesq* gelöst, worin die Belastungen durch Turbulenz als proportional zum Gradienten der tiefengemittelten Geschwindigkeiten angenommen werden.

Unter der Annahme, dass der turbulente Massen- und Impulsaustausch, induziert durch Turbulenz, in etwa gleich ist, kann die isotrope Eddy-Viskosität  $\tilde{\nu}$  in offenen Gerinnen in Beziehung gesetzt werden zu der Sohlschubspannungsgeschwindigkeit  $U_*$  und der Wassertiefe  $H$  zu:

$$\tilde{\nu} = (0.6 \pm 0.3) U_* H \quad (6.5)$$

mit zunehmenden Werten, bei Gerinnen mit scharfen Kurven und starken Änderungen in der Geometrie. Um die Möglichkeit zu bieten mit konstanten Werten rechnen zu können, wird in FESWMS-2DH die Eddy-Viskosität berechnet durch:

$$\tilde{\nu} = \tilde{\nu}_0 + c_\mu U_* H \quad (6.6)$$

mit  $\tilde{\nu}_0$  = Eddy-Viskosität (Ausgangswert) und  $c_\mu$  = dimensionsloser Koeffizient. Mit  $c_\mu = 0$  und  $\tilde{\nu}_0 > 0$  kann eine konstante Eddy-Viskosität vorgegeben werden.

### (3) ANO2DH ( Analysis Output Module)

Die Ergebnisse der Strömungsberechnungen mit FLOW2DH können mit ANO2DH dargestellt und bearbeitet werden. Die Möglichkeit der Darstellung von z.B. Geschwindigkeitsvektoren besteht ebenso, wie die der Aufbereitung der Daten der Sohlhöhe, der Sohlschubspannung etc.

Eingebettet sind diese drei Module in die Anwenderumgebung SMS V 7.0 [97], die eine Plattform bereitstellt, die es anwenderfreundlich ermöglicht, die in allen drei Komponenten notwendigen Eingaben, Veränderungen oder grafische Auswertungen zu tätigen.

## 6.2 Grundlagen des Feinsedimenttransportes

Berechnungen des Feststofftransportes in Fließgewässern sind wegen der zahlreichen Einflussfaktoren und der gegenseitigen Abhängigkeiten äußerst schwierig. Strömungsfeld, Partikelbewegung und Sohlform stehen zudem in einem leicht zu störenden dynamischen Gleichgewicht miteinander. Dabei verläuft die Bewegung einzelner Partikel entsprechend der Bewegung der Wasserteilchen turbulent, mithin deterministisch und nicht berechenbar. Folgerichtig muss der Sedimenttransport vereinfachend betrachtet und durch Transportgleichungen mit empirischen Ansätzen beschrieben werden [10]. Bedingt durch die empirische Vorgehensweise und die notwendigerweise durchzuführende Anpassung an die jeweiligen Bedingungen im Untersuchungsgebiet, existieren eine ganze Vielzahl von Transportgleichungen auf Grundlage physikalischer Gesetzmäßigkeiten.

Da hier bei weitem nicht die gesamte Problematik dieses komplexen Prozesses erfasst und beschrieben werden kann, hat dieses Kapitel daher die Aufgabe in knapper und prägnanter Weise eine Übersicht über die am Prozess beteiligten Parameter und deren modellhafte Beschreibung aufzuzeigen.



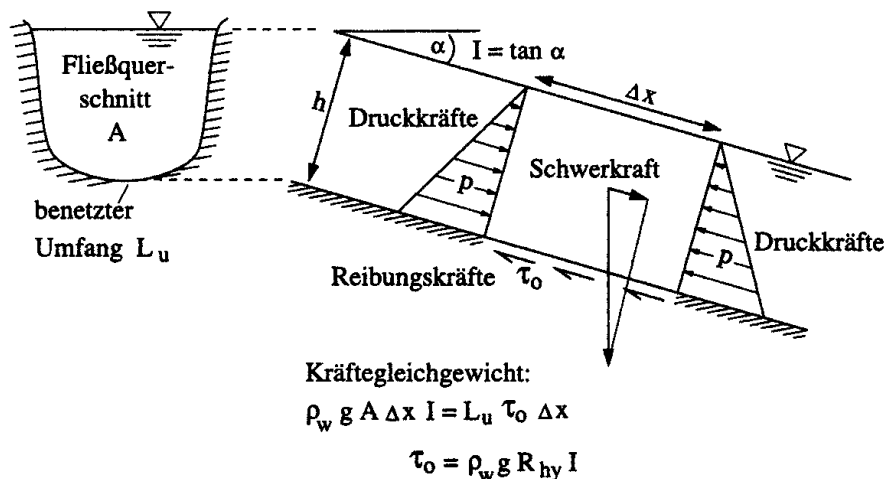
### 6.2.1 Sohlschubspannung

Eine der für die Ermittlung des Schwebstofftransportes ganz wesentliche Größe ist die Sohlschubspannung. Durch Gleichgewichtsbetrachtungen an einem aus einem Gerinne geschnittenen Querschnitt (Abbildung 6.2) ist es möglich, eine allgemeine Gleichung für die querschnittsgemittelte Sohlschubspannung zu ermitteln. Die Schubspannung an der Gewässersohle ist demnach wie folgt definiert:

$$\tau_0 = \rho_w * g * R_{hy} * I_E \quad (6.7)$$

Der Quotient  $\tau_0/\rho_w$  hat die Dimension einer quadrierten Geschwindigkeit und wird als Sohlschubspannungsgeschwindigkeit  $u_*$  bezeichnet:

$$u_* = \sqrt{\frac{\tau_0}{\rho_w}} = \sqrt{g * R_{hy} * I_E} \quad (6.8)$$



**Abbildung 6.2:** Systemskizze zur Ableitung der Sohlschubspannung bei gleichförmiger Strömung [46]

Wird Sediment durch das Fluid Wasser überströmt, so wird klar, dass die Schubspannung  $\tau_0$  bzw. die Schubspannungsgeschwindigkeit  $u_*$  die physikalischen Größen darstellen, die die Massenströme an feinkörnigen Partikeln an der Nahtstelle Wasser – Boden maßgeblich beeinflussen .

### 6.2.2 Schwebstofftransport

Ausgehend von der genannten maßgeblichen Größe, der Sohlschubspannung  $\tau_0$ , sollen im Weiteren die hierdurch in ihrer Verhalten deutlich beeinflussten wichtigen Prozesse – die die Menge an in Schwebel transportierten Sedimenten wesentlich beeinflussen - der Erosion und Sedimentation beschrieben werden.

**Erosion** Da die Erosion ein wesentlicher Parameter dieser Arbeit ist, wurde auf sie in einem eigenen Kapitel (Kapitel 3) eingegangen, auf welches an dieser Stelle verwiesen werden soll.

**Sedimentation** Der Erosion, bei der in Ruhe befindliches Material durch die Strömung in Bewegung gesetzt wird, entgegengesetzt wirkt die Sedimentation. Bei der Sedimentation bewegen sich in Bewegung befindliche Partikel in Richtung der Sohle und verbleiben dort wenigstens für eine bestimmte Zeitdauer [104]. Transport in Suspension ist ein Prozess, bei dem sich zwei Kräfte konträr gegenüberstehen: (1) die Turbulenz, die für eine Aufwärtsbewegung der Partikel sorgen und (2) die Gravitation, die eine Abwärtsbewegung der Partikel bewirkt [88]. Wie stark die Gravitation auf ein Partikel einwirkt hin zur Sedimentation „drängt“, lässt sich für ein ruhendes Fluid durch die Sinkgeschwindigkeit parametrisieren.

**Sinkgeschwindigkeit** Die stationäre Sinkgeschwindigkeit  $v_s$  von kohäsionslosen runden Partikeln lässt sich in einem ruhenden Fluid berechnen aus dem Gleichgewicht zwischen der Gewichtskraft  $G$  und dem Strömungswiderstand  $W$ , welche sich aus dem Newtonschen Widerstandsgesetz herleiten lässt [3]:

$$W = C_D * \frac{\rho_F}{2} * v_s^2 * d^2 * \frac{\pi}{4} = G = (\rho_s - \rho_F) * g * d^3 * \frac{\pi}{6} \quad (6.9)$$

Damit folgt für die Endsinkgeschwindigkeit  $v_s$ :

$$v_s = \sqrt{\frac{4}{3} * \frac{\rho_s - \rho_F}{\rho_F} * \frac{g * d}{C_D}} \quad (6.10)$$

Hierbei ist der dimensionslose Widerstandsbeiwert  $C_D$  von der Reynoldszahl abhängig. Für Partikel in Bewegung drückt die Reynoldszahl das Verhältnis zwischen Durchmesser  $d$ , Sinkgeschwindigkeit  $v_s$  und kinematischer Viskosität des Wassers  $\nu$  aus:

$$\text{Re} = \frac{v_s * d}{\nu} \quad (6.11)$$

Der Strömungswiderstand eines Partikels lässt sich in zwei Komponenten zerteilen, die Reibungskräfte und die Trägheitskräfte. Abhängig von der Form der Strömung dominiert entweder die eine oder die andere Kraft. Bei laminarer Umströmung des Partikels dominieren die Reibungs-, bei turbulenter Umströmung die Druckkräfte. Wenn man nur die Druckkräfte berücksichtigt, d.h. bei laminarer Strömung, ist der Wert für  $C_D$  eine Funktion von Reynoldszahl und kann über das Stokessche Gesetz abgeleitet werden [30], wonach

$$C_D = \frac{24}{\text{Re}} \quad (6.12)$$

ist. Bei größeren Reynoldszahlen und turbulenter Umströmung der Partikel kann  $C_D$  nicht mehr in dieser Form abgeleitet werden, sondern es muss auf empirische Beziehungen zwischen Reynolds und  $C_D$  zurückgegriffen werden.

Hierfür existieren in der Literatur z.B. Formeln nach GRAF (1971) [25], KASKAS oder TOROBIN [124]. Nach GRAF (1971) [25] können abweichende Formen der natürlichen Partikel von der Kugel durch einen Formbeiwert  $FF$  berücksichtigt werden. HAKANSON & JANSSON (1983) [30] wenden einen Koeffizienten für den Formwiderstand  $\phi$  an, der in die Gleichung nach Stokes mit eingeht.

Es muss jedoch darauf hingewiesen werden, dass die Randbedingungen unter denen Formel 6.10 hergeleitet wurde, so in der Natur nicht anzutreffen sind. Unter natürlichen Bedingungen beeinflussen deutlich folgende Faktoren den Absinkvorgang: die Turbulenz der Strömung (hält die Partikel in Suspension), die Struktur und Form natürlicher Partikel (je größer und schwerer die Partikel sind, desto eher tendieren sie zur Sedimentation) und der Zusammenschluss von einzelnen Partikeln zu Korngruppen (Partikelaggregation fördert die Sedimentation).

**Sedimentationsrate** Aus der aus experimentellen Ergebnissen bekannten Tatsache [104, 105], dass in einer turbulenten Strömung mit fester Berandung eine bestimmte Grenzkonzentration ablagerungsfrei transportiert werden kann, ergibt sich, dass nur die Differenz aus der Menge von in Suspension befindlichem Material und der Grenzkonzentration für die Sedimentation zur Verfügung steht. Daher ergibt sich die Sedimentationsrate  $\dot{S}$  aus dem Produkt der Sinkgeschwindigkeit und der Überschusskonzentration in der sohnahen Referenzhöhe  $a$  zu:

$$\dot{S} = v_s * [C_s(a) - C_{s,gr}(a)] \quad (6.13)$$

Zur Bestimmung der sohnahen Konzentration  $C_s(a)$  existieren verschiedene semiempirische und stochastische Ansätze [6, 86]. Die sohnahen Grenzkonzentration (Kapitel 8.5.2) hängt bei beweglichen Sohlen in noch unbekannter Weise von den Sediment- und Strömungsparametern ab [104]. Neben dem in Formel 6.13 gezeigten Ansatz zur Quantifizierung der Sedimentationsraten gibt es weitere, die zumeist auf Experimente an feinen kohäsiven Materialien zurückgehen:

$$\dot{S} = \begin{cases} C_s(a) * v_s * \left(1 - \frac{\tau_0}{\tau_{c,S}}\right) & \text{für } \tau_0 < \tau_{0,S} \\ 0 & \text{für } \tau_0 \geq \tau_{0,S} \end{cases} \quad \text{KRONE (1962) [51]} \quad (6.14)$$

In Gleichung 6.14 geht neben der sohnahen Schwebstoffkonzentration und der Sinkgeschwindigkeit noch ein Term für die Sedimentationswahrscheinlichkeit mit ein, der durch das Verhältnis der Sohlschubspannung  $\tau_0$  zur kritischen Sohlschubspannung für die Sedimentation  $\tau_{c,S}$  charakterisiert wird.  $\tau_{c,S}$  muss über kohäsive Materialien abgeschätzt werden und ist im Wesentlichen eine Funktion der Sedimentkonzentration [105].

## Kapitel 7

### 7 Abschätzung des Sedimenterosionsvolumens und des Schadstoffaustrags durch ein Szenarienhochwasser

#### 7.1 Zielsetzung

Die im Folgenden beschriebene Methodik zur Berechnung der Veränderung einer Gewässersohle unter Einwirkung eines Szenarienhochwassers wurde für die Anforderungen und Randbedingungen eines Projektes der Internationalen Kommission zum Schutz des Rheins (IKSR) konzipiert, in dessen Rahmen diese Arbeit erstellt wurde.

Dies bedeutet, dass auf Grundlage eines groben Messpunktenetzes und entsprechend weniger Messdaten für die Stauhaltungen am Oberrhein mit Schwerpunkt auf der Stauhaltung Marckolsheim folgende Frage beantwortet werden soll: „Wie groß ist das erodierte Sedimentvolumen in den Stauhaltungen bei einem gegebenen Abflussereignis  $HQ_x$ ?“. Im Anschluss daran soll zudem die mit diesem Sedimentvolumen freigesetzte Menge an HCB quantifiziert werden.

Bedingt durch die wenigen Messdaten kann eine genaue quantitative Bestimmung des erodierten Sedimentvolumens nicht erfolgen. Es muss stattdessen Ziel sein, unter Einbeziehung aller vorhandener Daten eine Berechnung zu tätigen, die unter den gegebenen Randbedingungen eine möglichst genaue Abschätzung des Sedimentvolumens ermöglicht, welches bei einem Szenarienhochwasser aus der Stauhaltung Marckolsheim erodiert wird.

Für diese Rahmenbedingungen (kleinräumiges Untersuchungsgebiet, Nutzung aller vorliegender ortsspezifischer Daten) wurde daher nicht auf ein kommerzielles Sedimenttransportmodell zurückgegriffen sondern ein eigenes Berechnungsverfahren entwickelt, dessen Anforderungen und Konzeption im Weiteren erläutert wird.

#### 7.2 Anforderungen und Konzeption der Berechnung

##### 7.2.1 Anforderungen

Im Wesentlichen lassen sich folgende allgemeine und projektspezifische Anforderungen an das Verfahren zur Ermittlung der Veränderung der Sohlhöhe unter Einwirkung eines extremen Abflussereignisses und mithin zur Bestimmung des erodierten Sedimentvolumens im Hinblick auf die Zielsetzung stellen:

- (1) Kleinräumig variable Nutzung aller Naturmessdaten in horizontaler und vertikaler Richtung
- (2) Reduktion auf die für die Problemstellung maßgeblichen Kompartimente und Prozesse [46]
- (3) Möglichkeit der Adaption des Berechnungsverfahrens an verfügbare Messdaten [46]
- (4) Gute Handhabbarkeit veränderlicher Stellgrößen (Abflüsse, kritische Sohlschubspannungen, Sedimentparameter, etc.)
- (5) Exakte Bestimmung der den Berechnungen zu Grunde liegenden Annahmen und deren Einflüsse auf das Ergebnis (Sensitivitäten)
- (6) Implementierung der Strömungs- und Sohlschubspannungsergebnisse des 2D Finite Elemente Strömungsmodells FESWMS-2DH

Von diesen 6 allgemeinen und projektspezifischen Anforderungen sind insbesondere Nummer (1) und (6) von ganz wesentlicher Bedeutung. Um trotz einer relativ schlechten Datenlage und einer geringen Anzahl von Probenahmepunkten zu einem zufriedenstellenden Ergebnis zu gelangen, muss es zum einen möglich sein, die vorhandenen Daten in ihrer Gesamtheit zu nutzen. Zum anderen ist ein genaues Wissen über die notwendigerweise zu Grunde zu legenden Annahmen und Randbedingungen und deren Einfluss auf das Ergebnis unabdingbar.

Ausgehend von diesen Gesichtspunkten ist es vorteilhaft, nicht auf ein komplexes Sediment- und Schadstofftransportmodell zurückzugreifen, sondern ein vereinfachtes Berechnungsmodell anzuwenden.

### 7.2.2 Konzeption

Eine der wichtigsten Voraussetzungen für die Gültigkeit und Aussagefähigkeit der entwickelten Berechnungsmethode ist die Tatsache, dass die Bestimmung eines erodierten Sedimentvolumens ausschließlich unter extremen Abflussereignissen erfolgt. Somit musste die Methodik ausschließlich für Situationen entwickelt werden, in denen es in einer Stauhaltung zu Erosionsprozessen kommt, d.h. für extreme Abflussereignisse, mit Sohlschubspannungen, die die Erosionsstabilität des Sedimentes überschreiten oder zumindest die Schleppkraft des Wassers so hoch ist, dass es nicht zu nennenswerter Sedimentation kommt.

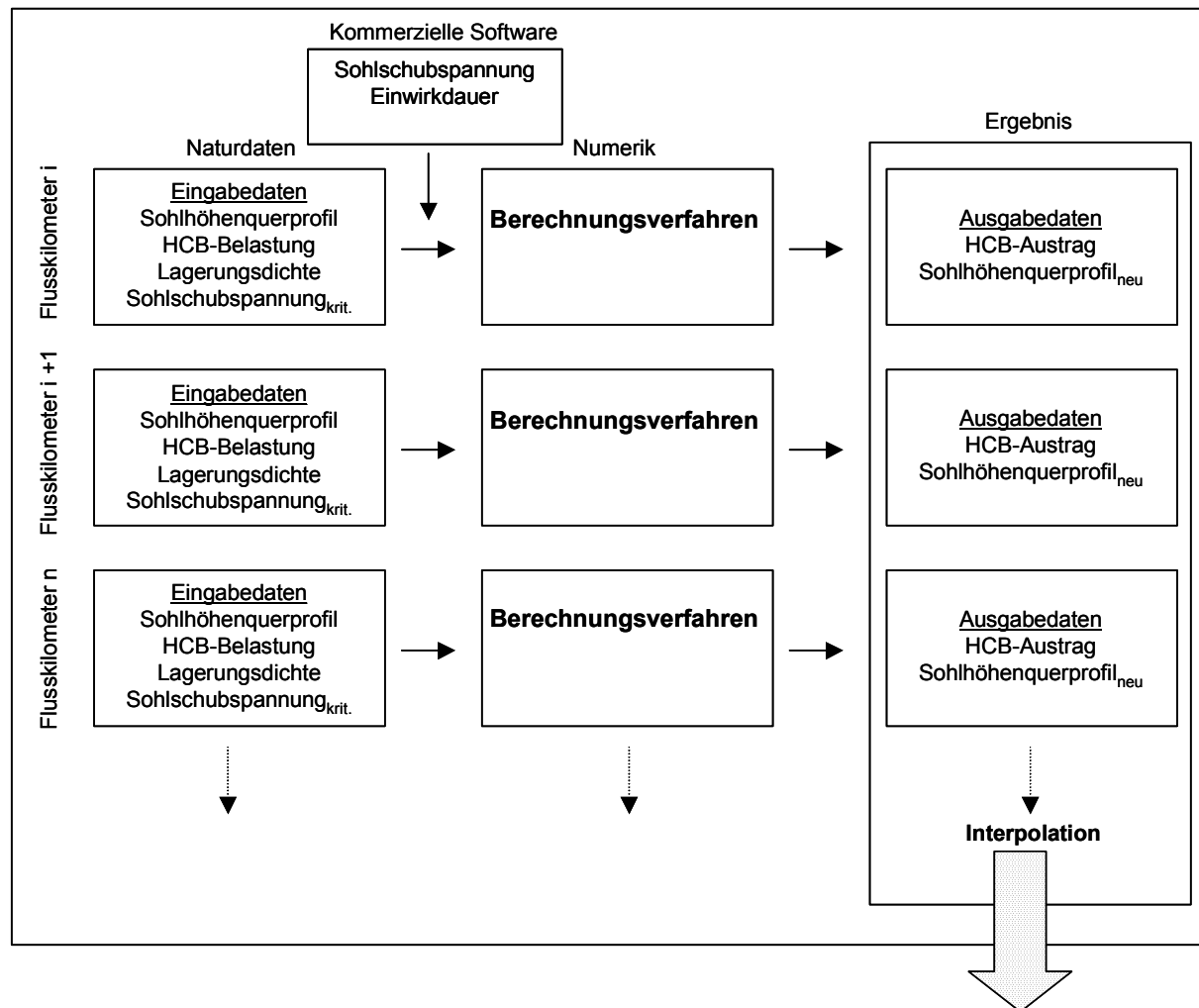
Fehlende Daten, vorhandene Software und die konkreten Arbeitsziele führen dazu, dass bei der Nutzung der Berechnungsmethodik von einigen Annahmen und zu setzenden Randbedingungen ausgegangen werden muss. Diese sind im Einzelnen:

- Ausschließlich Erosionsprozesse während des zu simulierenden Abflussszenarios
- Quasi-stationäre Berechnung der Sohlschubspannungen

Des Weiteren wurde die Lösung so konzipiert, dass die oben bereits erwähnten notwendigen Anforderungen, insbesondere die Möglichkeit zu einer kleinräumigen Änderung der Sedimentparameter in horizontaler und vertikaler Richtung, möglich sind. Es wurde somit ein wesentliches Augenmerk darauf gelegt, so weit wie irgend für die Gegebenheiten des Untersuchungsgebietes eine numerische Lösung zu erarbeiten und durch sinnvolle Ergebnisinter- und extrapolation einen Ausgleich zur fehlenden Datengrundlage zu schaffen.

In Abbildung 7.1 ist schematisch die Vorgehensweise zur Berechnung der neuen Sohlhöhe nach einem Extremabflussereignis aufgezeigt, wobei das Berechnungsverfahren an dieser Stelle noch als „Black Box“ dargestellt ist und erst im Kapitel 7.3 näher erläutert wird. Die Messdaten Sohlhöhenquerprofil, Lagerungsdichte und kritische Erosionsschubspannung stellen in Kombination mit den aus dem numerischen Strömungsmodell FESWMS–2DH erhaltenen Sohlschubspannungen die nötigen Grunddaten da, um die neue Sohlhöhe zu bestimmen. Die daraus folgende Erosionstiefe bzw. das Erosionsvolumen wird dann um die HCB-Belastungen erweitert und somit ein HCB-Gesamtaustrag ermittelt.

Um eine größtmögliche Anpassung des Berechnungsverfahrens an die Gegebenheiten des Untersuchungsgebietes zu ermöglichen, welches insbesondere die räumliche Verteilung der experimentell bestimmten Parameter Lagerungsdichte, kritische Erosionsschubspannung und HCB-Belastung betrifft, kann das Berechnungsverfahren auf beliebig viele Punkte im Querprofil angewendet werden. Generell ist es möglich, jedem dieser Punkte individuelle Randbedingungen, wie sie das Berechnungsverfahren fordert, vorzugeben.



- (1) Sedimentvolumendifferenz
- (2) HCB-Gesamtaustrag

**Abbildung 7.1:** Schematisiertes Konzept zur Ermittlung der Sedimentvolumendifferenz zwischen Profil i und i + 1 bei vorgegebenen Abflussszenario

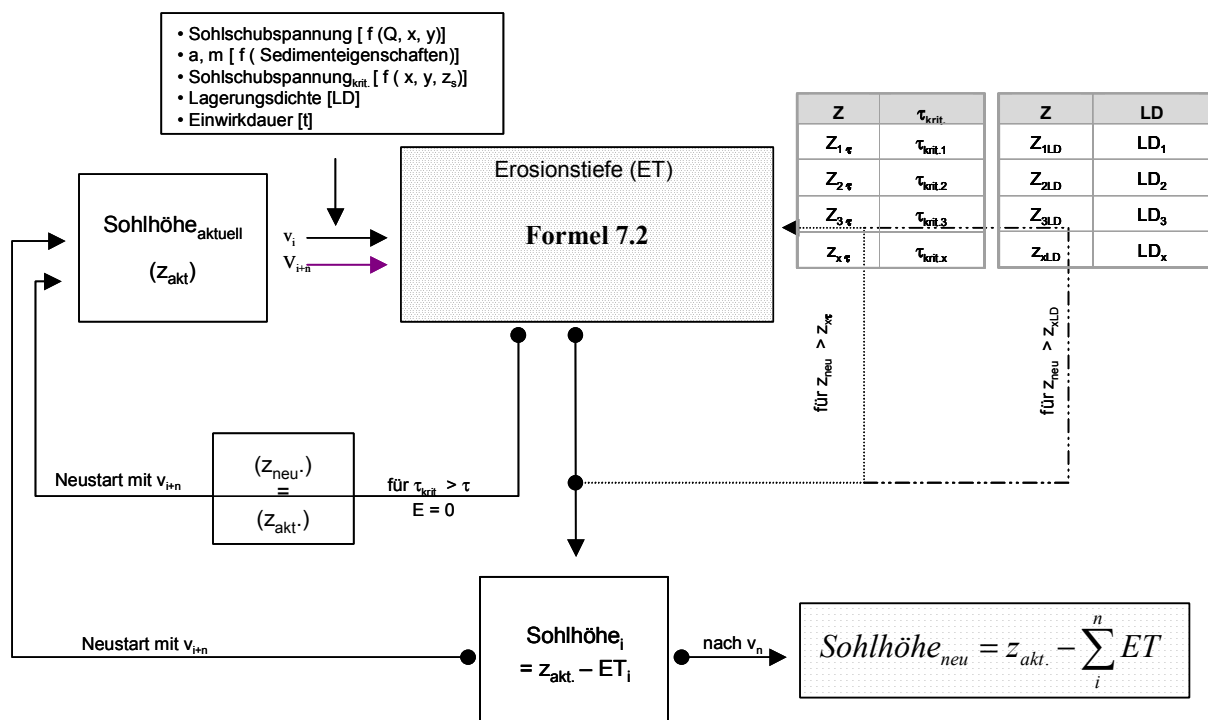
### 7.3 Beschreibung des Berechnungsverfahrens

Auf Grundlage der in den vorhergehenden Kapiteln genannten Ziele und Rahmenbedingungen wurde das in Abbildung 7.2 schematisch dargestellte Berechnungsverfahren entwickelt.

Der Kern dieses Verfahrens besteht aus einer auf Grundlage von LICK & YAO-JUN et al. (1995) [66] in der vorliegenden Arbeit erweiterten Erosionsformel von KANDIAH (1974) [44], deren Ergebnisse mit den weiteren Naturmessdaten verschnitten werden, um somit die gesuchten Angaben zum Sedimenterosionsvolumen und HCB-Gesamtaustrag machen zu können.

$$E = a \times \left( \frac{\tau_0}{\tau_{kr.,e}} - 1 \right)^m \quad \text{KANDIAH (1974) (erweitert) [44]} \quad (7.1)$$

Hierbei ist E die Erosionsrate in Masse Sediment pro Fläche und Zeit, a und m sind sedimentspezifische Konstanten mit der Einheit Masse Sediment pro Fläche und Zeit,  $\tau_0$  ist die Sohlschubspannung und  $\tau_{krit,e}$  die kritische Erosionssohlschubspannung des Sediments in Pascal (Pa). Wie im Weiteren zu sehen sein wird, wurde in dieser Arbeit auf Grund eigener Messergebnisse mit dem SETEG- und dem SEDCIA-System bei der Kalibrierung insbesondere die Werte für a und m experimentell festgelegt.



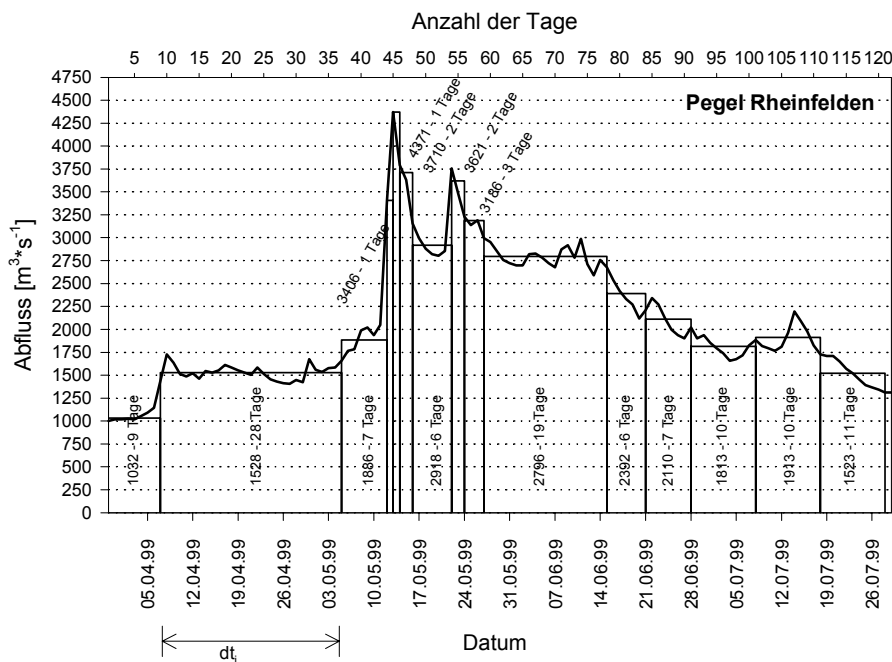
**Abbildung 7.2:** Schematische Darstellung des Berechnungsverfahrens zur Bestimmung der durch ein Abflussszenario herbeigeführten Sohlhöhenveränderung

### 7.3.1 Sohlhöhenberechnung

Um aus Formel 7.1, welche als Ergebnis eine Erosionsrate in  $g \cdot cm^{-2} \cdot sec^{-1}$  ausgibt, die notwendige Erosionstiefe berechnen zu können, wurde diese um die Datensätze der Sedimentdichte und Einwirkdauer (in Sekunden) erweitert (Formel 7.2). Die Sedimentdichte lässt sich aus der Lagerungsdichte unter Annahme eines Zwei-Phasen-Gemisches (Sediment-Wasser) berechnen.

$$ET_x = \sum_{\tau_{krit..e_j}; \tau_{0_i}; \rho_{Sed_j}}^{\tau_{krit..e_{j+k}}; \tau_{0_{i+n}}; \rho_{Sed_{j+k}}} \left( \frac{\left\langle a \times \left( \frac{\tau_{0_i}}{\tau_{krit..e_j}} - 1 \right)^m \right\rangle}{\rho_{Sed_j}} \times \Delta t \right) \quad (7.2)$$

Hierdurch erhält man die Erosionstiefe in cm. Zum Ausgleich durch o.a. Annahmen und Randbedingungen sollte das zu entwickelnde Berechnungsverfahren eine Möglichkeit zur Adaptation der wesentlichen der in Formel 7.2 eingehenden Parameter besitzen. Diese Adaptation wird dadurch verwirklicht, dass sich die Parameter Lagerungsdichte und kritische Erosionsschubspannung nicht nur in x- und y-Richtung ändern können, sondern auch mit der Tiefe. Dies ist ein wesentlicher Vorteil gegenüber übrigen Methoden zur Berechnung der Sohlhöhenveränderung, bei denen davon ausgegangen wird, dass die Erosionsstabilität mit der Tiefe konstant ist, ein linearer Anstieg erfolgt oder eine Korrelation mit anderen Parametern wie der Lagerungsdichte besteht [31, 52, 53]. Diese Annahmen werden getroffen, um Rechnungen über lange Zeitskalen und in großen Untersuchungsgebieten zu realisieren, bei denen eine ausgedehnte Datenaufnahme mit statistischer Absicherung aus Kosten- und Aufwandsgründen nicht möglich ist.



**Abbildung 7.3:** Unterteilung des Abflussgeschehens am Pegel Rheinfelden aus dem Jahr 1999 in stationäre Einzelereignisse unterschiedlicher Dauer

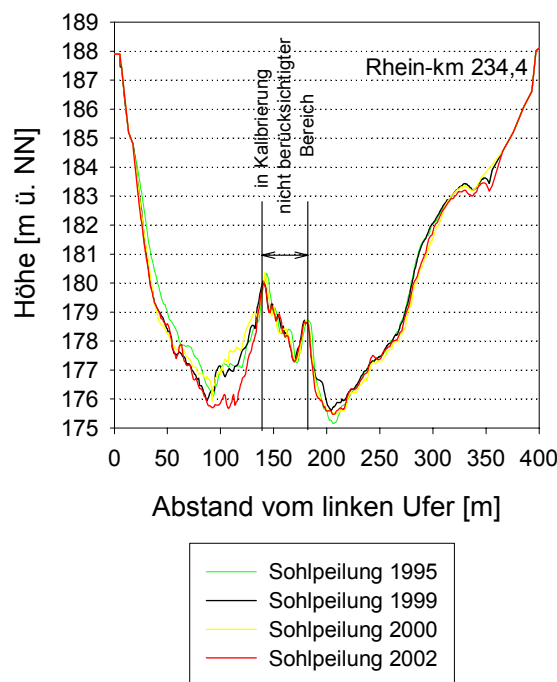
Die Berechnung der Sohlhöhenveränderung, d.h. der neuen Sohlhöhe in m ü. NN nach dem Durchgang eines Abflusszenarios wird konkret wie folgt realisiert (Abbildung 7.2).



Auf Grund der benutzten Software zur Berechnung der Sohl Schubspannungen, der einer stationären Strömungsberechnung zu Grunde liegt und der Veränderung der Sedimenteigenschaften mit der Tiefe, muss die Veränderung der Sohlhöhe in mehreren „Schleifen“ ermittelt werden. „Schleife 1“, stationäre Strömungsberechnungen bedeutet, dass wie in Abbildung 7.3 verdeutlicht, ein Abflussszenario, in diesem Falle der Hydrograph des Hochwassers vom Mai 1999 am Pegel Rheinfelden, in mehrere Abschnitte  $dT$  mit konstanten Abfluss  $Q$  über eine zeitlich definierte Länge unterteilt werden muss. Für jeden der dann definierten Abflüsse muss eine eigene Erosionstiefe ermittelt werden, d.h. nach jedem quasi-stationären Abfluss erfolgt ein Neustart des Berechnungsverfahrens wie es im Schema durch die zur Ausgangssohlhöhe zurückführenden Pfeile verdeutlicht wird. Die tatsächliche Sohlhöhenveränderung ergibt sich dann aus der Summe der einzelnen Sohlhöhenveränderungen für jeden stationären Abfluss.

Innerhalb der „Schleife 1“ gibt es eine „Schleife 2“, die dafür zuständig ist, die Parameter Lagerungsdichte und kritische Erosionsschubspannung innerhalb der Formel zur Berechnung der Erosionstiefe den in der jeweiligen Tiefe vorherrschenden Sedimenteigenschaften anzupassen. Während der Berechnung der Erosionstiefe wird die zu einem Zeitpunkt  $t_1$  erreichte Tiefe mit den Daten der Lagerungsdichte und kritischen Erosionsschubspannung abgeglichen und wenn nötig durch veränderte Werte ersetzt. Auch hier ergibt sich die tatsächliche Sohlhöhenänderung aus der Summe der Einzeländerungen.

Diese Bestimmung der Sohlhöhenänderung wird für beliebig viele Punkte in allen Querprofilen des betrachteten Untersuchungsraumes durchgeführt, mit deren Einzelergebnissen durch lineare Interpolation eine Aussage über die gesamte Fläche gemacht wird. Mittels der Summe der Einzeldifferenzen der stationären Abflüsse im Zeitraum  $dt_i$  zwischen Sohlhöhe<sub>alt</sub> zum Zeitpunkt  $t_i$  und Sohlhöhe<sub>neu</sub> zum Zeitpunkt  $t_i + \Delta t$  kann das gesamte erodierte Sedimentvolumen bestimmt werden.



**Abbildung 7.4:** Sohlhöhen bei Rheinkilometer 234,4 der Jahre 1995, 1999, 2000 und 2002; Stauhaltung Marckolsheim

Hierbei wird zudem darauf geachtet, dass für Bereiche im Querprofil, an denen im Zeitraum 1995 – 2002 keine Sohlhöhenveränderung aufgetreten ist, auch bei der Neuberechnung der Sohlhöhe eine Erosion ausgeschlossen wird. Ein Beispiel für einen solchen Bereich ist in Abbildung 7.4 anhand des Querprofils des Rheinkilometers 234,4 dargestellt. Es zeigt sich deutlich, dass im Abstand zwischen 135 und 190 Metern vom linken Ufer trotz mehrerer Hochwasserereignisse keine wesentliche Veränderung der Sohle stattgefunden hat. Sicherlich besteht die Möglichkeit, dass sich an dieser Stelle deshalb keine Veränderungen ergeben haben, weil sich Sedimentation und Erosion ausgeglichen haben, denn auf Grund der großen zeitlichen Abstände erhält man nur das Bild einer Nettoerosion bzw. -sedimentation. Da sich dieser Effekt jedoch bei drei Sohlpeilungen nach 1995 immer wieder einstellt, erscheint die Annahme einer erosionsstabilen Sohle an dieser Stelle plausibel. Entsprechend wird bei den übrigen Querprofilen verfahren, die dieselben Hinweise zeigen.

### 7.3.2 Berechnung HCB-Austrag

Mit den Ergebnissen der Sohlhöhenveränderungen als Eingabedaten erfolgt im Anschluss die Berechnung des HCB-Austrages nach folgender Formel:

$$HCB - Austrag_{\text{Berechnungspunkt}_x} = \sum_{ET_j}^{ET_{j+n}} ET_j \times \rho_{\text{Sed.},j} \times K_j \quad (7.3)$$

Hierbei ist  $ET_j$  die Erosionstiefe in cm,  $\rho_{\text{Sed.},j}$  die zu Tiefe  $z_j$  gehörige Sedimentdichte in  $\text{g} \cdot \text{cm}^{-3}$  (Trockenmasse) und  $K$  die Menge an HCB in  $\mu\text{g} \cdot \text{g}^{-1}$  (Trockenmasse). Daraus ergibt sich der HCB-Austrag in  $\mu\text{g} \cdot \text{cm}^{-2}$  und lässt sich entsprechend der Vorgehensweise bei der Sohlhöhenveränderung durch Interpolation auf die Fläche als Gesamtaustrag umrechnen. Eine beliebig feine Auflösung der HCB-Belastung mit der Tiefe für jeden Berechnungspunkt ist möglich, so dass auch geringmächtige Schichten niedriger oder hoher Belastung nicht durch zum Beispiel Mittelwertbildung über größere Abschnitte eliminiert werden.

#### Zuordnung von Lagerungsdichte, kritische Erosionsschubspannung und HCB-Gehalt zu den Berechnungspunkten im Querprofil

Für eine geostatistische Auswertung der Messdaten reicht der vorliegende Umfang an Probenahmepunkten nicht aus. Um trotzdem eine wissenschaftlich haltbare Abschätzung zu ermöglichen, müssen bei der Zuweisung der Daten Lagerungsdichte, kritische Erosionsschubspannung und HCB-Gehalt zu den Berechnungspunkten im Querprofil vereinfachende Annahmen getroffen werden.

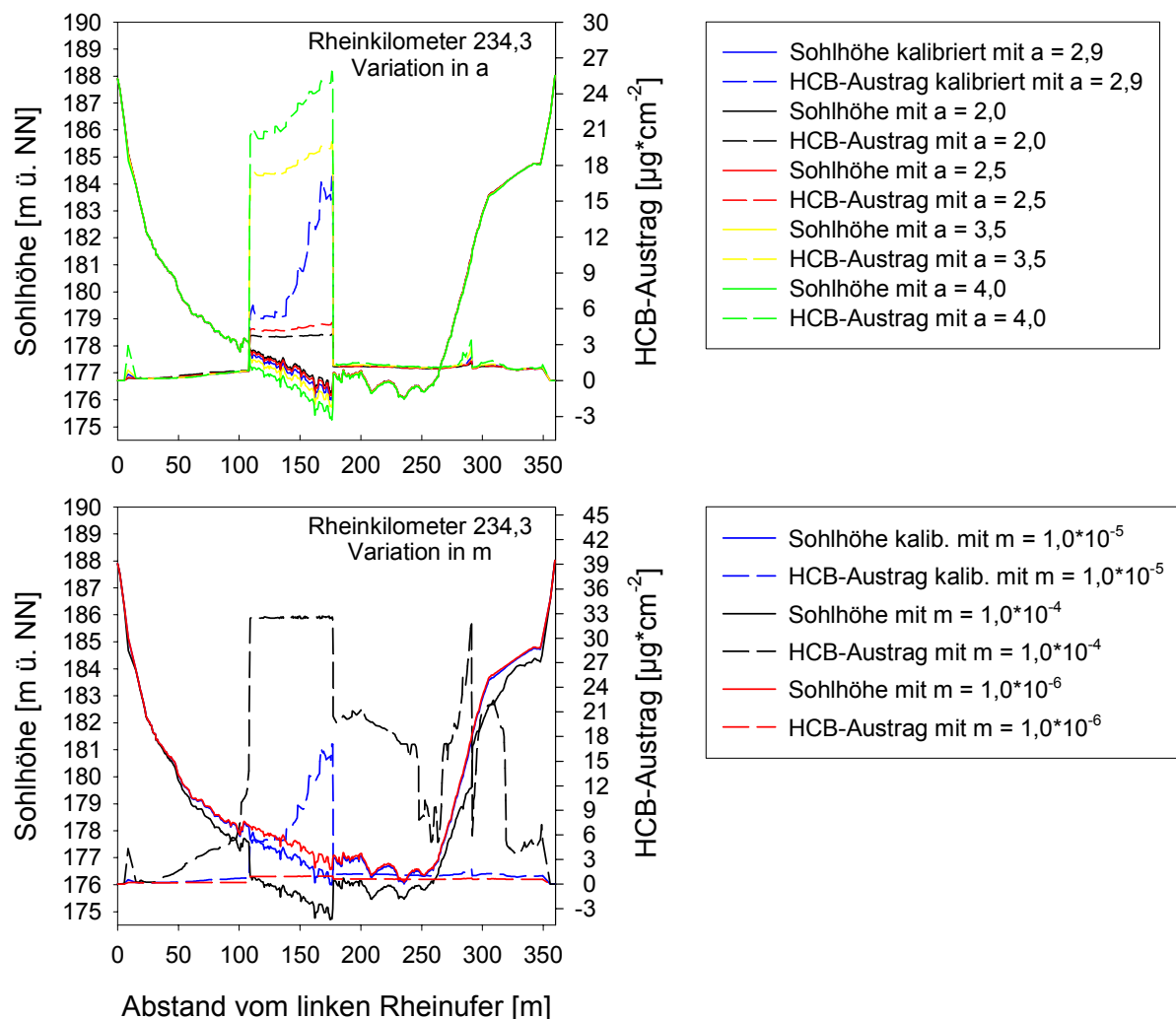
- (1) Bei Querprofilen (Rh-km 234,1), für die nur ein Probenahmepunkt zur Verfügung steht, werden dessen Messdaten als repräsentativ für das gesamte Querprofil angenommen, wobei auf die Besonderheiten bei Probenahmepunkt 8 und dessen Auswirkungen im Falle dieser Vorgehensweise gesondert in Kapitel 4.3 eingegangen wird
- (2) Bei Querprofilen (Rh-km 234,1 234,3, 234,5 und 234,6), für die zwei Probenahmepunkte zur Verfügung stehen, werden die Mittelwerte der Messdaten aus beiden Probenahmepunkten als repräsentativ für das gesamte Querprofil angenommen
- (3) Bei Querprofil 234,4, für das kein Probenahmepunkt zur Verfügung steht, werden die Mittelwerte der Probenahmepunkte der angrenzenden Querprofile (Rh-km 234,5 und 234,3) als repräsentativ für das gesamte Querprofil angenommen

- (4) Da im Falle der kritischen Erosionsschubspannungen und der HCB-Gehalte nicht für alle Sedimenttiefen Daten vorliegen, erfolgt eine lineare Interpolation auf äquidistante Abschnitte (5 cm). Daten der Lagerungsdichte liegen in 1 cm Schritten vor.

Grundlage für diese Annahmen waren die in Kapitel 4.1.4 ausführlich diskutierten Tiefenprofile der Lagerungsdichte, kritischen Erosionsschubspannung und HCB-Gehalte und die dort gezogenen Schlussfolgerungen.

### 7.3.3 Sensitivitätsbetrachtung

Wie aus Formel 7.2 zu entnehmen, gehen in die Berechnung der Erosionstiefe die Konstanten  $a$  und  $m$  ein, die wie in Kapitel 4.3 beschrieben iterativ durch Kalibrierung anhand eines Hochwasserereignisses bestimmt werden können. In der folgenden Sensitivitätsbetrachtung wird die Ergebnisänderung in Relation zur Änderung der Eingangswerte ermittelt. Aufgeschlüsselt nach Eingabewerten kann so der „sensitivste“ und damit entscheidende Eingabeparameter ermittelt werden.



**Abbildung 7.5:** Änderung der Erosionstiefe durch Änderung der Konstanten  $a$  und  $m$  in der Erosionsformel nach KANDIAH (1974)

Um den Einfluss der Konstanten  $a$  und  $m$ , auf die Erosionstiefe zu testen, wurde beispielhaft für Rh-km 234,3 und das Abflussereignis von 1999 (Abbildung 7.3) jeweils eine der beiden Konstanten geändert, bei gleichzeitiger Beibehaltung des kalibrierten Wertes für die andere Konstante. Die am Hochwasser aus dem Mai 1999 kalibrierten Werte ergaben sich iterativ aus Anfangswerten, die auf Untersuchungen ungestörter Sedimentproben aus der Stauhaltung Marckolsheim fußen. Die Auswirkungen auf die Sohlhöhe und den HCB-Austrag pro  $\text{cm}^2$  ist in Abbildung 7.5 dargestellt. Hierbei zeigt sich, dass das Ergebnis auf die Änderung beider Konstanten gleichermaßen sensitiv reagiert und somit eine fehlerhafte Annahme einer der Konstanten direkte Auswirkungen auf die Bestimmung der Sohlhöhe und des HCB-Austrages hat. Bedingt dadurch, dass die Konstante  $m$  als Potenz in die Formel 7.2 eingeht, zieht eine Abweichung in positive oder negative Richtung eine noch stärkere Änderung des Ergebnisses „neue Sohlhöhe“ nach sich, als es die Änderung der Konstante  $a$  als bloßer Faktor bewirkt. Dabei sind die Unterschiede der Konstante  $a$  um eine Zehnerpotenz in positive und negative Richtung in Abhängigkeit vom Sediment nicht unrealistisch und in der Literatur belegt [66]. Für die Konstante  $m$  wird in gleicher Literatur ein Richtwert von 3,0 angegeben, so dass auch hier die maximal simulierten Änderungen von +/- 1,0 realistisch sind. Dadurch, dass die Konstante  $a$  als Faktor in die Formel 7.2 eingeht, kommt es bei den so berechneten neuen Sohlhöhen immer zu einer proportionalen Änderung in positive bzw. negative Richtung. Das dieser Effekt nicht auf den HCB-Austrag zutrifft, liegt an den zunehmenden HCB-Gehalten im Tiefenprofil, der für Rh-km 234,3 als repräsentativ angenommenen Sedimentprobe, d.h. der Mittelwerte zwischen Probenahmepunkt 2 und 9 (Abbildung 8.29). Gleiches gilt für die Änderungen der HCB-Austrags bei Variation von Konstante  $m$ .

Zusammenfassend ist es daher von erheblicher Bedeutung für ein verlässliches Ergebnis, diese beiden Konstanten möglichst exakt bestimmen zu können. Die Lösung dieses Kernproblems kann nur gelingen, wenn

- (1) die ebenfalls in die Formel 7.2 eingehende kritische Erosionsschubspannung genau bestimmt werden kann und
- (2) Daten vorliegen, die es ermöglichen mit den bekannten kritischen Erosionsschubspannungen die unbekannt Konstanten  $a$  und  $m$  zu bestimmen.

Beide Aufgaben sind in der vorliegenden Arbeit durch das SETEG-System in Verbindung mit den Lagerungsdichten für Punkt (1) und Sohlpeilungen vor und nach einem signifikanten Hochwasser für Punkt (2) gegeben.

## Stauhaltungen am Oberrhein

Das Einzugsgebiet des Rheins hat eine Fläche von rd. 185000 km<sup>2</sup> mit einer Einwohnerzahl von ca. 50 Mio. und verteilt sich auf 9 Staaten. Entsprechend hoch ist die anthropogene Nutzung durch Industrie, Agrarwirtschaft, Freizeit und Erholung. Der Rhein von Basel bis Rotterdam gehört zu den weltweit dichtesten befahrenen Binnenschiffahrtsstraßen. Der 1320 km lange Rheinlauf untergliedert sich in insgesamt sechs Teilabschnitte: Alpenrhein, Hochrhein, Oberrhein, Mittelrhein und Niederrhein und sich das in den Niederlanden anschließende Rheindelta (Abbildung I und II) [38].

Die auf deutschem und französischem Gebiet untersuchten Stauhaltungen liegen im Teilabschnitt Oberrhein. Die Teilabschnitte Oberrhein und Hochrhein, oberhalb der Mainmündung gelegen, umfassen mit ca. 71000 km<sup>2</sup> in etwa 1/3 des gesamten Einzugsgebietes des Rheins. Verteilt auf ca. 32000 km<sup>2</sup> bzw. 45 % auf deutschem, 41 % auf schweizerischem, 11 % auf französischem und 3 % auf österreichischem Staatsgebiet. Bedeutendster Zufluss des Hochrheins ist die Aare mit einem Einzugsgebiet von ca. 18000 km<sup>2</sup> und für den Oberrhein der Neckar mit 14000 km<sup>2</sup>. Des Weiteren münden folgende Flüsse mit Einzugsgebieten über 1000 km<sup>2</sup> in den Hoch- bzw. Oberrhein – Thur, Wutach, Elz und Kinzig sowie III.

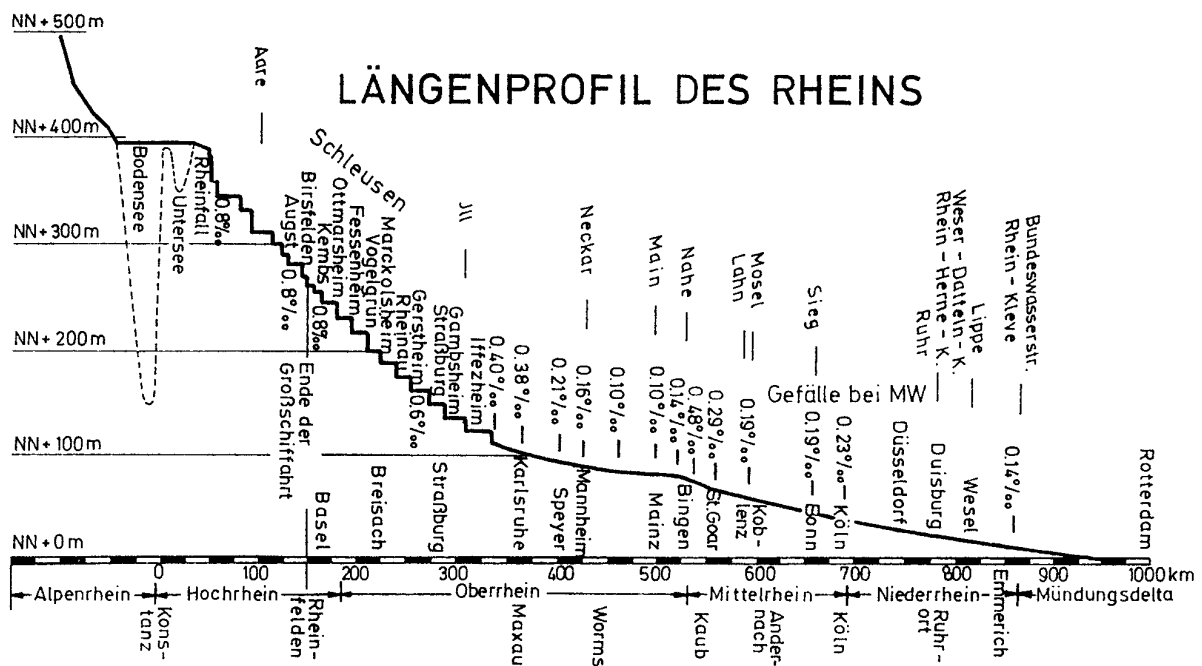


Abbildung I: Längenprofile des Rheins [120]

Dieser Teilabschnitt hatte bis zum Beginn des 19. Jahrhunderts noch den Charakter eines Wildstromes, welcher u.a. durch die Korrekturen des badischen Obersten und Oberdirektors für Wasser- und Straßenbau Johann Gottfried Tulla (1770 – 1828) in ein regelmäßiges Rheinbett verändert wurde. In der weiteren Folge des 20. Jahrhunderts wurden Eingriffe zur Verbesserung insbesondere der Schifffahrtsverhältnisse, zur Verhinderung fortschreitender Sohlenerosion und zur Nutzung der Wasserkraft vorgenommen. Hierzu gehörte u.a. der Bau mehrerer Staustufen zwischen Rheinkilometer 170 bei Basel und Kilometer 334 bei Iffezheim zwischen den Jahren 1928 und 1977, so dass der Oberrhein nach und nach sein heutiges Gesicht bekam [36].

Die Veränderung des Rheinverlaufes ab den 20`er Jahren des 19. Jahrhunderts lassen sich nach KLOSE (1995) [48] in drei Bauabschnitte einteilen - (1) Rheinseitenkanal, (2) Schlingenlösungen, (3) Staustufen im Rheinbett.

Durch die Ausbaumaßnahmen wurde der Talweg des Rheinstromes zwischen Basel und Worms von ursprünglichen 354 km auf 273 km verringert und es wurde dem Rhein u.a. durch Aufbau eines Deichsystems rd. 130 km<sup>2</sup> natürliche Überschwemmungsfläche genommen. Diese und weitere Gründe führten zu einer Verschärfung der Hochwasserereignisse, wie wir sie heute vorfinden. Der Verschärfung dieser Hochwasserereignisse versucht man u.a. durch den Sonderbetrieb verschiedener Rheinkraftwerke sowie durch den Bau von Rückhalteräumen z.B. Polder Moder und Altenheim entgegenzuwirken [34].

Eigene Untersuchungen und Daten verschiedener Institutionen, wie dem Wasser- und Schifffahrtsamt, Freiburg, und der Landesanstalt für Umweltschutz, Karlsruhe sowie der Bundesanstalt für Gewässerkunde, Koblenz, haben ergeben, dass sich in den Stauhaltungen des Oberrheins größere Mengen feinkörniger Sedimentablagerungen befinden, die zum Teil deutlich erhöhte Konzentrationen an Umweltchemikalien aufweisen. Im Hinblick auf eine mögliche Remobilisierung der vorliegenden Sedimentablagerungen sowie der darin enthaltenen Kontaminanten und die damit verbundene Gefährdung unterstrom liegender Rheinabschnitte wurde die Erosionsstabilität der Sedimente in verschiedenen Stauhaltungen untersucht, wobei eine detaillierte Betrachtung der Stauhaltungen Marckolsheim in Form einer Fallstudien erfolgte. Insbesondere wird eine Abschätzung hinsichtlich der zu erwartenden Sediment- und Schadstoffausträge beispielhaft für Hexachlorbenzol bei zwei Szenarienhochwasser durchgeführt. Das unter Kapitel 3 präsentierte Modell soll dabei als Vorhersagewerkzeug eingesetzt werden.

Bedingt durch die unterschiedlichen Gegebenheiten innerhalb des Teileinzugsgebietes hinsichtlich Geologie, Klima und Topographie kommt es zu wesentlichen Unterschieden im Abflussgeschehen in Teilbereichen des Hoch- und Oberrheins. Zudem zeichnen sich die Stauhaltungen des Oberrheins durch verschiedene Bau- und Betriebsweisen in Form von Schlingenlösungen bzw. Vollstauungen (staugeregelter Strom) aus.

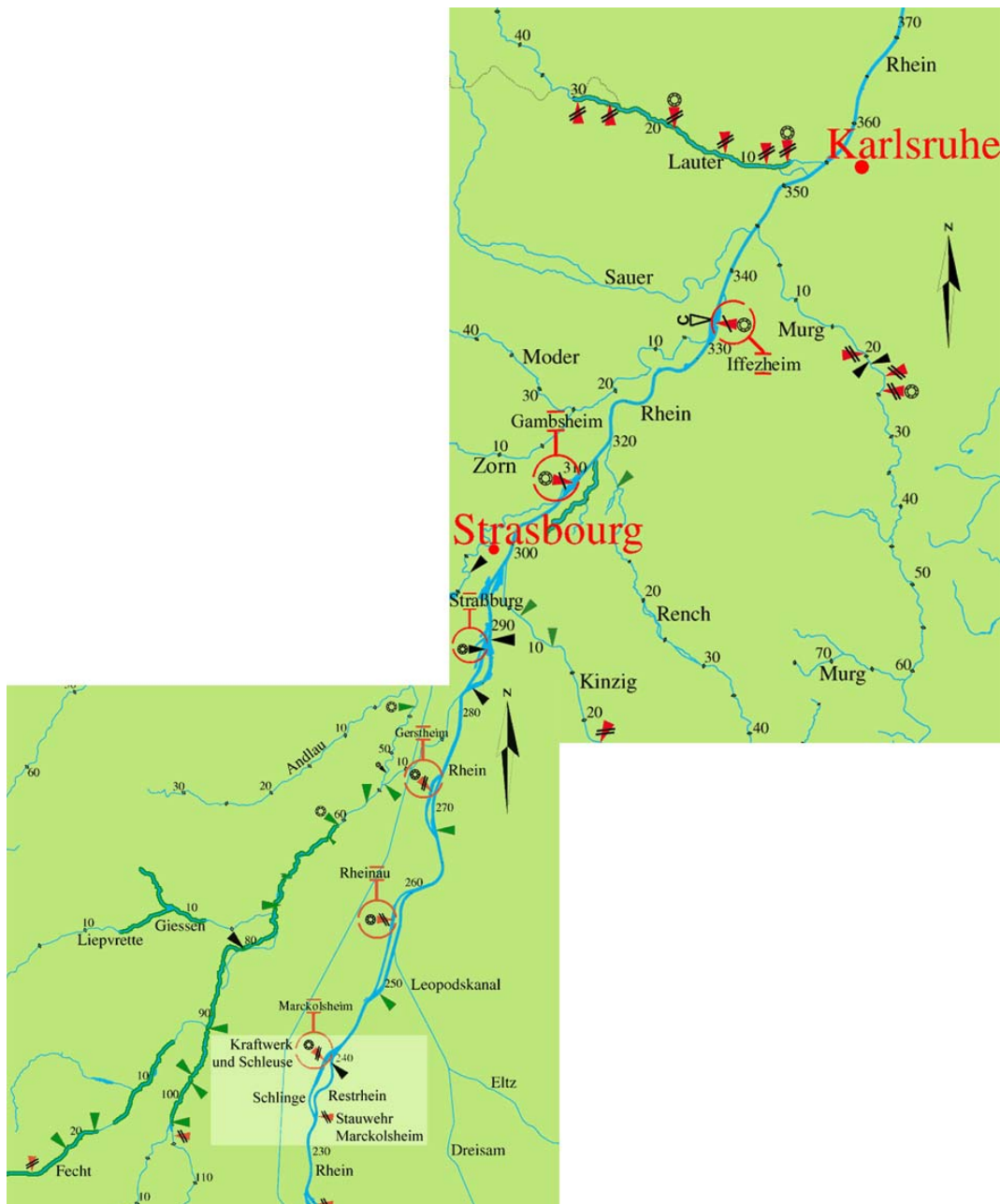


Abbildung II: Übersicht über die Stauhaltungen am Oberrhein

## Bau- und Betriebsweisen

Entsprechend der bereits erwähnten Einteilung der Oberrheinstauhaltungen in Rheinseitenkanal, Schlingenlösungen (Marckolsheim, Rheinau, Gerstheim, Strasbourg) und Vollstauhaltungen (Gamsheim, Iffezheim) ergeben sich für diese Typen grundsätzlich verschiedene Bau- und Betriebsweisen. Da im Bereich des Rheinseitenkanals keinerlei Untersuchungen stattgefunden haben, soll im Folgenden und in den entsprechenden Unterkapiteln der Fallstudien ausschließlich die Schlingenlösungen und Staustufen im Rheinbett näher erläutert werden.

**Schlingenlösungen** Die Stauhaltungen Marckolsheim, Rheinau, Gerstheim und Strasbourg sind die Stauhaltungen am Oberrhein, deren Ausbau nach der sogenannten Schlingenlösung erfolgt ist. Im Staatsvertrag von 1956 zwischen Frankreich und der Bundesrepublik Deutschland wurde für den Abschnitt Breisach/Strasbourg die Schlingenlösung festgelegt, nach der in jeder Stauhaltung Kraftwerk und Schleuse in einem kurzen Seitenkanal (Schlinge) und das Stauwehr im vorhandenen Rheinbett erstellt wurde. Zwischen den einzelnen Schlingen fließt das gesamte Rheinwasser im bestehenden Rheinbett. Durch Einbau von Hilfswehren in den unteren Schlingenbereichen konnte eine Grundwasserspiegelanhebung erreicht und Teile des Altrheins gespeist werden (Abbildung I und II).

Im mittleren Teil jeder Stauhaltung - Länge zwischen 14 bis 16 km - wird der Rhein durch ein Wehr aufgestaut und somit ein Normalstau gehalten. Dieser Normalstau wird, solange keine Sonderregelungen auf Grund beispielsweise oberstrom liegenden Häfen o.ä. dem entgegenstehen auch bei Abflussgeschehen über Normabfluss durch Regulierung mittels der Wehre gehalten. Die Wehre bestehen aus 5 bis 7 Wehrfeldern mit einer durchschnittlichen Fallhöhe von ca. 13 m. Bis zu einem Abfluss von  $1400 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$  wird die Wasserführung ausschließlich über die Schlinge (Schiffahrts- und Kraftwerkskanal) auf das französische Ufer abgeleitet. Am Ende der Schlinge sind jeweils eine Schleuse und ein Kraftwerk angeordnet an deren Ende das Wasser wieder dem alten Rheinbett zugeführt wird [49, 114]. Bis zu der genannten Wasserführung von  $1400 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$ , wird an 300 Tagen im Jahr am Pegel Basel unterschritten [63], werden unterhalb der Wehre dem Restrhein lediglich eine Mindestwassermenge von  $15 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$  zugeführt. Hierdurch und durch den Einbau von festen Schwellen werden die Wasserstände im Mittel auf der ursprünglichen Höhe gehalten. Für Wasserführungen zwischen  $1400 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$  und  $4000 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$  gilt, dass eine maximale Abflussmenge von  $1400 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$  über die Schlinge abgeführt wird, die restliche Wassermenge über die Wehre. Im Falle von Abflussereignissen mit Abflüssen über  $4000 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$  (jeweils gemessen am Pegel Maxau) kommt es zum sogenannten Sonderbetrieb, indem über die Schlinge nur noch die für den Kraftwerksbetrieb unbedingt notwendigen  $60 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$  abgeführt werden. Auch hier wird die restliche Wassermenge über das Wehr in den Altrhein abgeführt.

Somit ergeben sich drei mögliche Wege der Wasserführung (Tabelle I):

- (1) ausschließlich durch die Schlinge
- (2) Aufteilung zwischen Schlinge und Wehr
- (3) ausschließlich über Wehr

Stauhaltung	Abflüsse ( $\text{m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$ )	Anmerkung	Abflussverteilung	
			Kraftwerkskanal ( $\text{m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$ )	Wehr ( $\text{m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$ )
Marckolsheim	< 1400		1400	Mindestwasserabfluss in den Restrhein (15)
	> 1400		1400	Abfluss abzgl. 1400
	> 4000	maßgeblicher Pegel: Maxau	60	Abfluss abzgl. 60

**Tabelle I:** Abflussverteilung in Abhängigkeit vom Abfluss; Stauhaltung Marckolsheim nach WSA (2002) [117]

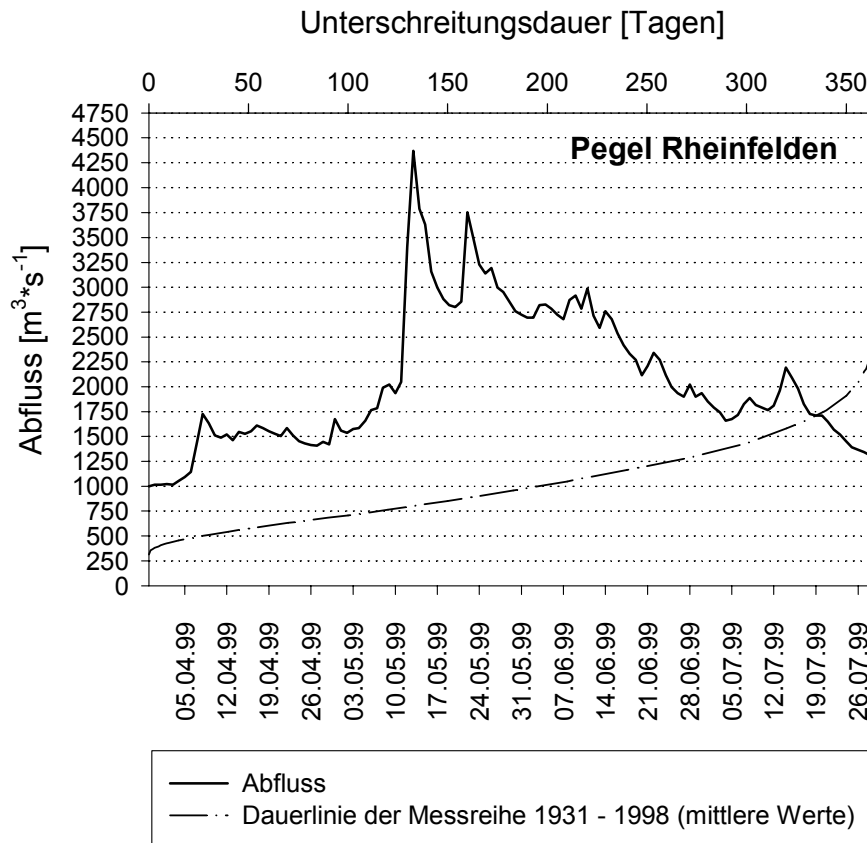


**Vollstauungen (staugeregelter Strom)** Nach dem Abschluss des Ausbaus des Rheins von Basel bis Strasbourg durch die Republik Frankreich im März 1970 wäre es ohne weitere wasserbauliche Maßnahmen zu einer Eintiefung der Rheinsohle in Folge Ausbleibens des Geschiebes vom Oberlauf her gekommen. Mit dem Ziel, dieses zu verhindern, wurde im deutsch-französischen Vertrag vom 04.07.1969 über den Ausbau des Rheins der Bau der Stauhaltungen Gamsheim und Iffezheim beschlossen [121]. Die Stauhaltungen Gamsheim und Iffezheim bedingen durch ihre Lage im Rheinbett eine gegenüber den Schlingenlösungen veränderte Bau- und Betriebsweise. Diese beiden Stauhaltungen mit einer Länge von 21,17 bzw. 24,90 km sind gekennzeichnet durch die Hauptbauwerke Wehr mit beweglichen Verschlüssen, Querdamm durch das Rheinbett sowie zwei Schleusen mit Vorhäfen und einem Kraftwerk mit einem maximalen Durchfluss von  $1100 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$  [114]. Die Wehre bestehen aus jeweils 6 Wehrfeldern mit einer Fallhöhe von 10,35 bzw. 12,00 m [115]. Wie bei den Stauhaltungen der Schlingenlösungen werden auch an den Wehren der Stauhaltungen Gamsheim und Iffezheim Stauziele in Abhängigkeit vom Abfluss unter Beachtung möglicher Sonderregelungen gehalten. Ebenso gelten die für die Schlingenlösungen aufgezeigten Wasserführungen über Wehr und Kraftwerk bei verschiedenen Abflussmengen. Hierbei ist jedoch zu beachten, dass bei den Kraftwerken der Stauhaltungen Gamsheim und Iffezheim im Maximum lediglich  $1100 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$  abgeführt werden [117].

## Abflussverhältnisse

Die Abflusssteuerung der Stauhaltungen am Oberrhein, insbesondere denen der Schlingenlösungen, werden maßgeblich durch die hydrologischen Verhältnisse am Hochrhein beeinflusst, da zwischen Beginn des Oberrhein bei Basel und der Stauhaltung Marckolsheim keine wichtigeren Nebenflüsse mit Einzugsgebieten über  $1000 \text{ km}^2$  in den Oberrhein münden. Somit wird die Wasserführung des Hochrheins und den Anfängen des Oberrheins im Wesentlichen durch den Rhein selber und den Zufluss der Aare bestimmt [63], d.h. die für die Schlingenlösungen als repräsentativ anzusehende Abflussganglinie des Pegels Rheinfelden in der Schweiz zeigt das typische Verhalten für alpine Flüsse. Hohe, durch die Schneeschmelze gespeiste Abflüsse im Frühsommer und geringe Abflüsse im Winter. Für den Pegel Rheinfelden gilt hierbei, dass für den Zeitraum 1931 bis 1998 ein mittlerer Abfluss MQ von  $1030 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$  gemessen wurde. Nach Sommer- und Wintermonaten aufgeteilt ergeben sich im Mittel Abflusswerte von  $841 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$  (Winter) und  $1210 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$  (Sommer). Deutlich wird dieses typische Abflussgeschehen auch anhand der in Abbildung III dargestellten Abflussganglinie des Pegels Rheinfelden für den Zeitraum des Jahres 1999. Die Frühjahrs- und Frühsommermonate weisen hier Abflussspitzen von  $3250 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$  auf mit einem mittleren Abfluss zwischen März und Anfang Juni von ca.  $1500 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$ . In den Wintermonaten zeigt sich ein gegenüber dem Frühjahr und Frühsommer verringerter Abfluss zwischen  $500$  und  $1250 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$  mit einem Mittel von ca.  $1000 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$ . Im Weiteren bedeutsam für Kapitel 3 und 4.3 ist die hohe Wasserführung im Jahr 1999 in den Monaten Mai und Juni, mit den kurz aufeinanderfolgenden Abflussspitzen von  $4371 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$  und  $3755 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$ . Die Wasserführung in den Monaten Mai und Juni muss jedoch als Extremereignis angesehen werden, da sie deutlich über den mittleren Werten für diesen Zeitraum liegen und ist somit für die mittlere jährliche Wasserführung in diesen Monaten nicht repräsentativ.

Für die Stauhaltungen Gamsheim und Iffezheim erhöhen sich die durchschnittlichen Abflüsse gegenüber denen der Schlingenlösungen auf Grund des Abflussgeschehens mehrerer Zuflüsse zum Rhein unterhalb der Stauhaltung Strasbourg. Hierbei am bedeutendsten sind die Kinzig und von französischem Gebiet her die III.



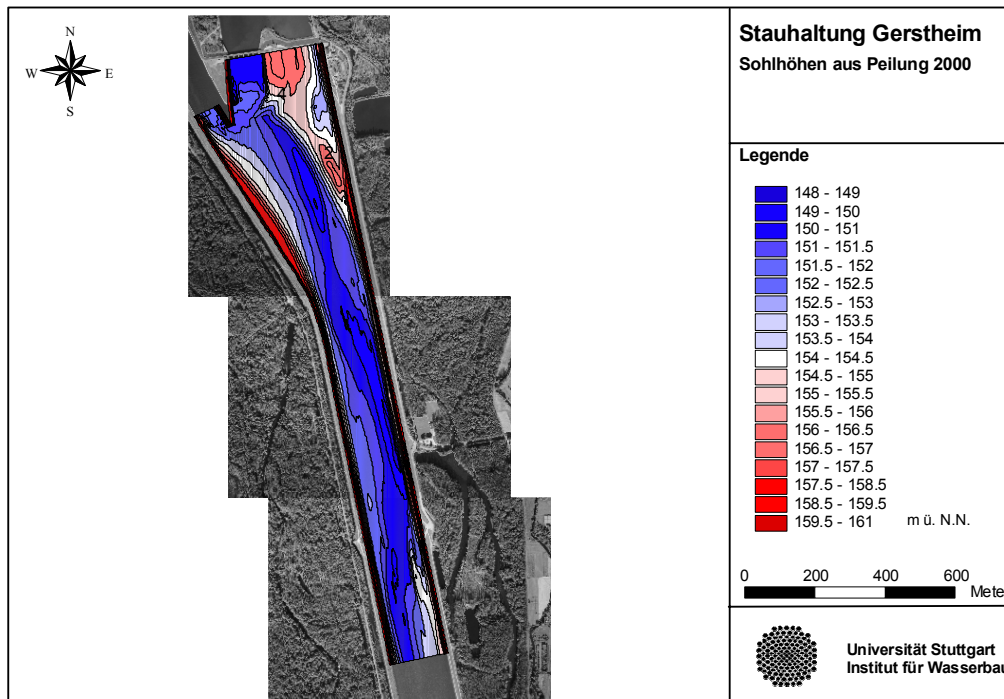
**Abbildung III:** Abfluss am Pegel Rheinfelden zwischen 01.04.1999 und 30.11.1999 [62]

Im Hochwasserfall wird die Wasserführung in den einzelnen Stauhaltungsabschnitten des Rheins wesentlich durch die in den letzten Jahrzehnten geschaffenen Retentionsmaßnahmen gesteuert, d.h. der Verlust an rund  $1000 \text{ km}^2$  natürlichem Überschwemmungsgebiet soll durch Rückhaltung im Flussbett durch Sonderregelungen an den Stauhaltungen und in Poldern neben dem Strom ausgeglichen werden [37].

## Morphologie der Gewässersohle

**Schlingenlösungen** Die Morphologie der Gewässersohle in den Stauhaltungen mit Schlingenlösung zeigt ein übereinstimmendes Bild. Es ist davon auszugehen, dass die Gründe hierfür in der im Wesentlichen für alle gleichen Bau- und Betriebsweise sowie denselben hydrologischen Verhältnissen zu finden sind. Auf die Morphologie der Fallstudie Stauhaltung Marckolsheim soll im Kapitel 8 noch im speziellen eingegangen werden. Für die Stauhaltungsform „Schlingenlösung“ exemplarisch kann die Stauhaltung Gerstheim in Abbildung IV angenommen werden.

In den Schlingenlösungen ist für die Ausbildung der Gewässersohle im Oberwasser der Stauhaltungen von Bedeutung, dass es etwa 250 m oberhalb der Wehre zur Aufteilung des Rheins in Schlinge und Wehrbereich kommt. Für die in Hinblick auf Erosion und Sedimentation, d.h. die entscheidenden bettbildenden Prozesse maßgebliche Einflussgröße Strömungsgeschwindigkeit bzw. deren Verteilung ist dies von vorrangiger Bedeutung.



**Abbildung IV:** Exemplarische Darstellung der Sohlmorphologie für die Stauhaltungen des Oberrheins mit Schlingenlösung anhand der Stauhaltung Gerstheim [116]

Durch die Aufteilung der Wasserführung nach links in die Schlinge und rechts zum Wehr kommt es unter Mittelabflussbedingungen in allen Stauhaltungen zur Ausbildung eines annähernd stehenden Wasserkörpers im Bereich der Wehre und hierdurch zu sedimentationsfördernden Bedingungen. Daraus ergeben sich in allen Stauhaltungen auf der rechten Rheinseite oberhalb des Wehres Sedimentationsbereiche – rote Farbgebung in Abbildung IV - Größe, Lage und Volumen dieser Ablagerungen ergeben sich für jede der Stauhaltungen in unterschiedlicher Ausprägung aus Gründen wie z.B. Exposition des Wehres zur Strömung, Gesamtgröße des Wehres oder evtl. Sonderregelungen des Wehrbetriebes im Hochwasserfall.

Strömungsbedingungen, Schifffahrtsbetrieb oder Unterhaltungsbaggerungen sorgen zudem für eine Freihaltung der Sohle von Ablagerungen– in Abbildung IV deutlich an der blauen Farbgebung zu erkennen –, die dem leicht kurvenförmigen Verlauf des Rheins folgt und die Schifffahrtsrinne darstellt. Zudem kann sich auf der linken Rheinseite am Gleithang, d.h. im Übergang in die Schlinge ein zweiter Sedimentationsbereich ergeben, der jedoch in Umfang und Bedeutung deutlich zurücksteht.

**Vollstauungen** Entsprechend den Schlingenlösungen finden sich auch in den Stauhaltungen Gamsheim und Iffezheim aus Gründen gleicher Bau- und Betriebsweisen sowie vergleichbarer hydrologischer Verhältnisse im Wesentlichen ähnliche Ausbildungen der Sohlmorphologie. Entscheidender Unterschied zwischen den beiden Stauhaltungen Gamsheim und Iffezheim sind jedoch zwei Dinge:

- (1) spiegelverkehrte Anordnung der Hauptbauwerke Wehr, Kraftwerk und Schleusen

sowie

- (2) Stauhaltung Iffezheim besitzt im Oberwasser eine aus Material der Unterhaltungsbaggerungen künstlich aufgeschüttete Landzunge.

## Kontaminanten

Zu einer detaillierten und umfangreichen Gesamtübersicht der Belastungssituation des Rheins durch die verschiedensten Stoffgruppen, wie z.B. Schwermetalle, organische Mikroverunreinigungen (Pestizide, Organozinnverbindungen, mittel- bis schwerflüchtige Kohlenwasserstoffe etc.) und andere Messgrößen (AOX, Stickstoff, Chlorid etc.) tragen die Zahlentafeln der IKSР bei. Die hier angegebenen Werte in Verbindung mit den Zielvorgaben der Internationalen Kommission zum Schutz des Rheins (IKSR) sollen im Folgenden als Grundlage zum Vergleich mit den im Untersuchungsprogramm ermittelten Werten dienen. Auf Grund der umfangreichen Stoffliste bei der IKSР sollen im Folgenden nur zwei für ihre Stoffgruppen exemplarische Stoffe dargestellt werden. Hierbei sind zwei Kenngrößen gewählt worden, die sowohl im Untersuchungsprogramm enthalten sind als auch durch die europäische Wasserrahmenrichtlinie (WRRL) den prioritär gefährlichen Stoffen zugeordnet werden:

- I. Schwermetalle - Cadmium (Cd)
- II. Organische Mikroverunreinigungen – Hexachlorbenzol (HCB)

Zur qualitativen und quantitativen Bewertung einzelner Stoffe hat die IKSР das System der Zielvorgaben entwickelt, welches sich an vier schützenswerten Gütern orientiert[35]

- (1) aquatische Lebensgemeinschaften des Rheins
- (2) Trinkwasserversorgung
- (3) Qualität der Schwebstoffe und Sedimente
- (4) Fischerei

Die in diesem Projekt ermittelten Schadstoffwerte sollen mit dem System der Zielvorgaben verglichen werden.

**Allgemeine Ausgangslage** Auf Grund der in den letzten Jahrzehnten deutlich zugenommenen Anstrengungen zur Verringerung der Belastung des Rheins kam es zu einer wesentlichen Verbesserung der chemisch-physikalischen Beschaffenheit des Rheins [17]. Hierbei hat ein ganzes Bündel von Maßnahmen, insbesondere der konsequente Bau und Ausbau von Kläranlagen bei Kommunen und Industrie in Verbindung mit einer sorgfältigen Emissionsüberwachung und restriktiveren Gesetzen ihre Wirkung nicht verfehlt [61].

Diese Maßnahmen haben insbesondere zur Verringerung der punktförmigen Emissionen im deutschen Rheineinzugsgebiet beigetragen, so dass für die derzeit noch vorhandenen Belastungen hauptsächlich nicht punktförmige, d.h. diffuse Quellen verantwortlich gemacht werden. Dieser Anteil liegt bei den Schwermetallen mittlerweile bei über 50 % [17]. Hierbei sind für alle Belastungen atmosphärische Deposition, Erosion, Oberflächenabflüsse und die Schifffahrt zu nennen, um nur einige aufzuführen. Diese zu eliminieren ist bedingt durch ihre große Vielfalt nur mit wesentlich höherem Aufwand und weniger sicherem Erfolg zu realisieren. Im Folgenden eine kurze stichpunktartige Aufstellung über das bisher Erreichte:

- Reduzierung der punktförmigen Einleitungen von Schwermetallen seit 1985 um 74 bis 95 % [17]
- Reduzierung des Gesamtphosphor um 68 % [17]
- Reduzierung des Gesamtstickstoff gegenüber 1985 um 35 % (Anteil an diffusen Einträgen liegt bei über 50 %) [17]

- Rückgang der Belastung mit gefährlichen organischen Schadstoffen seit Mitte der 80`er Jahre von sehr hohen auf nur noch mäßig erhöhte Werte [61]

Insgesamt beschreibt folgendes Zitat die Entwicklung des Rheins recht gut: „Aus der ehemaligen „Kloake Europas“ ist wieder ein Strom geworden, der eine ständig wachsende Anzahl von Gewässerorganismen eine ausreichende Lebensgrundlage bietet [17].“

**Cadmium (Cd)** Cadmium, das wie die meisten Schwermetalle vorwiegend an Schwebstoffen und Sedimenten gebunden ist, wird neben Quecksilber als einziges Schwermetall in der Liste der Wasserrahmenrichtlinie als prioritär gefährlicher Stoff geführt. Es kommt natürlicherweise in Sedimenten und Schwebstoffen in einer Konzentration von durchschnittlich  $0,3 \text{ mg} \cdot \text{kg}^{-1}$  vor, gilt als krebserregend und erbgutverändernd und stammt aus der Herstellung von Batterien, Pigmenten und Kunststoffen.

Seit 1994 ist die Cadmium Belastung am Oberrhein nach LAWA-Zielvorgaben als sehr gering (I bis II) zu beurteilen.

In Tabelle II sind die Cadmiumbelastungen wiedergegeben, wie sie in den Sedimentkernen der jeweiligen Stauhaltungen vorgefunden worden sind. Hierbei zeigt sich, dass in allen Stauhaltungen die Belastungen durch Cadmium als unauffällig beschrieben werden können und die Aussagen des Rheingüteberichts [17] bestätigt werden.

In allen Stauhaltungen liegen die mittleren Cadmiumbelastungen nur geringfügig über den natürlichen Hintergrundbelastungen. Nur in der Stauhaltung Marckolsheim wird im Falle der maximal vorgefundenen Belastung von  $1,2 \text{ mg} \cdot \text{kg}^{-1}$  die Zielvorgabe der IKSr von  $1,0 \text{ mg} \cdot \text{kg}^{-1}$  leicht überschritten.

Ein Trend zu ab- oder zunehmenden Cadmiumwerten mit der Abfolge der Stauhaltungen kann nicht festgestellt werden.

<b>IKSR-Zielvorgabe</b>	<b>Cadmium (Bezug: Sediment)</b>	<b>MKH<sup>1</sup></b>	<b>GH<sup>1</sup></b>	<b>SB<sup>1</sup></b>	<b>GBH<sup>1</sup></b>	<b>IFF<sup>1</sup></b>
1,0 $\text{mg} \cdot \text{kg}^{-1}$	Probenanzahl n	49	37	53	48	60
	Mittelwert	0,47	0,44	0,42	0,54	0,46
	Min.	0,20	0,30	0,30	0,40	0,40
	Max.	1,2	0,70	0,70	1,0	0,80

**Tabelle II:** Gegenüberstellung der IKSr-Zielvorgaben [17] für Cadmium und der in verschiedenen Stauhaltungen des Oberrheins zwischen 2000 und 2002 gemessenen Werte (Lage der Stauhaltungen und Probenahmepunkte in Anlagen 1 ff.)

**Hexachlorbenzol (HCB)** Hexachlorbenzol fällt in die Stoffgruppe der leicht- und schwerflüchtigen organischen Substanzen und kommt innerhalb des natürlichen Stoffkreislauf nicht vor, d.h. sein Vorkommen in der Natur entstammt ausschließlich aus anthropogenen Quellen. Es wurde als Fungizid eingesetzt, ist als solches in Deutschland jedoch nicht mehr erlaubt. Des Weiteren fand es auch Einsatz als Flammschutzmittel oder Weichmacher und besitzt u.a. kanzerogene Wirkung [17].

<sup>1</sup> Werte über alle Sedimentkerne

Seine Anreicherung als sehr persistenter Stoff im Gewässer findet im überwiegenden Teil in der Schwebstofffracht und somit in den Sedimenten statt [39] und wurde bis Ende der 70`er Jahre im Rhein überwiegend durch einen Chemiebetrieb im Raum Rheinfelden verursacht [61]. Heutzutage sind keine punktuellen Einleitungsquellen mehr bekannt, so dass derzeitige Belastungen auch rezenter Sedimente entweder durch diffuse Quellen oder Remobilisierungen von Altsedimenten erklärt werden. Es muss jedoch deutlich gemacht werden, dass diese Quellen einige, jedoch nicht alle derzeit noch anzutreffenden Belastungen erklären können. Aus Untersuchungen die im Gütebericht 2000 [61] zusammengefasst sind, geht hervor, dass die aktuelle Situation um ein vielfaches niedrigere Werte als noch vor 10 Jahren zeigt, es jedoch trotzdem stellenweise noch zu HCB-Gehalten von über  $100 \mu\text{g}\cdot\text{kg}^{-1}$  Trockenmasse kommt und somit die IKSZ-Zielvorgabe von  $40 \mu\text{g}\cdot\text{kg}^{-1}$  Trockenmasse deutlich überschritten wird.

In Tabelle III sind die Hexachlorbenzolbelastungen (HCB) wiedergegeben, wie sie in den Sedimentkernen der jeweiligen Stauhaltungen vorgefunden worden sind. Hierbei zeigt sich, dass in Abhängigkeit von der Stauhaltung deutlich unterschiedliche HCB-Belastungen vorgefunden werden, wobei im Bereich der Vollstauungen in den Stauhaltungen Gamsheim und Iffezheim deutlich niedrigere Werte gefunden werden. Die durch die IKSZ vorgegebene Zielvorgabe von  $40 \mu\text{g}\cdot\text{kg}^{-1}$  wird in Bezug auf die Mittelwerte in keiner Stauhaltung erreicht, sondern in allen um mindestens den Faktor 3 überschritten.

<b>IKSZ-Zielvorgabe<sup>2</sup></b>	<b>HCB</b>	<b>MKH<sup>3</sup></b>	<b>GH<sup>3</sup></b>	<b>SB<sup>3</sup></b>	<b>GBH<sup>3</sup></b>	<b>IFF<sup>3</sup></b>
	<b>(Bezug: Sediment)</b>					
40 $\mu\text{g}\cdot\text{kg}^{-1}$ (Bezug: Schwebstoff <sup>1</sup> )	Probenanzahl	49	37	53	48	101
	Mittelwert	406	135	238	127	131
	Min.	14	18	11	6	14
	Max.	3940	1524	2307	400	650

**Tabelle III:** Gegenüberstellung der IKSZ-Zielvorgaben [17] für Hexachlorbenzol und der in verschiedenen Stauhaltungen des Oberrheins (Lage der Stauhaltungen und Probenahmepunkte in Anlagen 1 ff.) zwischen 2000 und 2002 gemessenen Werte

Die HCB-Belastung der Stauhaltung Marckolsheim wird in Kapitel 8 noch gesondert diskutiert, so dass an dieser Stelle nur vermerkt werden soll, dass wie auch bei der Stauhaltung Gerstheim die deutlich höheren Werte über alle Sedimentkerne nur auf den Einfluss weniger Sedimentkerne mit Spitzenwerten zurückzuführen sind und somit nicht als repräsentativ für die gesamte Stauhaltung angesehen werden können. Anzumerken ist jedoch, dass die Spitzenwerte insbesondere in den Stauhaltungen Gerstheim und Strasbourg in den oberen Sedimentschichten zu finden sind und somit in potentiell bei Hochwasser resuspendierbaren Tiefen.

<sup>2</sup> Zielvorgabe erfolgte aus der Umrechnung der Zielvorgabe für Wasser von  $0,001 \mu\text{g}\cdot\text{l}^{-1}$  und stellt eine mittlere jährliche nicht zu überschreitende Belastung dar. Diese ist jedoch gesetzlich nicht verbindlich.

<sup>3</sup> Werte über alle Sedimentkerne

## Kapitel 8

### 8 Fallstudie: Stauhaltung Marckolsheim

#### 8.1 Auswertung von Vorinformationen

##### 8.1.1 Betrieb

Die Staustufe Marckolsheim als eine von 4 Staustufen des Oberrheins mit Schlingenlösung unterliegt einer gesonderten Betriebsweise. Diese regelt unter anderem die Wasserführung über den Kraftwerkskanal und das Wehr in Abhängigkeit vom Abfluss. Diese Wasserführung, die insbesondere für die im Weiteren durchgeführten numerischen Strömungsberechnungen verschiedener maßgeblicher Hochwässer entscheidend ist, ist in Tabelle 8.2 aufgeführt.

Im Folgenden sind einige ausgewählte technische Daten der Stauhaltung Marckolsheim zusammengestellt (Tabelle 8.1), die ein Überblick geben über die Leistungsfähigkeit der Staustufe im Hinblick auf die Energieerzeugung, Schifffahrt und max. Abflusskapazitäten.

Allgemein	Inbetriebnahme	1961
	Rhein-km	239,88 – 240,06
	bestehend aus	Hauptwehr, Seitenkanal mit zwei Schleusen und Kraftwerk, Hilfswehre
Stauhaltung	Länge [m]	16070
	Stauziel [m ü. NN]	186,5
	Fallhöhe [m]	13,25
Wehr	Durchlässe	5
	Größe [m]	30*11,3
Schleusen	Anzahl	2
Kraftwerk	Q Kanal [ $\text{m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$ ]	1400
	Q Turbinen max. [ $\text{m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$ ]	1500
	Anzahl Turbinen	4
	Mittlere Leistungsfähigkeit [GWh]	920

**Tabelle 8.1:** Technische Daten Staustufe Marckolsheim [115]

Die Luftbildaufnahmen (Abbildung 5.14) geben einen Überblick über die verschiedenen Bereiche, Nutzungsformen und zu erwartende Strömungsverhältnisse im Oberwasser des Hauptwehres der Stauhaltung Marckolsheim. Diese Parameter sind insbesondere in der späteren Interpretation der gewonnenen Naturdaten (Sohlpeilungen, Lagerungsdichten etc.) und der numerischen Strömungsmodellierung von entscheidender Bedeutung. Entsprechend Tabelle 8.2 zeigen die Luftbilder das Hauptwehr sowie den Beginn der Schlinge, die bei Normalabfluss die gesamte Wasserführung aufnimmt und dem Kraftwerk und den Schleusen zuführt. Die Teilung des Rheines erfolgt ca. bei Rheinkilometer 234,75. Ab Kilometer 234,75 ist der Bereich im Oberwasser des Wehres nur noch ein kurzes Stück durch die Anlieger des Sportboothafen genutzt und ist danach für die Schifffahrt gesperrt. Auf der rechten Rheinseite kurz oberhalb des Wehres befindet sich ein Slip, welches in Verbindung mit dem Sportboothafens anthropogene Nutzungseinflüsse vermuten lässt.

Der im Oberwasser des Sportboothafens auf der rechten Rheinseite zu erkennende schwarze Balken stellt einen Abweiser dar, der zum Schutz des Sportboothafens vor Treibgut installiert wurde, jedoch auf Grund seiner Konstruktion das Strömungsverhalten nicht beeinflusst.

### 8.1.2 Abflussverhältnisse

Für die Stauhaltungen am Oberrhein liegen keine aktuellen Daten über maßgebliche Abflüsse (HQ<sub>50</sub>, HQ<sub>100</sub> etc.) vor. Sie werden derzeit neu berechnet und finden daher keinen Eingang in diese Arbeit. Zur größenordnungsmäßigen Einordnung der im Weiteren berechneten Abflüsse sollen daher die in Tabelle 8.2 aufgeführten maßgeblichen Abflüsse der Zeitreihe 1871 bis 1976 (Winterhalbjahre) dienen.

Pegel	Ausbau	HQ <sub>100</sub> [m <sup>3</sup> /s]	HQ <sub>200</sub> [m <sup>3</sup> /s]	Bemerkungen
Basel	kein	4040	4330	siehe Lit. 1
Strasbourg	1955	4200	4500	siehe Lit. 2
	1970	4500	4900	siehe Lit.3
	bis Iffezheim (1977)	4500	4900	siehe Lit. 2
<	bis Au/Neuburg (1982)	4500	4900	siehe Lit. 2
Maxau	1955	4700	5000	siehe Lit. 2
	1970	5000	5400	siehe Lit.3
	bis Iffezheim (1977)	5300	5700	siehe Lit. 2
	bis Au/Neuburg (1982)	5400	5800	siehe Lit. 2
Worms	1955	5600	5900	siehe Lit. 2
	1970	5800	6200	siehe Lit.3
	bis Iffezheim (1977)	6300	6700	siehe Lit. 2
	bis Au/Neuburg (1982)	6500	6900	siehe Lit. 2

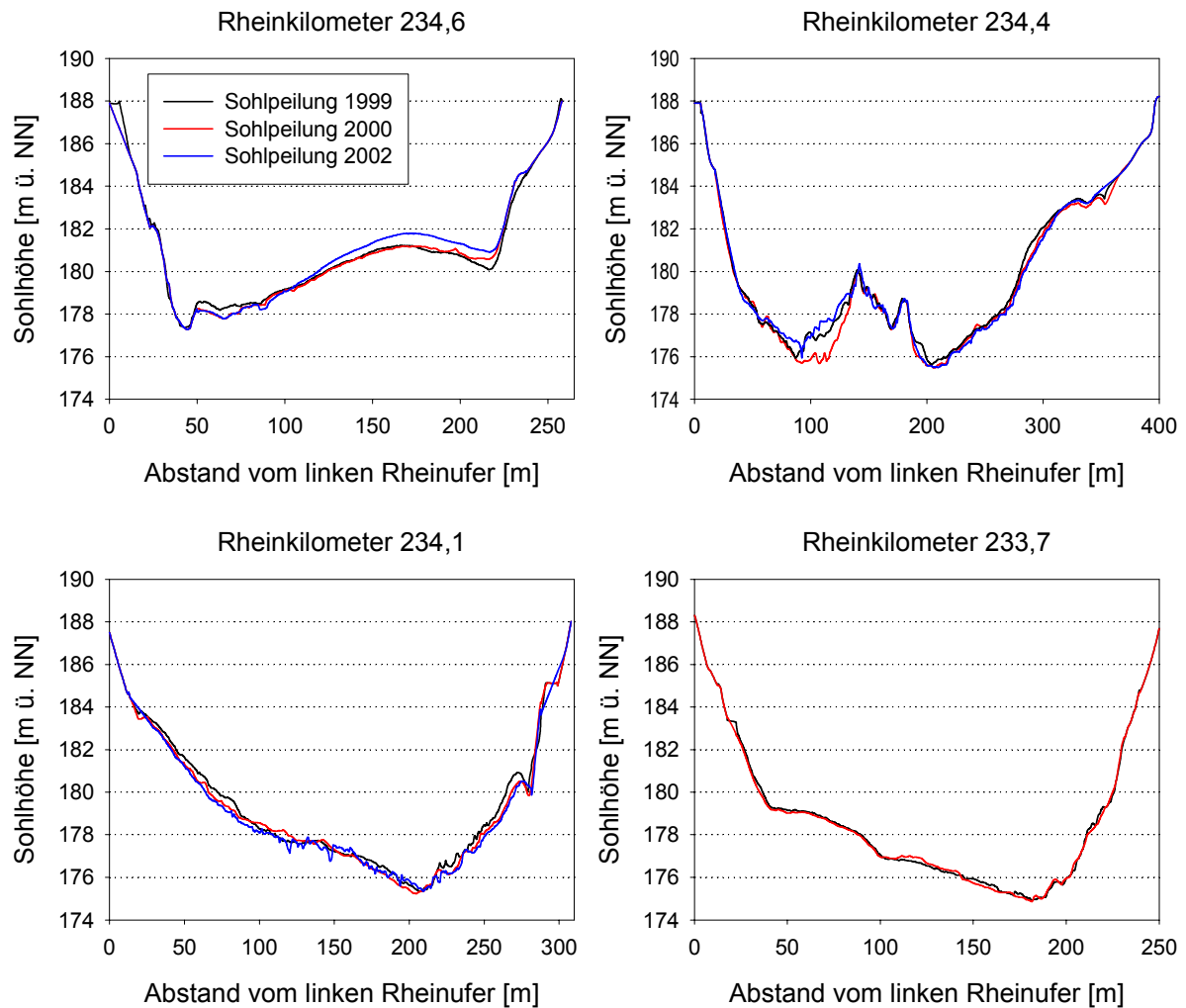
**Tabelle 8.2:** Einfluss des Oberrheinausbaus auf die Scheitelabflüsse gleicher Wahrscheinlichkeit an den Pegeln Basel (kein Ausbau), Strasbourg, Maxau und Worms – maßgebliche 100- und 200-jährliche Abflüsse des Rheins [Lit.1: Bericht der Hochwasserstudienkommission (HSK) B25 vom Juli 1977; Lit.2: Hochwasserschutz Oberrhein, Informationsveranstaltung am 18.01.1979 in Rastatt; Lit. 3: Engel, H. (1977) Anthropogene Einflüsse auf die Abflussverhältnisse des Oberrheins zwischen Basel und Worms. Kurzdokumentation der Arbeiten der Hochwasserstudienkommission für den Rhein]

### 8.1.3 Morphologie der Gewässersohle

In Abbildung 8.3 sind die Höhenlagen der Gewässersohle der Stauhaltung Marckolsheim zwischen Rheinkilometer 233,7 und 234,6 für die Peilungen aus den Jahren 1995, 1999 und 2000 sowie aus dem Herbst 2002 dargestellt. Hinsichtlich der vorliegenden Sohlpeilungen sollen im Folgenden einige für die Interpretation der Daten notwendige Anmerkungen gemacht werden.



Durch nicht vorhandener Sohlpeilungen im Bereich der Schlingenlösung in den Jahren 1995, 1999 und 2000 kommt es bei den vorgenommenen Interpolationen der Sohlhöhen zwischen Rheinkilometer 235,5 und 234,6 im Bereich der Teilung des Rheins in die Schlingenlösung (Schleusen – und Kraftwerkskanal) und das Wehr zu Ungenauigkeiten. Aus diesem Grunde ist dieser Bereich in den Abbildung 8.3 nicht dargestellt. Des Weiteren wurden im Datensatz der Peilung Herbst 2002 zwischen Rheinkilometer 233,8 und 234,7 Unterschiede in der Sohlpeilungsausdehnung gegenüber den Peilungen der übrigen Jahre durch Interpolation ausgeglichen.



**Abbildung 8.1:** Stauhaltung Marckolsheim - Sohlpeilungsprofile der Jahre 1999, 2000 und 2002 der Rheinkilometer 233,7, 234,1, 234,4 und 234,6

Anhand der blau und lilafarbenen Bereiche (Abbildung 8.3) ist in allen vier Jahren deutlich der durch die Schifffahrt hauptsächlich genutzte Abschnitt zu erkennen mit entsprechend geringen Sohlhöhen von bis zu 174 m ü. NN, der sich zwischen Rheinkilometer 233,8 und 234,4 auf der rechten Rheinseite befindet und in Höhe von Rheinkilometer 234,5 nach links in die Schlingenlösung mündet. Der Verlauf des Rheins bedingt im Oberwasser der Stauhaltung Marckolsheim die Ausbildung eines Gleithanges zwischen Rheinkilometer 233,6 und 234,4 auf der linken Rheinseite und eines Prallhanges zwischen Rheinkilometer 233,0 und 234,0 auf der rechten Rheinseite. Hierdurch bedingt kommt es über die gesamte Länge des Gleithanges zur Ausbildung eines in seiner Ausdehnung zur Rheinmitte hin geringmächtigen Sedimentrückens.

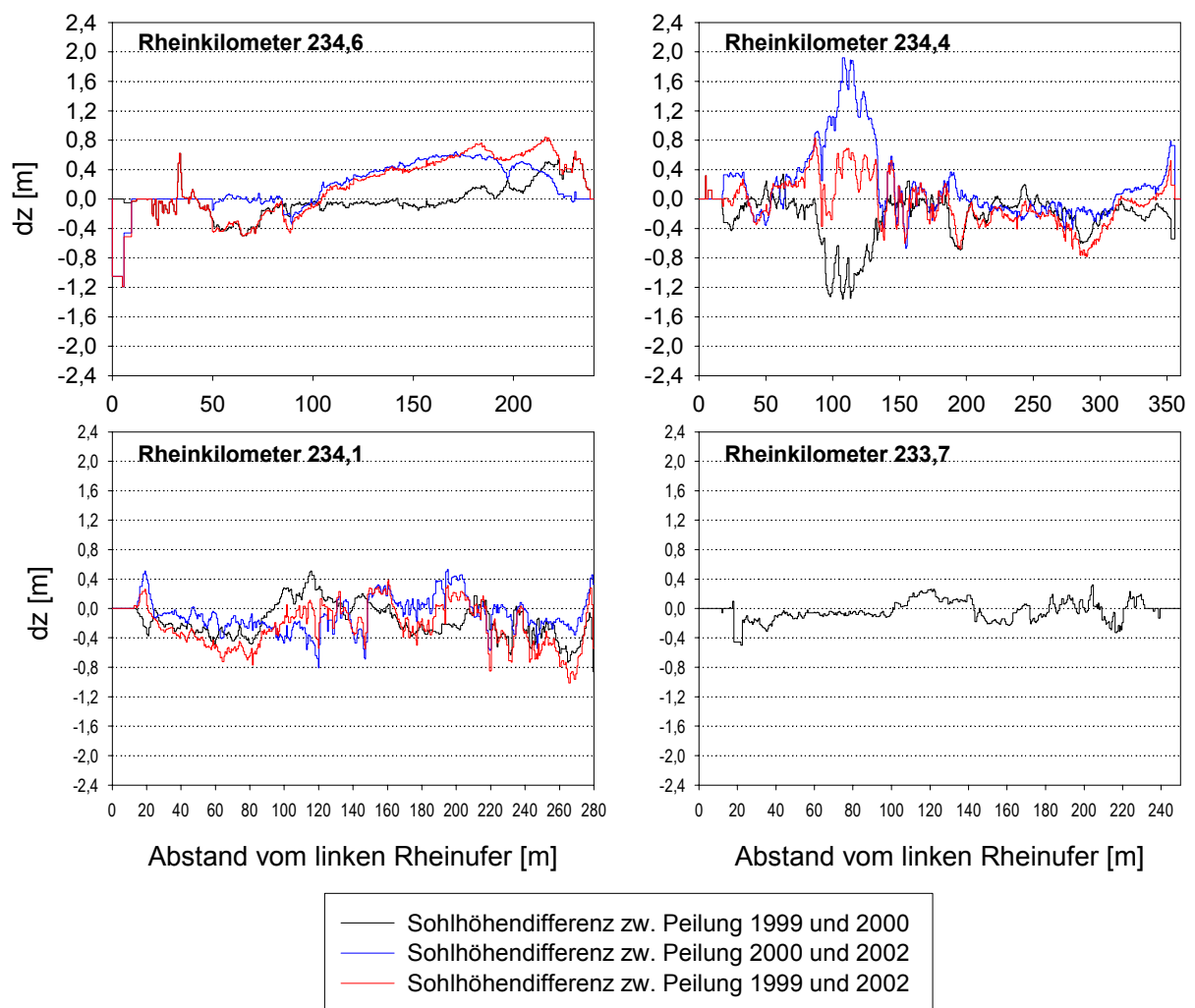
Auf der rechten Rheinseite verhindert die Prallhangsituation zwischen 233,0 und 234,0 eine Sedimentablagerung. Zu einer in Länge und Ausdehnung zur Rheinmitte hin nennenswerten Sedimentablagerung kommt es auf der rechten Rheinseite zwischen Rheinkilometer 234,0 und dem Wehr der Stauhaltung Marckolsheim. Diese Sedimentablagerung kann, deutlich in Abbildung 8.3 anhand der hellgrünen (Sohlhöhen zwischen 180 und 182 m ü. NN), gelben (Sohlhöhen zwischen 182 und 184 m ü. NN) und braunen (Sohlhöhen zwischen 184 und 186 m ü. NN) Farbgebung zu erkennen, in drei Mächtigkeiten abgestuft werden. Der Sedimentrücken erfährt bei Rheinkilometer 234,3 seine größte Mächtigkeit mit 184 bis 184,5 m ü. NN. Seine geringste Mächtigkeit liegt bei 180 bis 180,5 m ü. NN. Insgesamt liegt seine maximale Länge bei 700 Metern und seine maximale Ausdehnung vom rechten Ufer bei 130 Metern (Rh-km 234,6), wobei jeweils ein seichter Abfall zur Rheinmitte zu erkennen ist.

Hierbei zeigt sich ein deutlicher Einfluss der Strömungsgeschwindigkeit bei verschiedenen Abflussbedingungen auf den Verlauf des Sedimentrückens. Auf Grund der Abflussaufteilung zwischen Kraftwerkskanal und Wehr trifft die ankommende Strömung bei Abflüssen unter  $1400 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$  auf einen vor dem Wehr (zwischen Rheinkilometer 234,5 und Wehr) weitestgehend stehenden Wasserkörper und wird in Richtung Kraftwerkskanal umgelenkt. Die unter diesen Abflussbedingungen äußerst geringen Strömungsgeschwindigkeiten im Wehrbereich ermöglichen die Ablagerung von feinen und kohäsiven Sedimenten und damit die Ausbildung des vorgefunden Sedimentrückens. Da sich der Sedimentrücken in seiner Längsausdehnung nicht weiter als 130 Meter vom rechten Ufer verbreitert, sondern zum Wehr hin auf wenige Meter Breite zurückgeht, kann auf die Betriebsweise der Stauhaltung zurückgeführt werden. Auf Grund der Betriebsweise der Stauhaltung Marckolsheim erhöhen sich ab einem Abfluss von  $1400 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$  die Strömungsgeschwindigkeiten und die damit verbundenen Sohlschubspannungen im Bereich zwischen Rheinkilometer 234,5 und dem Wehr deutlich. Entsprechende Abflüsse über  $1400 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$  treten am Pegel Basel an 65 Tagen im Jahr auf [63]. Hieraus ergeben sich für die Sedimentation und langfristige Anreicherung feiner, kohäsiver Materialien ungünstigere Bedingungen, d.h. ein Anwachsen des bestehenden Sedimentrückens über die derzeitige Ausdehnung wird verhindert. Genauer soll auf die unter verschiedenen maßgeblichen Hochwässern auftretenden Strömungsgeschwindigkeiten und Sohlschubspannungen in Kapitel 8.2 eingegangen werden.

Die Veränderung der Sohlmorphologie durch die im Laufe von 3 Jahren (1999 bis 2002) in der Stauhaltung Marckolsheim auftretenden unterschiedlichen hydrologischen und betrieblichen Einflüsse spiegeln sich auch deutlich in den Abbildung 8.1 und 8.2 wieder. Abbildung 8.1 zeigt für drei verschiedene Jahre (1999, 2000, 2002) die Sohlprofile der Rheinkilometer 233,7, 234,1, 234,4 und 234,6. Die vier gewählten Querprofile unterscheiden sich auf Grund ihrer geografischen Lage und der sich daraus ergebenden Strömungsverhältnisse in Hinblick auf ihre morphologische Entwicklung zwischen 1999 und 2002 deutlich voneinander. Als ein maßgeblicher Einflussfaktor auf die Veränderung der Sohlmorphologie der Stauhaltung Marckolsheim ist hierbei das Hochwasserereignis im Frühjahr 1999 anzusehen.

Das Sohlprofil bei Rheinkilometer 233,7 (hierfür liegen nur Peilungen der Jahre 1999 und 2000 vor), als ein Beispiel für ein Querprofil deutlich im Oberwasser der Stauhaltung Marckolsheim (Abbildung 8.2 und 8.3) und hierdurch am Wenigsten im Einflussbereich des Wehres, zeigt zwischen den Jahren 1999 und 2000 keine Veränderung seiner Sohlmorphologie. Die Konstanz der Sohlmorphologie an dieser Stelle ist vornehmlich auf die ausreichend hohen Strömungsgeschwindigkeiten des Rheins zurückzuführen, die in der Langzeitbilanz zu keiner Sedimentation führen.

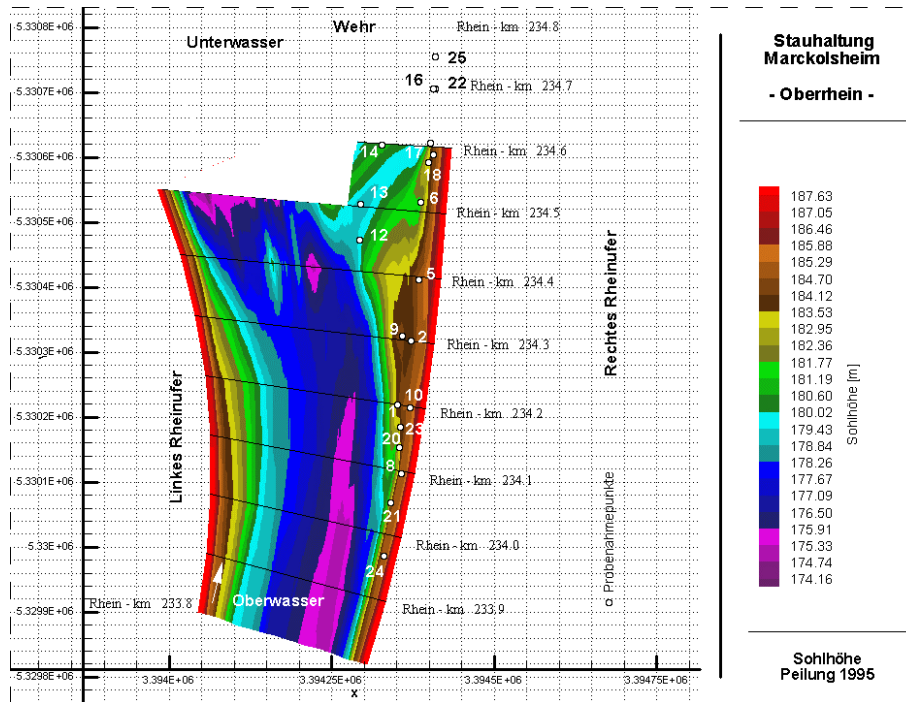
Des Weiteren ist in diesem Bereich von einem steinig felsigen Untergrund auszugehen, der auch der Erosion keinen Ansatzpunkt gibt, so dass es zu einer weitestgehend unveränderten Sohle kommt.



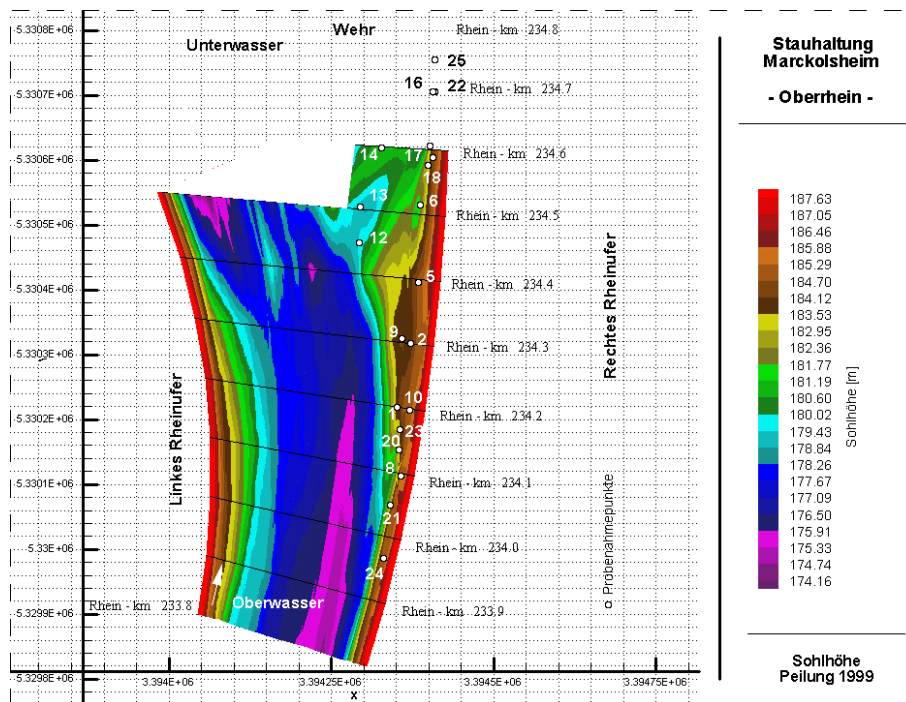
**Abbildung 8.2:** Sohlhöhendifferenzen zwischen den Sohlpeilungen 1999, 2000 und 2002

Bei Rheinkilometer 234,1 sind zwei Abschnitte im Querprofil zu lokalisieren, an denen sich eine Veränderung der Sohlmorphologie ergeben haben. Jeweils zwischen den Jahren 1999 und 2000 eine Verringerung der Sohlhöhe im Dezimeterbereich zum einen im Abstand zwischen ca. 20 und 80 Metern vom linken Ufer und zum anderen im Abstand zwischen ca. 210 und 275 Metern. Diese Veränderung wird dem Hochwasserereignis im Frühjahr 1999 zugeschrieben. Die Erhöhung der Sohlhöhe im Abstand vom ca. 275 Metern vom linken Ufer zeigt einen ersten Ausläufer der bereits beschriebenen Sedimentablagerung. Der Vergleich der Jahre 2000 und 2002 ergibt keine nennenswerten Unterschiede im Sohlprofil.

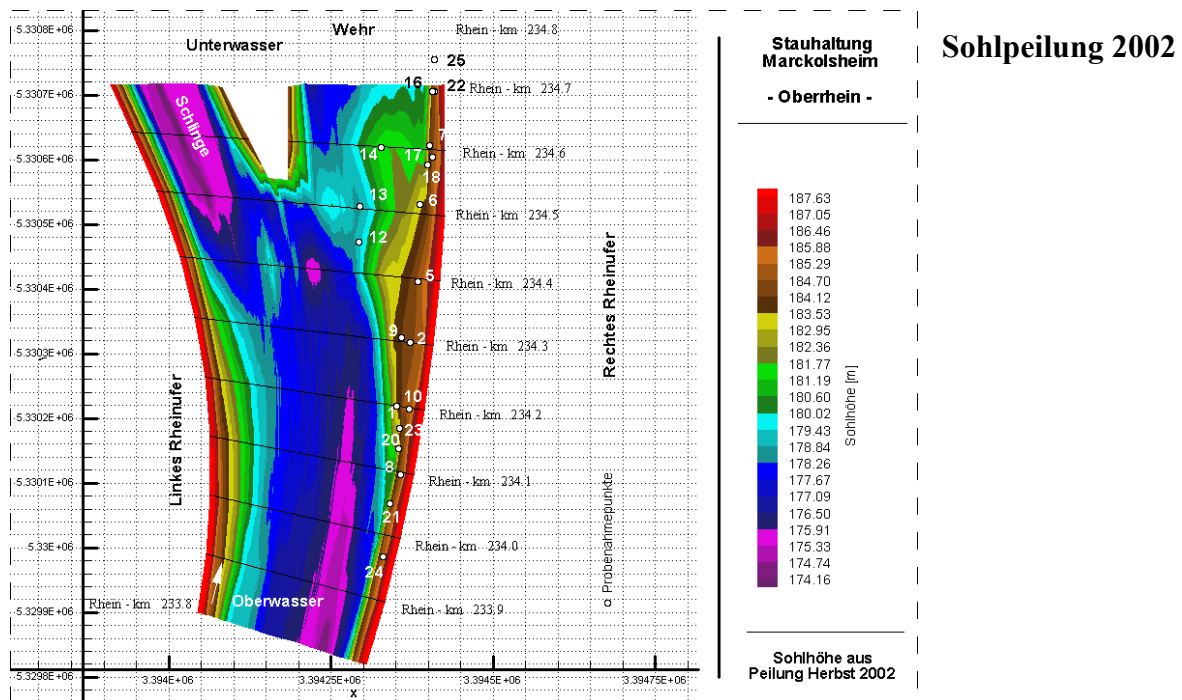
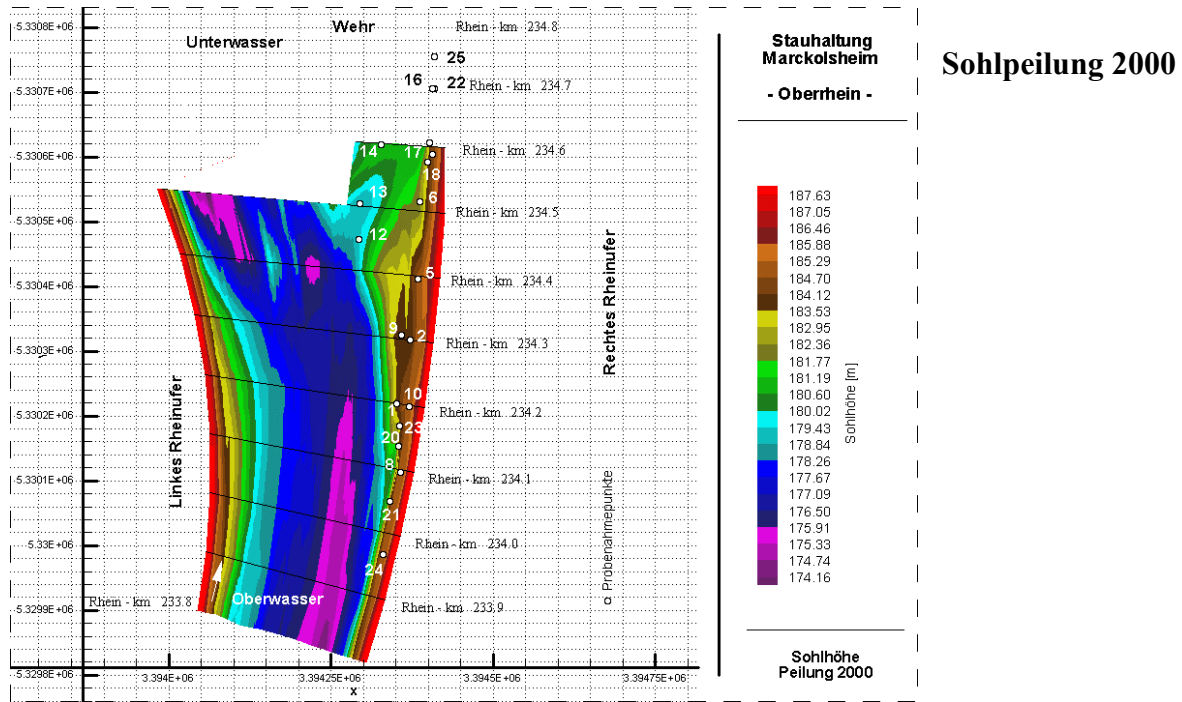
In den Querprofilen bei Rheinkilometer 234,4 zeigen sich insbesondere im Abstand zwischen ca. 90 bis 150 Metern von der linken Rheinseite deutlich Unterschiede der Sohlhöhen der Jahre 1999, 2000 und 2002, d.h. zwischen den Sohlpeilungen 1999 und 2000 kam es zu einer deutlichen Sohlhöhenveränderung von über 100 cm. Zwischen den Sohlpeilungen 2000 und 2002, d.h. in einem Zeitraum von ca. 2 Jahren wurde diese Sohlhöhenveränderung wieder ausgeglichen, so dass zum jetzigen Zeitpunkt die Ausgangslage aus dem Jahre 1999 wieder erreicht ist.



**Sohlpeilung 1995**



**Sohlpeilung 1999**



**Abbildung. 8.3:** Höhenlage der Gewässersohle der Stauhaltung Marckolsheim – Sohlpeilungen aus den Jahren 1995, Frühjahr 1999, Frühjahr 2000 und Herbst 2002

Die Herstellung eines kausalen Zusammenhanges zwischen den Veränderungen der Sohlhöhen und dem Hochwasserereignis des Frühjahres 1999 (zu kennzeichnen durch den Abfluss und den Betrieb der Stauhaltung) erscheint hier nur bedingt möglich.

Grund hierfür ist ursächlich der Betrieb der Stauhaltung Marckolsheim, d.h. im Falle eines Hochwasserereignisses liegen die Strömungsgeschwindigkeiten in diesem Bereich bei wenigen Dezimetern pro Sekunde (Abbildung 8.21 und 8.22) und reichen zur Erklärung des Sedimentverlustes an dieser Stelle nicht aus. Somit kann keine plausible Erklärung für die auftretenden Sohlhöhenveränderungen an dieser Stelle gegeben werden. Im übrigen Bereich des Querprofils bei Rheinkilometer 234,4 treten zwischen den Peilungen 1999 und 2000 zumeist geringe Sohlhöhenverringerungen auf. Die Sohlprofile der Jahre 2000 und 2002 entsprechen einander weitestgehend.

Im Gegensatz zu den Sohlhöhenprofilen der Rheinkilometer 233,7, 234,1 und 234,4 befindet sich das Sohlprofil bei Rheinkilometer 234,6 außerhalb des durch Schiffsverkehr und die bei Mittelwasserabfluss auftretende Strömung. Durch den Betrieb der Stauhaltung Marckolsheim wird die Sohle bei Rheinkilometer 234,6 nur im Falle von Abflüssen über  $1400 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$  durch die Strömung beeinflusst. Die bei Abflüssen unter  $1400 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$  auftretende Strömung durch den Mindestwasserabfluss von  $15 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$  in den Restrhein kann hier vernachlässigt werden.

Im Zeitraum zwischen 1999 und 2000 kam es im Querprofil von Rheinkilometer 234,6 hinsichtlich der Veränderung der Sohlmorphologie zu einer Dreiteilung. Auf der linken Rheinseite etwa im Abstand von 50 bis 100 Meter vom linken Ufer kam es im Wesentlichen zu Sedimentverlusten mit einer Sohleentiefung von bis zu 50 cm. Der mittlere Bereich der Sohle zeigt ein stabiles Bild, wohingegen im rechten Teil des Sohlprofils kleinere Zunahmen des Sedimentvolumens zu erkennen sind (Abbildung 8.2 und 8.3).

## 8.2 Natur- und Labordatengrundlage

### 8.2.1 Hinweise zur Dateninterpretation

#### 8.2.1.1 Lagerungsdichten

- (1) Veränderungen in den Lagerungsdichteprofilen – Diesbezüglich muss prinzipiell zwischen verschiedenen Arten von Veränderungen unterschieden werden. Zum einen ein oftmals zu beobachtender graduelle Anstieg der Lagerungsdichte im Tiefenprofil, welcher in der Hauptsache auf eine Kompaktion der Sedimente durch aufliegende Sediment zurückzuführen ist (mechanische Konsolidierung). Zum anderen sprunghafte Veränderungen innerhalb des Tiefenprofils, die nicht auf einen generellen Trend der Kompaktion zurückzuführen sind. Diese Änderungen sind zumeist auf den Einfluss verschiedener Mastervariablen (Korngrößen, Gasgehalt, organisch C etc.) zurückzuführen, wobei sich in den vorliegenden Untersuchungen die Korngröße als häufig bestimmend herausgestellt hat. Kleinere Schwankungen im Bereich von wenigen zehntel  $\text{g} \cdot \text{cm}^{-3}$  sind keiner der Mastervariablen eindeutig zuzuordnen und müssen als Ergebnis der Summe aller möglichen Einflussparameter betrachtet werden.
- (2) Signifikanter Anstieg der Lagerungsdichte in den obersten +/- 5 cm – Dieser bei weitestgehend jedem Sedimentkern vorhandene sprunghafte Anstieg ist messtechnisch bedingt. Grund hierfür ist die zumeist schräge Oberfläche der Sedimentkerne, so dass in den ersten Zentimetern eine Mixtur aus Sediment und Wasser gemessen wird.

### 8.2.1.2 Gasvolumina

Aus eigenen Untersuchungen und aus Untersuchungsergebnissen in der Literatur ist bestätigt, dass die Erosionsstabilität von mehreren Mastervariablen abhängt u.a. Lagerungsdichte, Korngrößenverteilung, Konsolidierungsgrad und Gasgehalt. Die Bestimmung des Gasgehaltes im Tiefenprofil von Sedimentkernen der IKSU- Untersuchung wurde daher mittels einer einfachen Bestimmungsmethode, mit in die Erosionsstabilitätsuntersuchungen aufgenommen.

**Methode zur Bestimmung des Gasvolumens** Durch Trocknung von Teilabschnitten der Sedimentkerne bei über 120° C werden die Anteile an Sediment, Wasser und Gas in Volumenprozent am Gesamtvolumen von mindestens 715,7 cm<sup>3</sup> ermittelt.

$$(1) \text{ Gasvolumen (cm}^3\text{)} = \text{Gesamtvolumen} - (\text{Trockengewicht}_{\text{Sediment}} / \rho_{\text{Sediment}}) - \text{Volumen}_{\text{Wasser}}$$

Die Dichte des Sediments  $\rho$  wurde aus Pyknometermessungen mit im Mittel 2,50 g\*cm<sup>-3</sup> bestimmt.

$$(2) \text{ Gasvolumen (\%)} = \text{Gasvolumen (cm}^3\text{)} / \text{Gesamtvolumen} * 100$$

Hierbei wird die Annahme getroffen, dass sich die Proben ausschließlich aus den drei Phasen Sediment, Wasser und Gas zusammensetzen. Das Gesamtvolumen ergibt sich aus der Mächtigkeit der zur Untersuchung entnommenen Teilabschnitte von 5 cm und dem Rohrdurchmesser von 13,5 cm. Auf Grund der zu erwartenden Gasvolumina zwischen 0 bis 15 Vol.-% und der Methode, bei der unvermeidlichen Fehler bei der Probenvorbereitung auftreten, ist eine höhere Auflösung als 5 cm nicht zweckmäßig. Die Bestimmung sehr geringer Gasgehalte ist mit größeren Fehlern behaftet, d.h. in Teilabschnitten, die solche niedrigen Gasgehalte aufweisen, kann der angegebene Zahlenwert nicht als Absolutwert betrachtet werden. Bereiche, deren Gasgehalt unter 1 % liegt, werden in den Abbildungen auf Grund der erwähnten Ungenauigkeiten mit 0 % angegeben. Durch die mit der Tiefe zumeist zunehmenden Konsolidierung und dem abnehmendem Wassergehalt der Sedimente vereinfacht sich die Probenvorbereitung und erhöht sich die Genauigkeit der Methode. Die Erklärung hierfür ist, dass sich die Differenz zwischen theoretisch und tatsächlich entnommenen Sedimentvolumen wesentlich verringert.

### 8.2.1.3 Numerische Modellierung der sohnnahen Strömungskräfte

Zur Beurteilung des Erosionsrisikos müssen die experimentell ermittelten Erosionsgrenzwerte mit den sohnnahen Strömungskräften in den einzelnen Stauhaltungen verglichen werden. Die abflussabhängigen Sohl Schubspannungen werden mit dem numerischen Strömungsmodell FESWMS-2DH [24] ermittelt. Hierbei ist zu beachten:

- (1) In Bereichen der Stauhaltungen, in denen keine Sohlpeilungsdaten vorlagen, d.h. Bereiche direkt vor den Wehrfeldern und in den Schifffahrtskanälen wurden die Geometrien des Berechnungsnetzes auf Grundlage von Luftbildern verlängert und die z-Koordinaten anhand des letzten vorhandenen Sohlpeilungsprofils generiert.

- (2) Die oberstromige Randbedingung, d.h. der Abfluss wurde immer mindestens 3 km oberhalb der Wehrfelder gesetzt und somit in ausreichendem Abstand zu den jeweiligen Stauwehren.
- (3) Abfluss und erosionsunwirksame Bereiche (z.B. Hafeneinfahrten) wurden aus den Berechnungen durch Nichtberücksichtigung im Berechnungsnetz herausgenommen.
- (4) Kalibrierung und Validierungsdaten - Kalibrierung und Validierung erfolgten anhand von Daten des Wasser- und Schifffahrtsamtes Freiburg.

#### 8.2.1.4 Chemischer Parameter

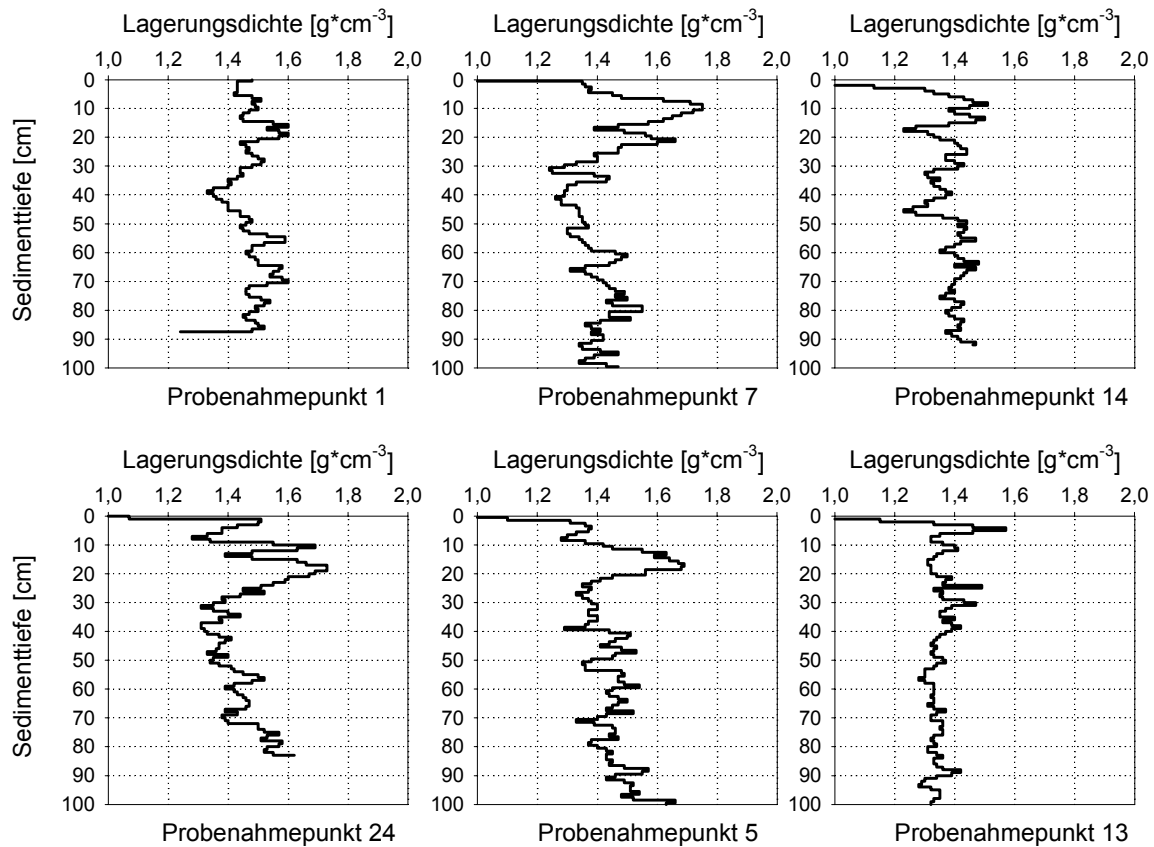
**Auswahlmethode** Die Auswahl der zur Ermittlung chemischer Inhaltsstoffe herangezogenen Sedimentschichten erfolgte auf Grundlage der Lagerungsdichte des Sedimentkernes und einer visuellen Ansprache. Es wurde bevorzugt feines, kohäsives Material untersucht, welches auf Grund der Lagerungsdichte und der visuellen Ansprache gut zu detektieren ist. Diese Schichten wurden dann in 5 cm Abschnitten mit einem Gesamtvolumen von 715,7 cm<sup>3</sup> beprobt. Durch den Ausschluss von Sedimentschichten größeren Materials und potentiell niedrigerer Belastung mit chemischen Kontaminanten, ist zu erwarten, dass die hieraus in den folgenden Kapiteln ermittelten Mittelwerte und Minimalwerte über denen liegen, die sich bei einer Gesamtbeprobung des Sedimentes ergeben würden.

#### 8.2.2 Lagerungsdichten / Korngrößen

**Lagerungsdichten** Die in Abbildung 8.4 dargestellten Lagerungsdichten der Probenahmepunkte 1, 7, 14, 24, 5 und 13 wurden aus verschiedenen Gründen als exemplarisch für die Lagerungsdichten in der Stauhaltung Marckolsheim ausgewählt. Diese sind im Einzelnen:

- Abdecken eines Längsprofils von Lagerungsdichten (Probenahmepunkte 24 [~ Rh-km 234,0]; 1 [Rh-km 234,2]; 5 [Rh-km 234,4]; 7 [Rh-km 234,6])
- Aufzeigen von Lagerungsdichten im Querprofil (Probenahmepunkte 13 [Rh-km 234,5]; 14 [Rh-km 234,6])
- Probenahmepunkte, zu denen Daten über chemische Kontaminationen vorliegen (Probenahmepunkte 1 [Rh-km 234,2]; 5 [Rh-km 234,4]; 7 [Rh-km 234,6]; 13 [Rh-km 234,5]; 14 [Rh-km 234,6])





**Abbildung 8.4:** Exemplarische Lagerungsdichten; Stauhaltung Marckolsheim

Wie aus Abbildung 8.4 und Tabelle 8.3 zu entnehmen ist, finden sich in der Stauhaltung Marckolsheim in Sedimenttiefen zwischen 5 und 100 cm Lagerungsdichten zwischen min.  $1,20 \text{ g*cm}^{-3}$  und max.  $1,75 \text{ g*cm}^{-3}$ . Die Sedimentkerne im Tiefenprofil weisen maximale Lagerungsdichteunterschiede von  $0,51 \text{ g*cm}^{-3}$  auf, welches mit entsprechend unterschiedlichen Sedimenteigenschaften einhergeht. Im Mittel finden sich jedoch in allen Sedimentkernen der Abbildung 8.4 Lagerungsdichten von  $1,42 \text{ g*cm}^{-3}$  mit Sedimenteigenschaften von feinen und kohäsiven Sedimenten. Lagerungsdichten, die wesentlich größer sind als  $1,50 \text{ g*cm}^{-3}$ , können in allen Sedimentkernen nur in Tiefen zwischen 5 und 20 cm gefunden werden. Hinsichtlich des Verlaufes der Lagerungsdichten im Tiefenprofil zeigen alle Sedimentkerne eine in ihrer Ausprägung zwar unterschiedliche aber in Bezug auf den Gesamtverlauf ähnliche Abfolge von Lagerungsdichten. Ausnahmen bilden hierbei die Probenahmepunkte 13 und 14, auf welche im Weiteren Verlauf noch näher eingegangen werden soll.

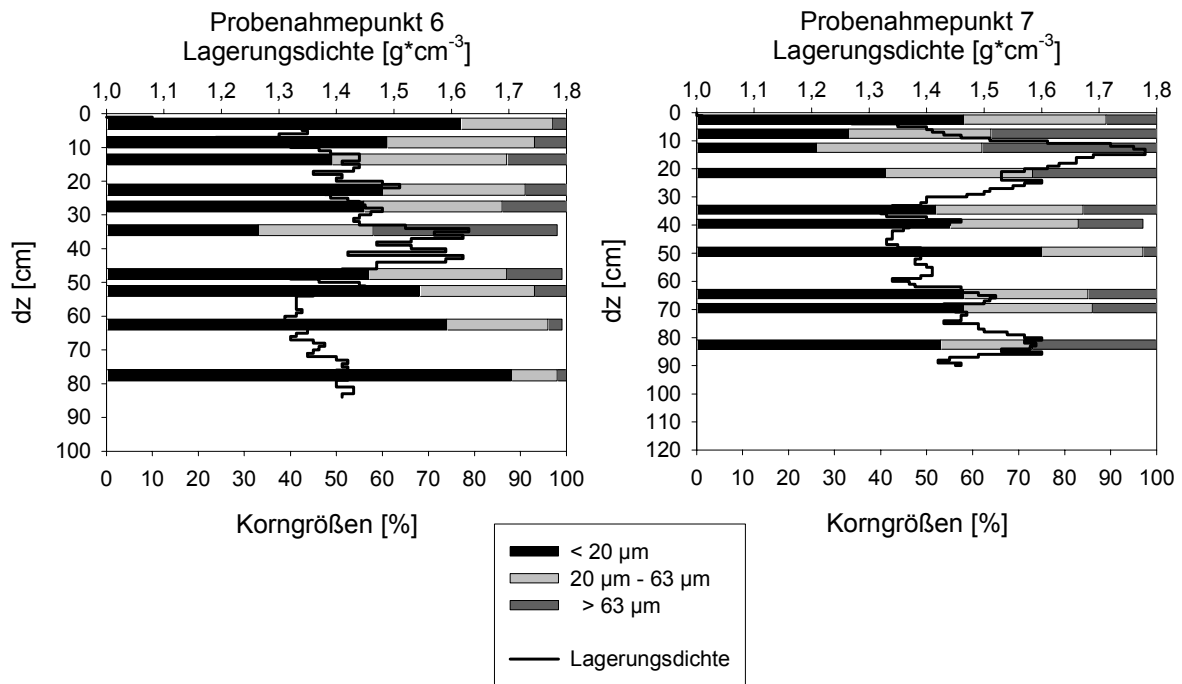
	Punkt 1	Punkt 7	Punkt 14	Punkt 24	Punkt 5	Punkt 13	Gesamt
Mittelwert	1,48	1,45	1,43	1,35	1,38	1,46	1,42
Minimum	1,24	1,20	1,24	1,28	1,23	1,28	1,20
Maximum	1,60	1,69	1,75	1,57	1,51	1,73	1,75
Diff. Max. zu Min.	0,36	0,49	0,51	0,29	0,28	0,45	0,51

**Tabelle 8.3:** Statistische Kennwerte für die Lagerungsdichten der Probenahmepunkte 1, 7, 14, 24, 5 und 13; Stauhaltung Marckolsheim

*Lagerungsdichten der Sedimentkerne in Fließrichtung (Probenahmepunkte 1, 7, 24 und 5):* In Abbildung 4.5 kann für die Lagerungsdichten der Sedimentkerne der Probenahmepunkte 1, 7, 24 und 5 (Rheinkilometer 234,0, 234,2, 234,4 und 234,6) folgender charakteristischer Verlauf ermittelt werden - eine Zunahme der Lagerungsdichte zwischen 5 und 20 cm auf Werte von  $1,60 \text{ g*cm}^{-3}$  und höher, d.h. Lagerungsdichten, die auf die Anwesenheit nicht kohäsiver Sedimente mit Korngrößen der Feinsandfraktion hinweisen; folgend eine Abnahme auf Werte zwischen  $1,30$  und  $1,40 \text{ g*cm}^{-3}$  im Bereich zwischen 20 und 50 cm; gefolgt von einer Zunahme auf Werte zwischen  $1,40$  und  $1,60 \text{ g*cm}^{-3}$  im Bereich von über 50 cm Sedimenttiefe.

Den Lagerungsdichten der übrigen Probenahmepunkte sind ganz ähnliche Verläufe im Tiefenprofil zu entnehmen, sowohl hinsichtlich des charakteristischen Verlaufes als auch in Bezug auf die minimal und maximal o.a. auftretenden Werte. Aus diesem sich ergebenden Bild fallen die Probenahmepunkte 21, 22, 25, 16 und 12 heraus. Für die Probenahmepunkte 22, 16 und 25 muss auf Grund ihrer Lage (Abbildung 5.14) sowohl im direkten Einflussbereich des Wehres sowie nahe des Slips der Stauhaltung Marckolsheim davon ausgegangen werden, dass sie in ihrer Entstehungsgeschichte nicht nur durch die vornämlich durch Betrieb und Hydrologie bestimmten natürlichen Strömungsverhältnisse sondern auch anthropogener Einflüsse unterworfen sind. Dies ist zudem ein Beispiel dafür, dass die Lagerungsdichteprofile sowie alle übrigen Sedimentparameter nicht ausschließlich auf Einflüsse aus dem Betrieb der Stauhaltung oder dem Abflussgeschehen zurückgeführt werden können, sondern vielfältiger Natur sein können. In Marckolsheim muss nicht zuletzt auf Grund des Slips und des Sportboothafens mit anthropogenen Einflüssen gerechnet werden. Für das von den übrigen Lagerungsdichteverläufen abweichende Lagerungsdichteprofil des Probenahmepunktes 21 konnte kein direkter kausaler Zusammenhang mit anthropogenen oder anderen Einflüssen gefunden werden. Probenahmepunkt 12 muss durch seiner Lage im Anströmbereich des Wehres unter anderen Gesichtspunkten bewertet werden (s. u.).

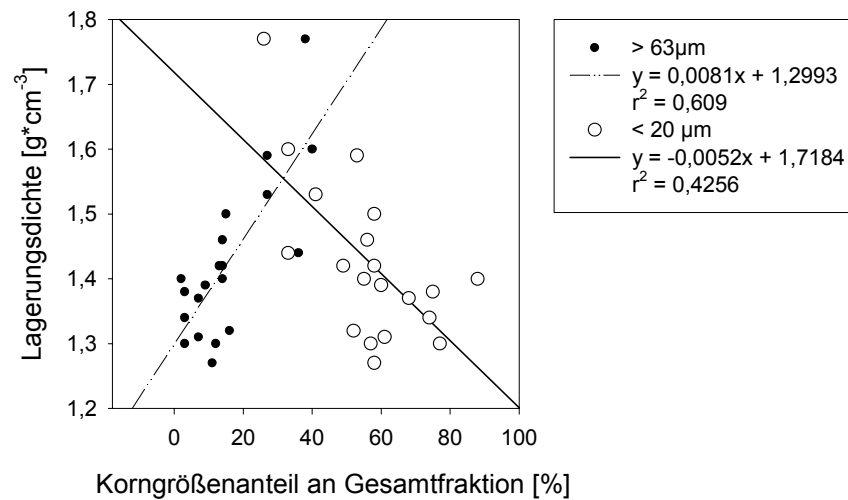
*Lagerungsdichten der Sedimentkerne im Querprofil (Probenahmepunkte 12, 13 und 14)* Die Probenahmepunkte 12, 13 und 14 unterscheiden sich von den übrigen Probenahmepunkten hinsichtlich ihrer Lage deutlich, weil sie in einem wesentlich weiteren Abstand vom rechten Ufer mittels Tauchern entnommen wurden. Dies bedeutet auf Grund des Betriebes der Stauhaltung Marckolsheim, dass sie im Falle eines über die Wehre abzuleitenden Abflusses einer stärkeren Strömung und mithin größeren Sohlschubspannungen ausgesetzt sind. Diese höheren Strömungskräfte erklären die gegenüber den übrigen Lagerungsdichteprofilen fehlenden oberen Sedimentschichten mit Lagerungsdichten von über  $1,60 \text{ g*cm}^{-3}$ . Lagerungsdichten im Bereich zwischen  $1,60 \text{ g*cm}^{-3}$  und bis über  $2,0 \text{ g*cm}^{-3}$  sind auf einen deutlich höheren Anteil sandiger bis feinkiesiger Korngrößen an der Gesamtkorngrößenverteilung in den entsprechenden Sedimentschichten zurückzuführen.



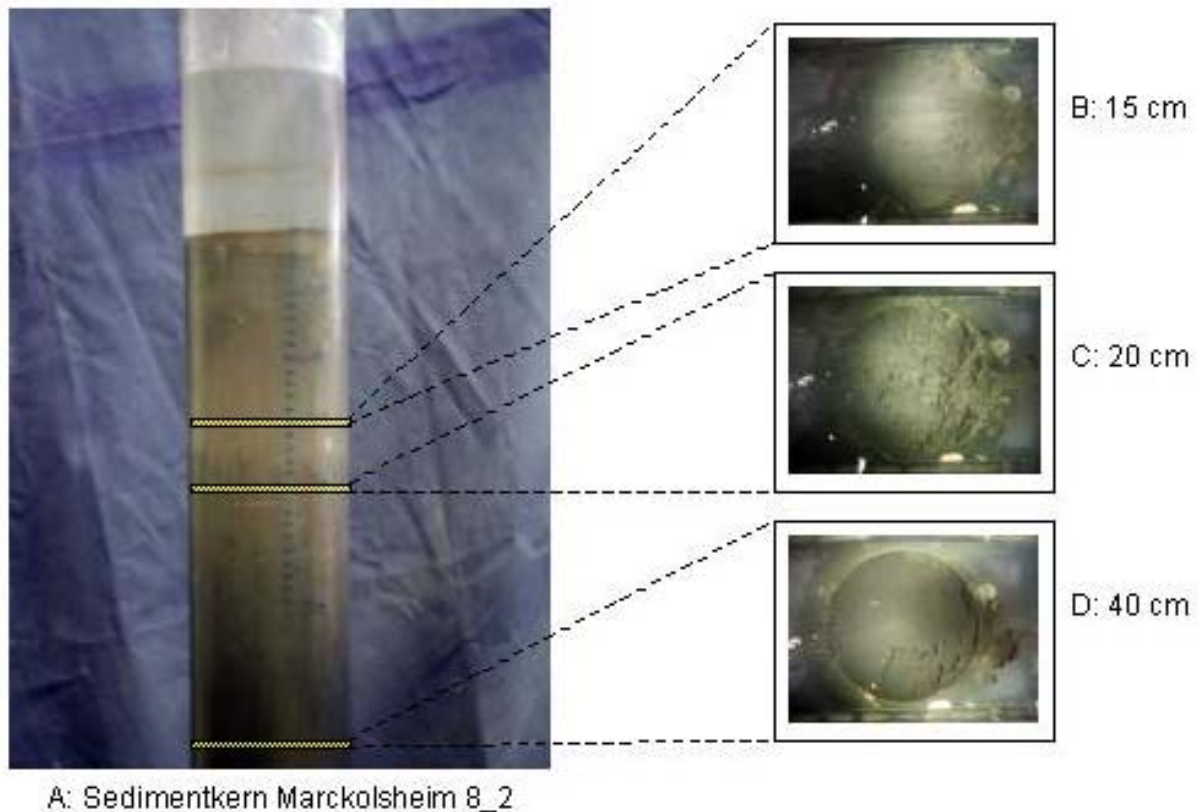
**Abbildung 8.5:** Gegenüberstellung von Lagerungsdichte und Korngrößen; Stauhaltung Marckolsheim

Unter Kapitel 8.1.4.2 wird in Bezug auf den Zusammenhang zwischen Korngrößen und Erosionsstabilität deutlich, dass gerade bei Korngrößen im genannten Bereich verringerte Erosionsstabilitäten zu beobachten sind. Da die obere Sedimentschicht mit Lagerungsdichten über  $1,60 \text{ g*cm}^{-3}$  ist davon auszugehen, dass sie auf Grund geringerer Erosionsstabilität und erhöhter Sohlschubspannungen dem Erosionsprozess unterlegen war und aus diesem Grunde an diesen Stellen nicht vorzufinden ist. Die Ergebnisse der Probenahmepunkte 12, 13 und 14 zeigen, dass sich hier im Mittel nur erosionsstabilere feine, kohäsiver Sedimente dauerhaft ablageren können.

Abbildung 8.5 zeigt eine Gegenüberstellung der Lagerungsdichten und der Korngrößenverteilung für zwei Probenahmepunkte. Hierbei wird ein deutlicher Zusammenhang zwischen dem Verlauf der Lagerungsdichte im Tiefenprofil und den Korngrößenverteilungen sichtbar, der sich so darstellt, dass steigende Lagerungsdichten eine prozentuale Zunahme an Korngrößen im Bereich von 20 bis 60 µm bzw. 60 bis 200 µm nach sich ziehen und vice versa. Somit repräsentieren Lagerungsdichten im Bereich von  $1,30 \text{ g*cm}^{-3}$  bis  $1,45 \text{ g*cm}^{-3}$  Sedimentschichten mit einem höheren Anteil an Korngrößen im Bereich unter 20 µm und mithin kohäsiven Eigenschaften. Im Umkehrschluss können Sedimentschichten mit Lagerungsdichten deutlich über  $1,50 \text{ g*cm}^{-3}$  i.A. kohäsionslose Eigenschaften zugeschrieben werden. Bestätigt wird diese Aussage durch Abbildung 8.6, in der die Daten aus Abbildung 8.5 in Form einer Korrelationsanalyse dargestellt sind. Es zeigt sich, dass mit zunehmenden Lagerungsdichten der prozentuale Anteil der Korngrößen über 63 µm deutlich zunimmt ( $r=0,78$ ). Im Gegenzug fallen die Anteile der kohäsiven Korngrößen (< 20 µm) stetig ab ( $r=0,65$ ).



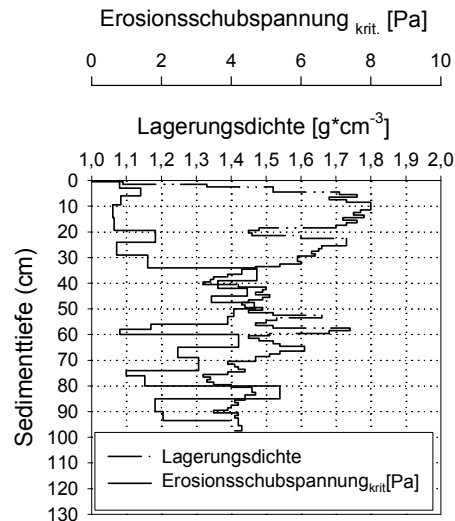
**Abbildung 8.6:** Korrelation zwischen der Lagerungsdichte und dem Anteil verschiedener Korngrößen an der Gesamtfraction (Sedimentproben der Probenahmepunkte 1, 6 und 7 – Stauhaltung Marckolsheim)



**Abbildung 8.7:** Probenahmepunkt 8 – Sedimentkernschnitte und Lagerungsdichte; Stauhaltung Marckolsheim

Abbildung 8.7 zeigt nochmals den Einfluss der Korngröße auf die Lagerungsdichte. Wie in den zugehörigen Tiefenprofilen der Lagerungsdichte des Sedimentkernes des Probenahmepunktes 8 in Abbildung 8.8 zu erkennen, fällt die Lagerungsdichte über die in Sedimentkernschnitten festgehaltenen Tiefen 15 cm, 20 cm und 40 cm von ca.  $1,75\text{ g}\cdot\text{cm}^{-3}$  über ca.  $1,45\text{ g}\cdot\text{cm}^{-3}$  auf  $1,3\text{ g}\cdot\text{cm}^{-3}$  ab.

In den Bildern Abbildung 8.7 B bis Abbildung 8.7 D sind die verschiedenen Korngrößen auch mit dem Auge noch gut zu erkennen. Abbildung 8.7 B weist eine deutlich sandige Zusammensetzung auf, während Abbildung 8.7 C und Abbildung 8.7 D wesentlich kompakter und feinkörniger erscheinen. Abbildung 8.7 A als Gesamtüberblick des entsprechenden Kerns weist diese Bereiche durch farbliche Unterschiede aus.



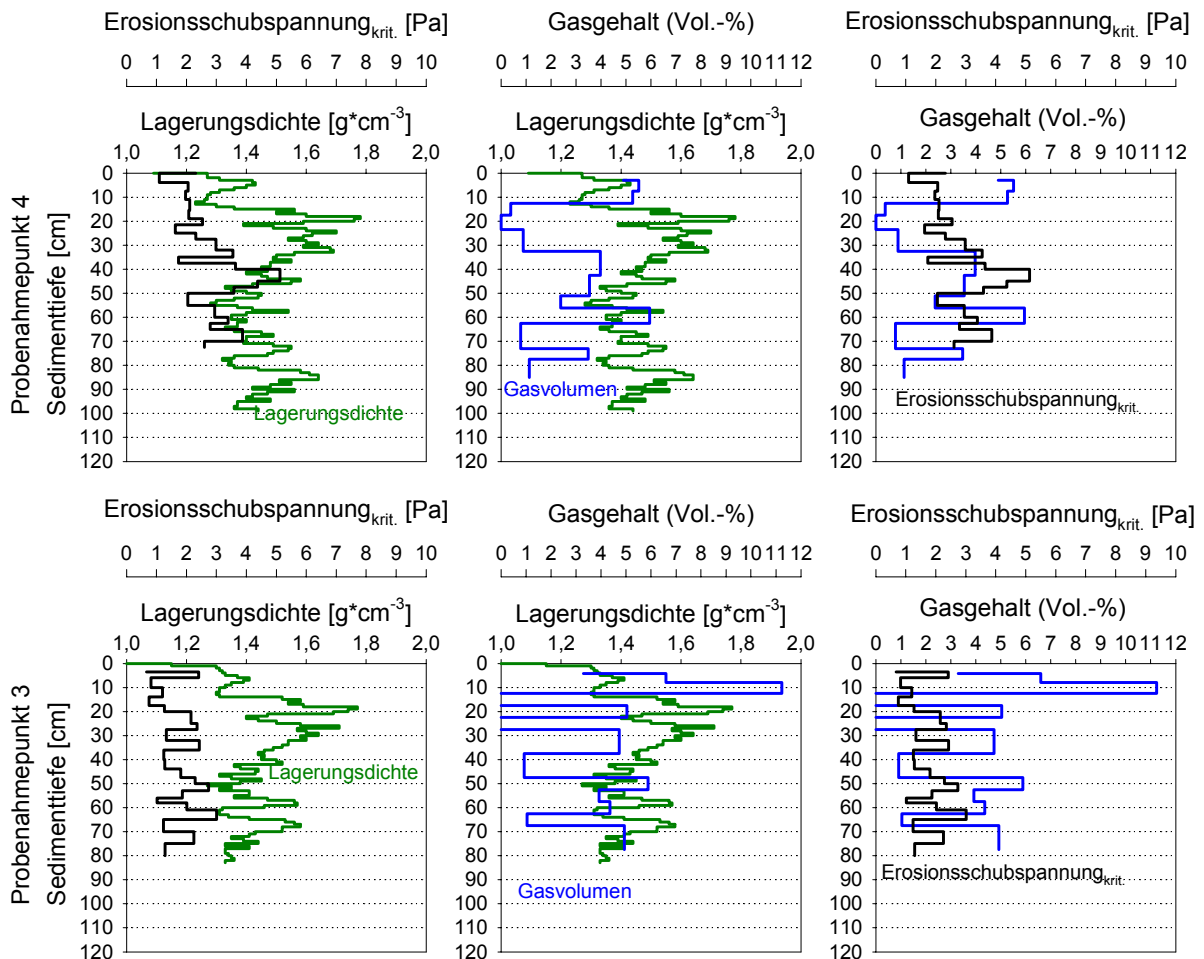
**Abbildung 8.8:** Lagerungsdichte und Erosionsschubspannungkrit.; Probenahmepunkt 8; Stauhaltung Marckolsheim

Außer acht gelassen werden darf selbstverständlich nicht, dass die Lagerungsdichte nicht ausschließlich durch die Korngrößenverteilung bestimmt wird, sondern weitere Sedimentparameter, z.B. Gasgehalt und Konsolidierungszeit, eine Rolle spielen können, insbesondere dann, wenn es sich nur um geringfügige Lagerungsdichteunterschiede handelt. Beispielhaft für den Einfluss weiterer Parameter auf die Lagerungsdichte sind die Lagerungsdichte- und Korngrößendaten in den Tiefen 104,5 cm (1,40 g\*cm<sup>-3</sup>) und 112,5 cm (1,42 g\*cm<sup>-3</sup>). Hier gehen eine geringere Lagerungsdichte mit einem höheren Anteil der Korngrößenfraktion zwischen 60 und 200 µm einher. Jedoch treten auch bei größeren Lagerungsdichtunterschieden Korngrößenverteilungen auf, die dem erwarteten Bild entgegenlaufen. Beispielhaft ist die Gegenüberstellung von Lagerungsdichte und Korngrößenverteilung in den Tiefen 56,5 cm und 61,5 cm. Es ergibt sich zwischen den Lagerungsdichten der Tiefe 56,5 cm (1,42 g\*cm<sup>-3</sup>) und 61,5 cm (1,61 g\*cm<sup>-3</sup>) eine Differenz von 0,19 g\*cm<sup>-3</sup> und es ließe sich hieraus ein höherer Anteil an Korngrößen mit kohäsionslosen Eigenschaften erwarten. Vorgefunden wird jedoch die gegenläufige Verteilung.

### 8.2.3 Gasgehalte

Auf Grund der hinsichtlich des Sedimentparameters Gasgehalt gut dokumentierten Datenlage für die Stauhaltung Gamsheim sollen anhand dieser Stauhaltung die theoretischen Überlegungen mit praktischen Standortergebnissen verknüpft werden.

Die Stauhaltung Gamsheim befindet sich am Oberrhein bei Rheinkilometer 309 (Abbildung II) und kann in Bezug auf die vorliegenden Sedimenteigenschaften mit denen der übrigen Stauhaltungen verglichen werden. Dies belegen die Lagerungsdichten, kritischen Erosionsschubspannungen und vorliegende chemische Analysen (Abbildung 8.9).



**Abbildung 8.9:** Gegenüberstellung von Lagerungsdichte, kritischer Erosionsschubspannung und Gasgehalt; Stauhaltung Gamsheim

**Gasgehalt  $\Leftrightarrow$  Lagerungsdichte** Anhand der in Abbildung 8.9 für die Probenahmeplätze 3 und 4 der Stauhaltung Gamsheim dargestellten Werte im Tiefenprofil lässt sich folgende, in der Literatur getroffene Aussage bestätigen:

- Lagerungsdichte und Gasgehalt sind negativ miteinander korreliert, d.h. steigende Lagerungsdichten weisen geringe Gasgehalte auf und vice versa

Dieser Zusammenhang bestätigt sich in den Sedimentkernen aller anderen untersuchten Stauhaltungen des Rheins ebenso wie in den Stauhaltungen von Main und Ruhr. Ursächlich hierfür sind u.a. die Zerstörung der Sedimentstruktur und die Verhinderung ungestörter Konsolidierung durch eingeschlossenes oder sich durch das Sediment nach oben bewegendes Gas. Bei der Beurteilung der vorliegenden weitestgehend ungestörten natürlichen Sedimentkerne müssen jedoch zwei Dinge beachtet werden

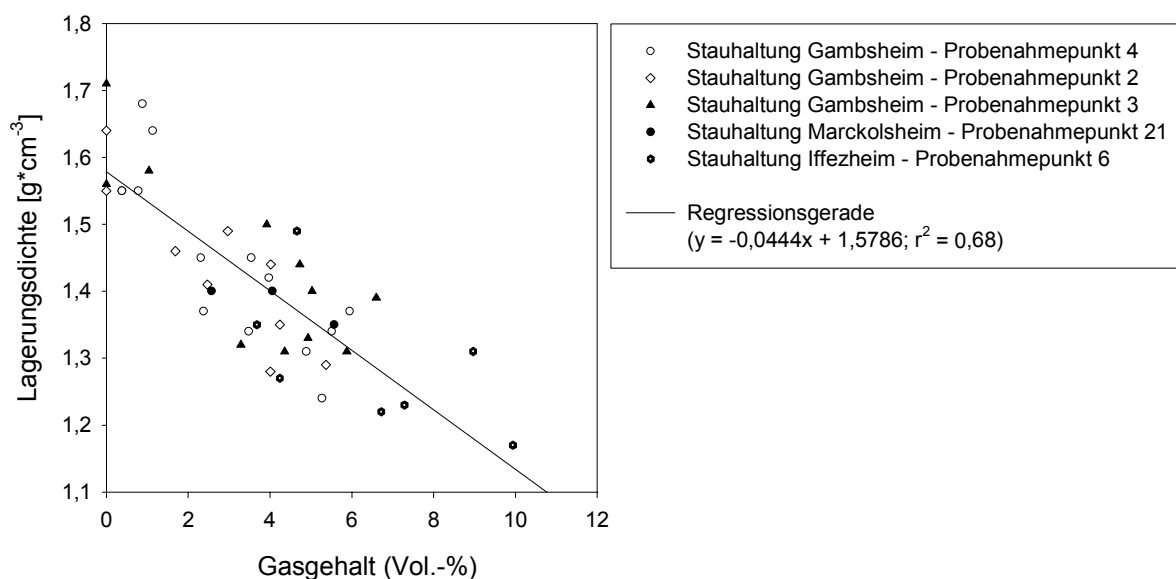
- (1) dass Lagerungsdichten über  $1,55 \text{ g}\cdot\text{cm}^{-3}$  in der Regel durch sandige, nicht kohäsive Materialien verursacht werden und die für kohäsive Materialien getätigten Aussagen hier nicht oder nur mit Einschränkungen gelten

sowie

- (2) ungestörte natürliche Sedimentkerne eine ganze Anzahl von Sedimentparametern aufweisen, die sich in vielfältiger Weise gegenseitig beeinflussen und direkte Abhängigkeiten einzelner Parameter voneinander nicht in allen Fällen eindeutig nachzuweisen sind.

Die unterschiedlichen Gasvolumina in Tiefen mit kohäsiven und solchen mit kohäsionslosen Sedimenteigenschaften sind in Abbildung 8.9 deutlich zu erkennen. Bei Lagerungsdichten von  $1,65 \text{ g}\cdot\text{cm}^{-3}$  und höher liegen die Gasvolumina so niedrig, dass ein Nachweis mit der gewählten Methode nicht mehr möglich war und auch bei Lagerungsdichten ab  $1,50 \text{ g}\cdot\text{cm}^{-3}$  fallen die Gasgehalte schon deutlich ab. Hierfür tragen in erster Linie der Mangel an Feinporen und die im Vergleich mit kohäsiven Sedimenten kleinen reaktiven Oberflächen Verantwortung [89]. Die großen reaktiven Oberflächen kohäsiver Sedimente bieten die optimalen Rahmenbedingungen für notwendiges mikrobiologisches Wachstum und die Entstehung von Gaseinschlüssen. Die Struktur von Sand ermöglicht zudem ein vergleichsweise schnelles entweichen entstehendes Gases.

Der Zusammenhang zwischen der Lagerungsdichte und der Menge an im Sediment eingeschlossenem Gas ergibt sich auch deutlich aus Abbildung 8.10. Hier wurden aus verschiedenen Stauhaltungen des Rheins und seiner Nebenflüsse in einer Korrelationsanalyse Daten der Lagerungsdichten und der Gasgehalte gegeneinander geplottet.



**Abbildung 8.10:** Korrelation zwischen Gasgehalten und Lagerungsdichte für Sedimentproben verschiedener Stauhaltungen am Rhein

Hierbei ist zu sehen, dass es bei Gasgehalten zwischen 0 % und 10 % und Lagerungsdichten zwischen  $1,10 \text{ g}\cdot\text{cm}^{-3}$  und  $1,75 \text{ g}\cdot\text{cm}^{-3}$  zu einer deutlichen Abnahme der Gasgehalte mit zunehmender Lagerungsdichte kommt. Belegt durch einen Korrelationskoeffizienten von  $r = 0,82$ .

Da sich die Grundgesamtheit der Daten aus den Proben mehrerer Stauhaltungen zusammensetzt, wird zudem ein rein lokaler, möglicherweise zufälliger Zusammenhang, ausgeschlossen. Somit kann durch verschiedene Sedimente, auf Grund verschiedenen Entstehungsgeschichten in den unterschiedlichen Stauhaltungen die o.a. Aussage über den Zusammenhang von Lagerungsdichte und Gasgehalten als allgemeingültig angesehen werden.

**Gasgehalt  $\Leftrightarrow$  kritische Erosionsschubspannung** Die in einem Sediment vorliegenden Gasvolumina können auf unterschiedliche Weise Einfluss auf die Erosionsstabilität eines Sedimentes nehmen. Es kann in zweierlei Weise im Sediment vorliegen:

- (1) in gelöster Form
- (2) in Form größerer Blasen

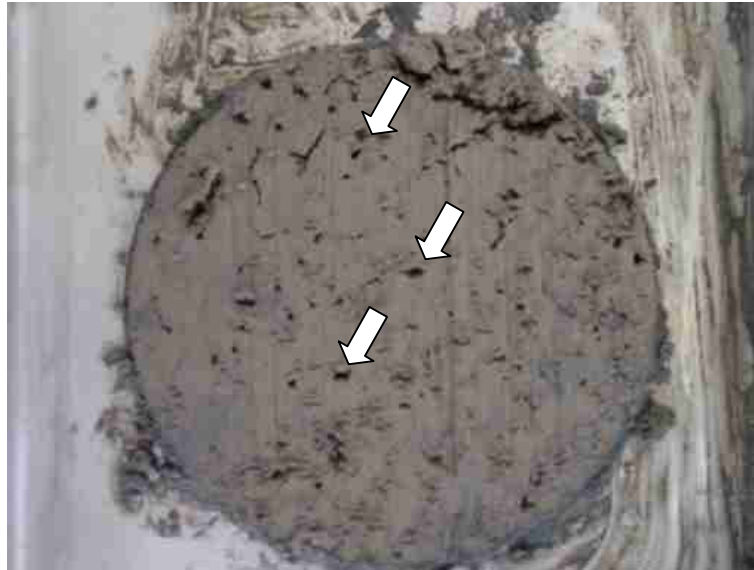
wobei gelöstes Gas keinen Einfluss auf die Erosionsstabilität hat. Gelöstes Gas kann erst dann eine Wirkung erzielen, wenn durch veränderte Druck- und / oder Temperaturbedingungen es zu einer Ausgasung und dadurch zur Entstehung von Gasblasen kommt. Aus Vergleichen zwischen Sedimentansprachen während der Probenvorbereitung und den vorliegenden Gasvolumina kann gesagt werden, dass bei der gewählten Bestimmungsmethode höhere Gasvolumina immer mit dem Auftreten von größeren Gasblasen einhergingen. Diesen wird eine dominierende Rolle bei der Veränderung der Erosionsstabilität zugeschrieben [2].

Der Einfluss von Gas auf die Erosionsstabilität ist nach eigenen Untersuchungen und Beobachtungen während der experimentellen Bearbeitung sowie nach verschiedenen Literaturquellen [2, 40, 93] negativ. Dabei können folgende Auswirkungen des Gases auf die Erosionsstabilität genannt werden:

- (1) Strukturzerstörung des Sediments. Diese erfolgt sowohl bei der aufwärts gerichteten Wanderung des Gases hin zu Sedimentoberfläche als auch verstärkt beim Austritt des Gases aus dem Sediment.
- (2) Erosionsbegünstigende Veränderung der Sedimentoberfläche. Beim Austritt des Gases aus dem Sediment oder durch „anschneiden“ einer Gasblase während der Erosion kommt es zur kleinräumigen Zerstörung der Sedimentoberfläche. Diese bietet dann den Strömungskräften eine verstärkte Angriffsfläche.
- (3) Verhinderung der Konsolidierung. GRÖNGRÖFT & KUSSMAUL et al. (1998) [27] sind in einer intensiven Untersuchung in Feld- und Laborexperimenten mit Sedimenten aus dem Hamburger Hafen zu dem Ergebnis gekommen, dass die Bildung von Gaseinschlüssen die Setzung der Sedimente verhindert und zu ihrer Umlagerung beiträgt.

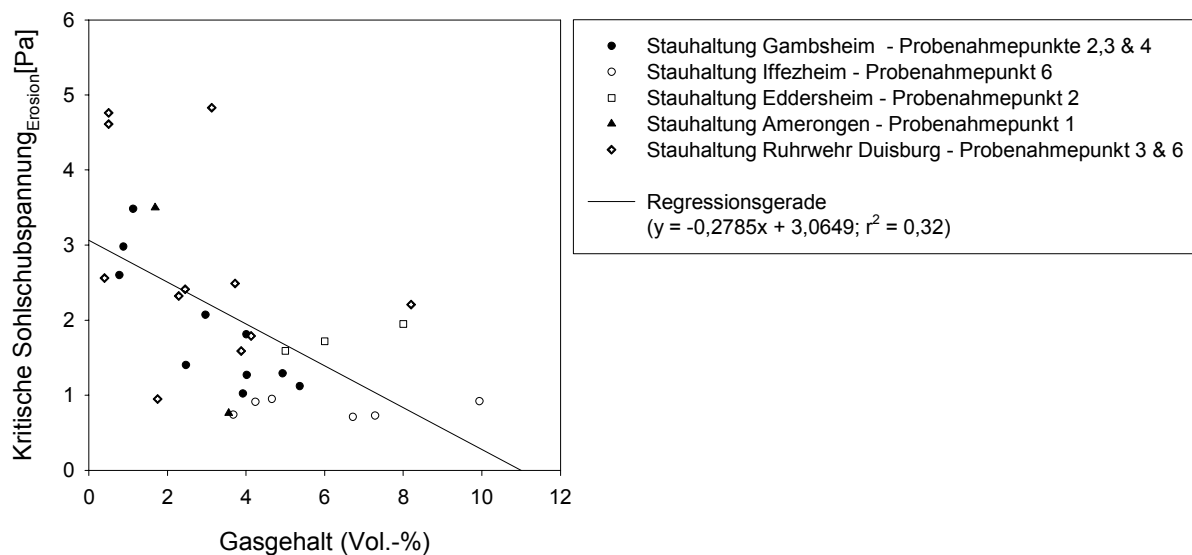
In Abbildung 8.11 werden zwei o.a. Aussagen durch die Aufnahme eines Schnittes durch einen natürlichen ungestörten Sedimentkern aus der Stauhaltung Marckolsheim bestätigt. Zum einen, dass höhere Gasgehalte bei der gewählten Bestimmungsmethode immer mit dem Auftreten deutlich sichtbarer Gasblasen einhergeht. Zum anderen, dass das „Anschneiden“ von Gasblasen beim Erosionsvorgang eine erosionsfördernde Oberflächenstruktur hervorruft. In Abbildung 8.11 wurde der Vorgang der Erosion durch einen manuellen Schnitt mit einem dünnen Draht simuliert.





**Abbildung 8.11:** Schnitt durch eine Sedimentkern mit kohäsivem Material. Gasblasen sind in Form von Löchern zu erkennen (weiße Pfeile)

Deutlich zu erkennen in Abbildung 8.11 die durch im Sediment eingeschlossenes Gas erstandenen Löcher, die der Erosion eine gegenüber der restlichen Oberfläche deutliche bessere Angriffsfläche bieten. Die in Abbildung 8.11 zu erkennenden Einflüsse von Gasbildung auf die Sedimentoberfläche und die o.g. weiteren negativen Auswirkungen manifestieren sich in der Korrelationsanalyse in Abbildung 8.12.



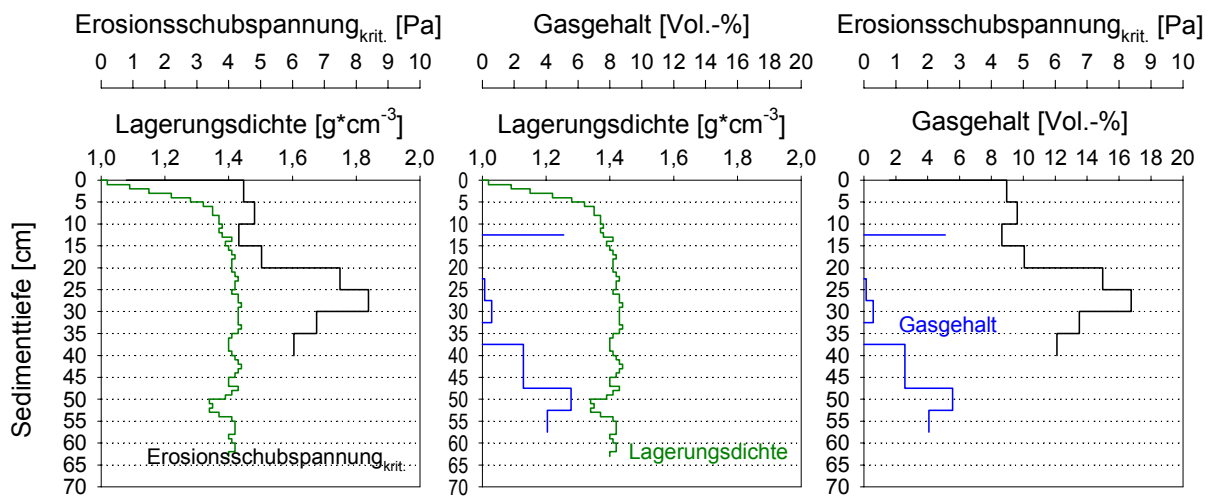
**Abbildung 8.12:** Korrelationsanalyse zwischen Gasgehalten und kritischen Sohlschubspannungen<sub>Erosion</sub> für Sedimentproben verschiedener Stauhaltungen am Rhein und seiner Nebenflüsse

In Abbildung 8.12 sind die  $\tau_{krit,e}$  verschiedener Stauhaltungen des Rheins und seiner Nebenflüsse den entsprechenden Gasgehalten gegenübergestellt. Es zeigt sich, dass es zu einer negativen Korrelation ( $r = -0,56$ ) kommt. Bei steigenden Gasgehalten und wie oben belegt damit zunehmender Anzahl von Gasblasen im Sediment, kommt es zu einer Abnahme der Erosionsstabilität.

Da die Korrelation sich nicht deutlicher abzeichnet, muss auf der einen Seite der Komplexität der Zusammenhänge bei der Erosion kohäsiver Sedimente zugeschrieben werden. Die Erosion kohäsiver Gewässerfeinsedimente, als ein multikausaler Prozess, kann nicht alleine durch einen einzigen Sedimentparameter beschrieben werden und wird mithin keine Korrelationen nahe dem Wert 1 erbringen. Daher sind Korrelationen, wie die in Abbildung 8.12, als ein deutlicher Hinweis zu werten, dass der gewählte Parameter, hier der Gasgehalt, einen Einfluss auf die Erosionsstabilität hat.

Zum anderen nimmt die Grundgesamtheit der Daten, die sich hier aus sehr unterschiedlichen Sedimenten zusammensetzt, Einfluss auf die Stärke der Korrelation. Zu dem multikausalen Prozess der Erosionsstabilität von Gewässerfeinsedimenten kommen so noch Einflüsse durch unterschiedliche Einzugsgebiete und deren Wirkung auf die Sedimentbeschaffenheit hinzu. Zudem fanden die Sedimentdiagenesen unter verschiedenen hydrologischen Ereignissen und hydraulischen Bedingungen statt, denen ebenfalls ein Einfluss auf die Sedimentstabilität nachgewiesen wurde. Trotz dieser zusätzlichen Einflüsse zeigt Abbildung 8.12 eine Korrelation zwischen dem Gasgehalt und der Erosionsstabilität und belegt somit, dass, unabhängig vom gewählten Standort, der Gasgehalt Einfluss auf die Erosionsstabilität nimmt.

**Standortergebnisse Stauhaltung Marckolsheim** Für die Stauhaltung Marckolsheim wurde nur an einem Probenahmepunkt ein Sedimentkern auf sein Gasvolumen hin untersucht. Es zeigt sich, dass Gasgehalte zwischen 0 und 6 Vol.-% zu verzeichnen sind, wobei eine Tendenz zum Anstieg des Gasvolumens mit der Tiefe zu erkennen ist. Die Größenordnung dieser Werte entspricht jener, die LICK & MCNEIL (2001) [65] veröffentlicht haben.



**Abbildung 8.13:** Gegenüberstellung von Lagerungsdichte – Gasgehalt – kritische Erosionsschubspannung Probenahmepunkt 21; Stauhaltung Marckolsheim

Anhand der Datenlage des Sedimentkernes 21 ist es nicht geboten, Korrelationen zwischen den Sedimentparametern Lagerungsdichte, kritischer Erosionsschubspannung und Gasgehalt herzustellen, wie sie in der Literatur und in den Untersuchungen anderer Stauhaltungen (Abbildung 8.9) zu Tage treten. Gründe für die bei homogenem Verlauf des Lagerungsdichteprofiles deutlichen Variationen der kritischen Erosionsschubspannung und der Gasgehalte können hier nicht gegeben werden. Es bestätigt jedoch noch mal, dass alleine aus der Lagerungsdichte nicht immer Korrelationen zu anderen Sedimentparametern (z.B. Gasgehalt, kritische Erosionsschubspannung) erstellt werden können.

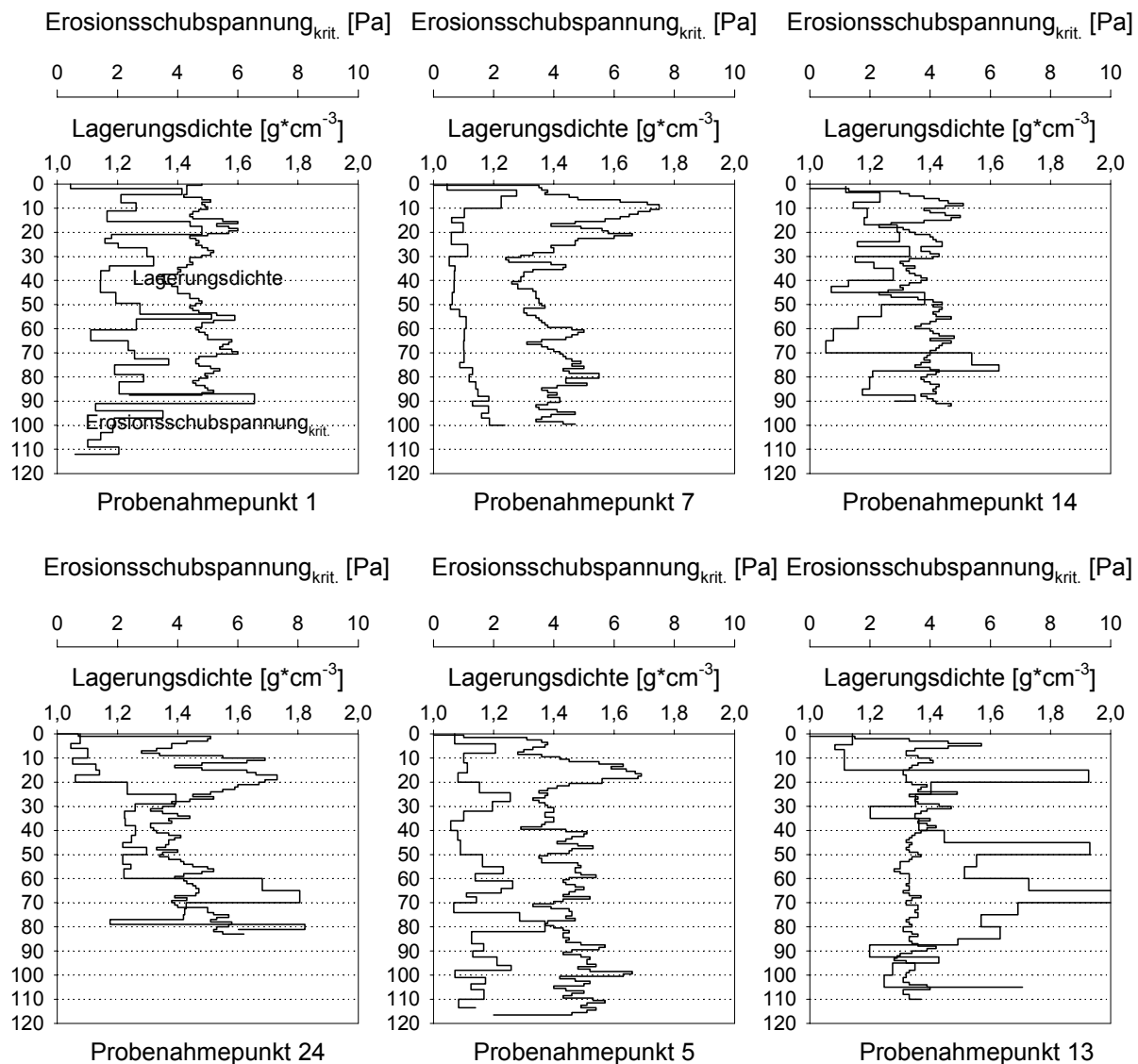
Einzig in der Tiefe zwischen 50 und 55 cm und einem Sprung der Lagerungsdichte zeigt auch das Gasvolumen eine deutliche Zunahme auf 5,5 Vol.-%, d.h. nur bei einer deutlichen Veränderung des Lagerungsdichteprofiles kommt es auch zu einer Veränderung der mit ihr in Verbindung stehenden Sedimentkenngrößen.

## 8.2.4 Kritische Erosionsschubspannungen

In Abbildung 8.14 sind sechs Tiefenprofile der kritischen Erosionsschubspannung und der zugehörigen Lagerungsdichte aufgetragen. Zusammenfassend lassen sich für die abgebildeten Probenahmepunkte (1, 5, 7, 13, 14, 24) folgende Aussagen treffen:

- (1) Im Mittel liegen die kritischen Erosionsschubspannungen zwischen 1 bis 3 Pa. Minima sind bei 0,5 Pa und Maxima bei über 8 Pa zu finden
- (2) Bei nicht homogenem Verlauf der Lagerungsdichteprofile sind gewisse Korrelationen mit den kritischen Erosionsschubspannungen zu finden.
- (3) Insgesamt deutlich höhere Erosionsstabilitäten bei den Probenahmepunkten 13 und 14.
- (4) Es existiert keine Tendenz zu genereller Zu- oder Abnahme der Lagerungsdichten und der kritischen Erosionsschubspannungen mit der Tiefe.

Die Probenahmepunkte 12 bis 14 zeichnen sich im Gegensatz zu den übrigen Probenahmepunkten durch eine erheblich größere Wassertiefe von ca. 8 bis 10 m sowie eine zentrale Lage im Anströmbereich der Wehrfelder aus (Abbildung 5.14). Daher ist für diese Probenahmepunkte von einer anderen Sedimentdiagenese auszugehen, die sich in den Tiefenprofilen der kritischen Erosionsschubspannung und Lagerungsdichte niederschlägt. Dieser Umstand ist bei nachfolgenden Interpretationen entsprechend zu beachten. An dieser Stelle kann aber allgemein schon deutlich gemacht werden, dass mit zunehmender Exposition der Probenahmepunkte gegenüber der Strömung die mittleren kritischen Erosionsschubspannungen deutlich zunehmen. Hingegen treten Lagerungsdichten, die auf Korngrößen über 63  $\mu\text{m}$ , d.h. der kohäsionslosen Feinsand- und Sandfraktion, hinweisen, zunehmend in den Hintergrund.



**Abbildung 8.14:** Tiefenprofile der Lagerungsdichte und der kritischen Erosionsschubspannung verschiedener Probenahmepunkte (1, 5, 7, 13, 14, 24), Stauhaltung Marckolsheim

**Kritische Erosionsstabilität  $\Leftrightarrow$  Lagerungsdichte** Erste kurze, allgemeine Anmerkungen hinsichtlich der kritischen Erosionsschubspannung und der Lagerungsdichte sowie ihrer Zusammenhänge wurden bereits in Kapitel 3 ff. und 8.3.1.1 ff. gemacht. Diese sollen im Folgenden erweitert und anhand von vorliegenden Messdaten verdeutlicht werden.

Die angesprochenen allgemeinen Anmerkungen nochmals aufgreifend, kann folgender erster und vereinfachender Zusammenhang zwischen kritischer Erosionsstabilität und Lagerungsdichte gegeben werden – bei mittleren Lagerungsdichten von  $1,40 g \cdot cm^{-3}$  bewirken Sprünge im Tiefenprofil hin zu Lagerungsdichten von über  $1,55 g \cdot cm^{-3}$  eine Abnahme der kritischen Erosionsschubspannung. Umgekehrt ist eine Abnahme der Lagerungsdichte mit einer Verringerung die kritische Erosionsschubspannung verbunden.

Verdeutlicht wird dieser Zusammenhang bei den Probenahmepunkten 5 und 24 in Abbildung 8.14. Probenahmepunkt 24 weist ein von großen Sprüngen geprägtes Lagerungsdichteprofil auf, an welches sich, entsprechend des oben genannten Zusammenhanges, das Profil der kritischen Erosionsschubspannung anpasst, d.h. hohe Lagerungsdichten (deutlich über  $1,55 \text{ g}\cdot\text{cm}^{-3}$ ) in den oberen 20 cm gehen mit geringen kritischen Erosionsschubspannungen (unter 1 Pa) einher. In der Tiefe von 30 bis 60 cm steigen die kritischen Erosionsschubspannungen dann auf Grund der abnehmenden Lagerungsdichten (unter  $1,4 \text{ g}\cdot\text{cm}^{-3}$ ) auf über 2 Pa an. Als weiteres Beispiel können bei Probenahmepunkt 5 die Tiefen zwischen 10 und 20 cm (steigende Lagerungsdichte – fallende kritische Erosionsschubspannung), sowie zwischen 20 und 30 cm (fallende Lagerungsdichte – steigende kritische Erosionsschubspannung) genommen werden.

Die beschriebene negative Korrelation zwischen der Lagerungsdichte und der kritischen Erosionsschubspannung lässt sich hier als Einfluss des Sedimentparameters Korngröße interpretieren. Lagerungsdichten deutlich über  $1,55 \text{ g}\cdot\text{cm}^{-3}$  sind ein Indikator für Sedimentschichten mit überproportionalen Anteil an Korngrößen über  $63 \mu\text{m}$ , d.h. der Sandfraktion [89]. Diese Korngrößenfraktionen zeichnen sich auf Grund ihrer kohäsionslosen Eigenschaften durch die beobachteten geringen kritischen Erosionsschubspannungen aus. Im Umkehrschluss indizieren Lagerungsdichten von  $\approx \leq 1,4 \text{ g}\cdot\text{cm}^{-3}$  kohäsive Sedimenteigenschaften und entsprechend höhere Erosionsstabilitäten. Somit lassen sich Veränderungen in den kritischen Erosionsschubspannungen oftmals Unterschieden in der Mastervariable Lagerungsdichte zuordnen. Diese Aussage gilt jedoch nur solange, wie es sich um Veränderungen hin zu Lagerungsdichte deutlich im kohäsiven bzw. nicht kohäsiven Korngrößenbereich handelt.

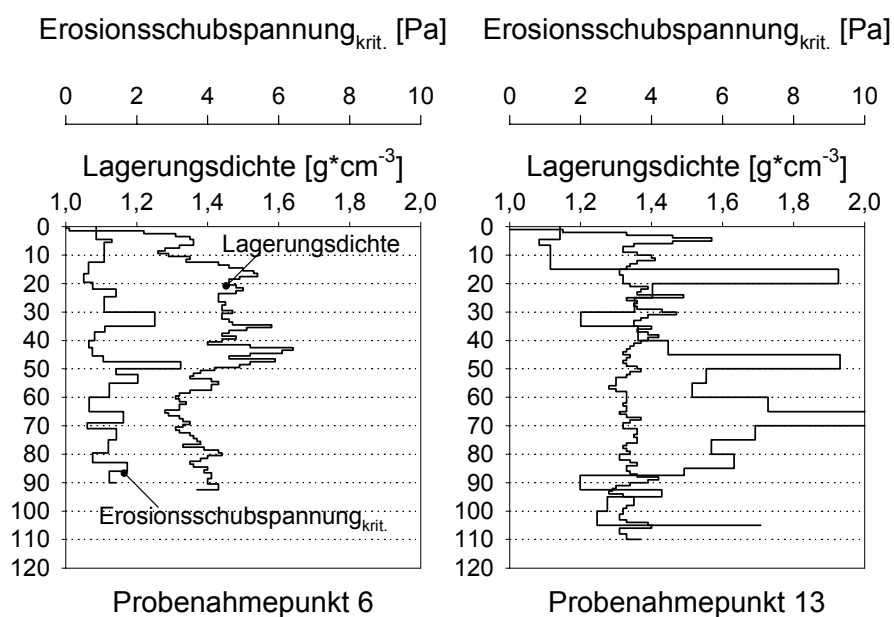
An dieser Stelle soll nun detailliert auf die oben bereits in Stichpunkten erwähnten Hauptmerkmale der kritische Erosionsschubspannungen in der Stauhaltung Marckolsheim zurückgekommen werden. Hierbei ist es insbesondere im Hinblick auf eine durchzuführende Abschätzung eines Sediment- und Kontaminantenaustrages von Bedeutung, die Frage nach der Homogenität der Sedimenteigenschaften in der gesamten Stauhaltung zu klären.

*Kritische Erosionsschubspannungen im Längsprofil* In Abbildung 8.14 sind die das Längsprofil der Stauhaltung Marckolsheim repräsentierenden Sedimenteigenschaften der Probenahmepunkte 24, 1, 5 und 7 dargestellt. Diese Punkte befinden sich jeweils im Abstand von ca. 200 Metern auf der rechten Rheinseite zwischen Rheinkilometer 233,9 und 234,7. Hierbei zeigt sich deutlich, dass bei den Tiefenprofilen der Lagerungsdichten deutliche Übereinstimmungen zu finden sind. Wie Abbildung 8.14 zeigt, ist eine direkte Übertragung dieser Aussage auf die Tiefenprofile der kritischen Erosionsschubspannungen nicht möglich. Diese unterscheiden sich in Bereichen mit Lagerungsdichten kohäsiver Sedimente zum Teil deutlich voneinander, sowohl betreffend der Verläufe im Tiefenprofil als auch betreffend der Maximalwerte. Besonders auffallend hierbei sind die geringen kritische Erosionsschubspannungen des Probenahmepunktes 7, welche im Mittel den Wert von 1 Pa nicht überschreiten und über die gesamte Tiefe sehr homogen sind. Für die deutlich unterschiedlichen Tiefenprofile der kritischen Erosionsschubspannungen kann kein kausaler Zusammenhang mit Randbedingungen wie z.B. anthropogenen Einflüssen oder Strömungsverteilungen gefunden werden. Vermutlich sind die beobachteten Unterschiede auf noch nicht bekannte Einflussparameter oder natürliche Schwankungen zurückzuführen.

*Kritische Erosionsschubspannungen im Querprofil* Ähnlich den Ergebnissen der kritischen Erosionsschubspannungen im Längsprofil ergeben sich auch wesentliche Unterschiede zwischen den Probenahmepunkten im Querprofil. Dies trifft auch auf die Lagerungsdichteprofile zu (Kapitel 8.1.4.2).

Querprofile existieren für die Rheinkilometer 234,5 und 234,6 vertreten durch die Probenahmepunkte 6 und 13 (Abbildung 8.15) bzw. 7 und 14.

Erhebliche Unterschiede in beiden Querprofilen treten bei den maximalen kritischen Erosionsschubspannungen auf, die bei den Probenahmepunkten 6 und 7 den maximalen Wert von 3,75 Pa nicht überschreiten und im Mittel bei 1,50 bis 1,75 Pa liegen. Probenahmepunkte 13 und 14 zeigen mit über 9 Pa deutlich höhere Werte. Nur in den obersten 5 bis 10 cm entsprechen sich die kritischen Erosionsschubspannungswerte. Die doch erheblichen Unterschiede in der Erosionsstabilität haben ihren Grund, ebenso wie die Unterschiede in den Lagerungsdichten, in ihrer unterschiedlichen Lage im Gewässer und den daraus folgenden Strömungsbedingungen. Bedingt durch höhere Sohlschubspannungen unter hydraulischen Extremereignissen können in diesem Bereich nur kohäsive, stark bindige Sedimente über längere Zeiträume den regelmäßig auftretenden Abflussereignissen mit starken Sohlschubspannungen standhalten. Die in den ersten 5 bis 10 cm mit den übrigen Probenahmepunkten vergleichbare Erosionsstabilität kann darin ihre Ursache haben, dass es sich hier um rezentes Material handelt, welches einem entsprechenden Abflussereignis noch nicht ausgesetzt war. Die Vermutung, dass es sich in den ersten Zentimetern bei den vier Probenahmepunkten um ähnliches Material handelt, wird auch durch die Lagerungsdichten unterstützt, die in diesem Sedimentabschnitt starke Übereinstimmungen zeigen.



**Abbildung 8.15:** Lagerungsdichte- kritische Erosionsschubspannungsprofile Probenahmepunkte 6 und 13, Querprofil bei Rh-km 234,5 - Stauhaltung Marckolsheim

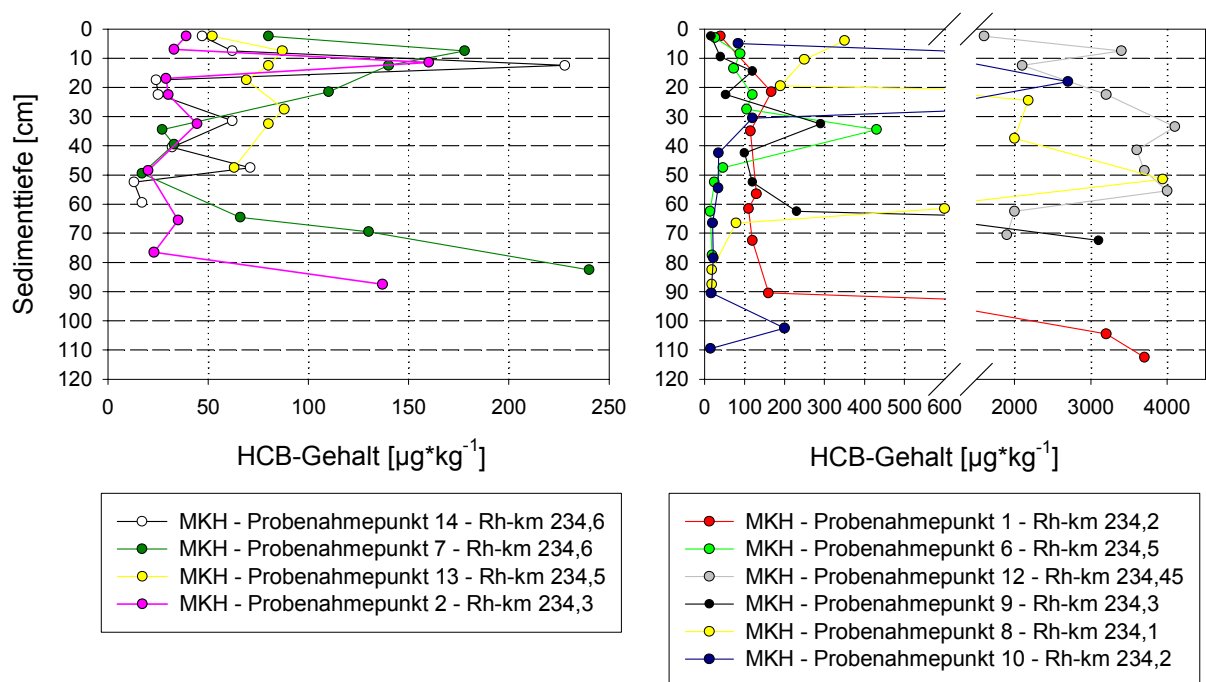
### 8.2.5 Chemische Belastung der Sedimente

Zur Abschätzung eines Hexachlorbenzol-Gesamtaustrags (HCB) aus der Stauhaltung Marckolsheim bei zwei Szenarienhochwässern ist es notwendig, detaillierte Informationen über die Belastung der Stauhaltung Marckolsheim mit Hexachlorbenzol vorliegen zu haben. Diese sollen im Folgenden vorgestellt und diskutiert werden. Für eine erste Einordnung der HCB-Belastung soll Tabelle 8.4 dienen, die die gefundenen Werte der IKSZ-Zielvorgabe gegenüberstellt.

Es zeigt sich, dass die HCB-Gehalte in den Sedimentkernen der Stauhaltung Marckolsheim bei den im Mittel auftretenden Werten gut 10-fach über den IKSR-Zielvorgaben liegen, bei den maximalen Werten sogar in etwa 100-fach. Lediglich die minimal gefundenen Werte liegen unter der IKSR-Zielvorgabe.

IKSR-Zielvorgabe <sup>4</sup>	HCB (Bezug: Sediment)	Marckolsheim <sup>5</sup>
40 $\mu\text{g}\cdot\text{kg}^{-1}$ (Bezug: Schwebstoff <sup>1</sup> )	Probenanzahl	49
	Mittelwert	406
	Min.	14
	Max.	3940

**Tabelle 8.4:** Gegenüberstellung der IKSR-Zielvorgaben [17] für Hexachlorbenzol und der HCB-Gehalte in Sedimentkernen der Stauhaltung Marckolsheim



**Abbildung 8.16:** Gesamtüberblick über die in der Stauhaltung Marckolsheim gefundenen HCB-Belastungen

Anhand von Abbildung 8.16 zeigt sich, dass außerhalb natürlicher Schwankungen und unter Ausschluss von Bereichen mit Maximalwerten der Kontamination eine große Homogenität der HCB-Gehalte in der Stauhaltung Marckolsheim zu verzeichnen ist, die sich wie folgt charakterisieren lässt:

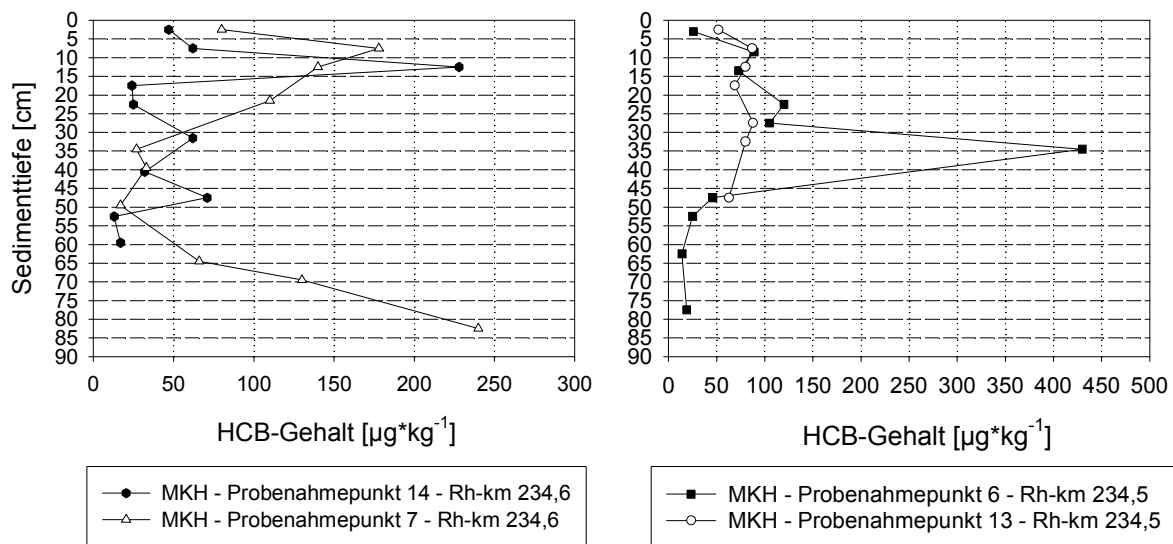
1. Anstieg der Gehalte in den ersten 20 cm auf 80 bis 150  $\mu\text{g}\cdot\text{kg}^{-1}$  HCB
2. Abfallen der Gehalte und gleichbleibend zwischen 20 und 80 cm bei 50  $\mu\text{g}\cdot\text{kg}^{-1}$  HCB
3. Ab 80 cm Tendenz zu deutlich höheren Gehalten über 200  $\mu\text{g}\cdot\text{kg}^{-1}$  HCB

<sup>4</sup> Zielvorgabe erfolgte aus der Umrechnung der Zielvorgabe für Wasser von 0,001  $\mu\text{g}\cdot\text{l}^{-1}$  und stellt eine mittlere jährliche nicht zu überschreitende Belastung da. Diese ist jedoch gesetzlich nicht verbindlich.

<sup>5</sup> Werte über alle Sedimentkerne

Einen ähnlichen Verlauf zeigen auch die Gehalte des Sedimentkernes 1 und 10, bei denen es jedoch in der Tiefe über 80 cm bzw. bei 20 cm zu einem Anstieg auf einen HCB-Gehalt bis zu  $4000 \mu\text{g}\cdot\text{kg}^{-1}$  kommt und die daher als Bereiche mit Maximalwerten der Kontamination eingeordnet wurden. Diese Einordnung trifft auch für die HCB-Gehalte von Probenahmepunkt 8 zu. Dieser zeigt jedoch über das gesamte Tiefenprofil einen deutlich anderen Verlauf der HCB-Gehalte, die zwischen 20 und 60 cm Tiefe auf Werte über  $2000 \mu\text{g}\cdot\text{kg}^{-1}$ , bis zu einem Maximalen Wert von  $3940 \mu\text{g}\cdot\text{kg}^{-1}$  steigen. Wie die HCB-Belastungen des Sedimentkerns 12 zeigen, kann nicht davon ausgegangen werden, dass es sich bei diesen Extrembelastungen um Einzelphänomene handelt, sondern durchaus mit weiteren hoch kontaminierten Stellen in der Stauhaltung Marckolsheim gerechnet werden muss. Diesem Umstand wird in Kapitel 8.3 Rechnung getragen.

Es sollte zudem nicht außer acht gelassen werden, dass hohe HCB-Kontaminationen auch noch in oberflächennahen Sedimentschichten zu finden sind, da besonders Probenahmepunkte 6 und 10 deutlich erhöhte Gehalte über  $150 \mu\text{g}\cdot\text{kg}^{-1}$  zeigen, die regelmäßig auftreten und daher nicht als Ausnahme gewertet werden können.

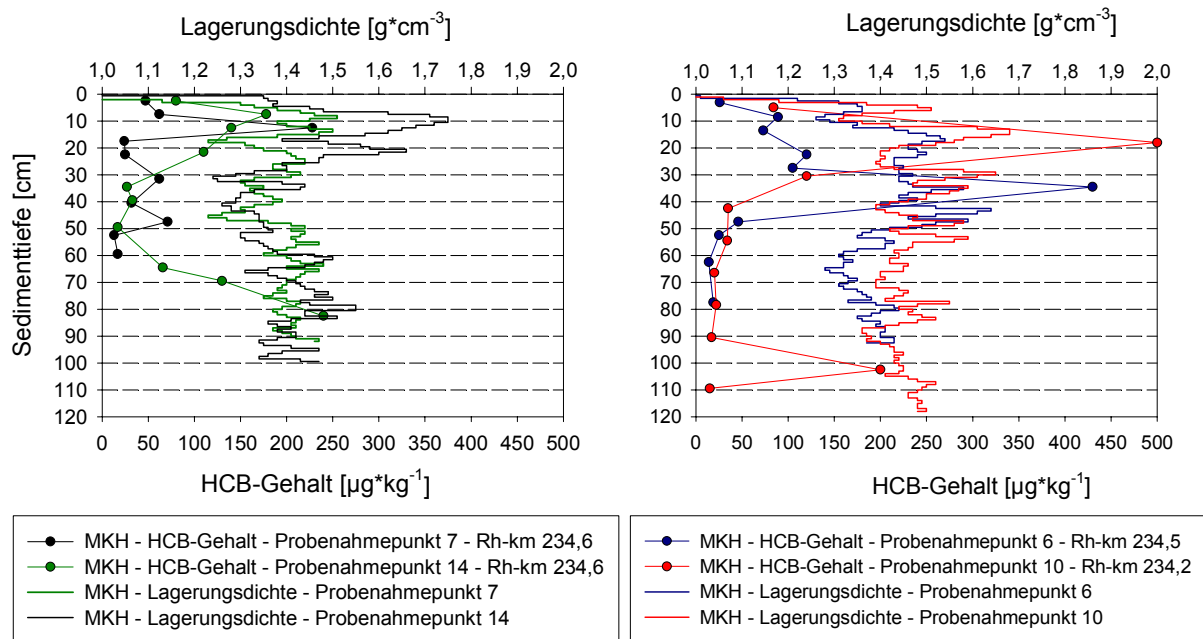


**Abbildung 8.17:** HCB-Gehalte im Querprofil der Rheinkilometer 234,5 und 234,6; Stauhaltung Marckolsheim

Für die im Kapitel 8.3 durchgeführte Abschätzung eines HCB-Gesamtaustrags unter zwei Szenarienhochwässern ist besonders die homogene Verteilung der HCB-Gehalte über die Stauhaltung von Bedeutung. Wie die Abbildungen 8.16 und 8.17 zeigen, ist diese nicht nur im Längsverlauf der zwischen Rheinkilometer 234,2 und 234,6 gegeben, sondern setzt sich auch im Querverlauf fort. Für die Rheinkilometer 234,5 und 234,6 liegen sowohl ufernahe Daten im Abstand von ca. 25 m, als auch Daten im Abstand von ca. 100 m (Probenahmepunkt 14) und ca. 140 m (Probenahmepunkt 13) vor. Mit Ausnahme eines HCB-Gehaltes von über  $400 \mu\text{g}\cdot\text{kg}^{-1}$  in der Tiefe von 35 cm bei Probenahmepunkt 6 zeigen beide Datensätze insgesamt eine gute Übereinstimmung ihrer HCB-Tiefenprofile. Auf Grund des geringen Datenumfanges kann diese Übereinstimmung sicherlich nicht als Beweis einer homogenen HCB-Verteilung angesehen werden, sie liefert jedoch in Verbindung mit den Ergebnissen im Längsverlauf einen starken diesbezüglichen Anhaltspunkt. Gestärkt wird diese Annahme auch durch die deutlich homogene Lagerungsdichte der Sedimente in der Stauhaltung Marckolsheim, wobei die Abbildung 8.18 veranschaulicht, dass bei einem ähnlichen Verlauf der Lagerungsdichteprofile auch ähnliche HCB-Profile zu erwarten sind. Daher kann auf Grundlage der Ergebnisse aus Kapitel 8.1.4.2 o.g. Annahme als plausibel bezeichnet werden.



Die in der Stauhaltung Marckolsheim und den übrigen Stauhaltungen des Oberrheins vorgefundenen HCB-Gehalte decken sich auch mit den Beobachtungen des Rheingüteberichts 2000. Insbesondere deren typischer Verlauf im Tiefenprofil, bei dem es dem es nach höheren Werten in den rezenten oberen Schichten, zu einer Abnahme der Werte in Tiefen zwischen 20 und 60 cm kommt, gefolgt von wieder steigenden Werten in tieferen Altsedimenten. Als Grund für die neuerlichen Belastungen rezenter Sedimente wird die Remobilisierung von HCB aus höher belasteten stromaufwärts liegenden Altsedimenten bei Hochwasser genannt, da die direkte Einleitung von HCB stark reduziert worden ist. Zur Verifizierung dieser Aussage soll u.a. die genannte Abschätzung eines HCB-Austrages bei Hochwasser dienen (Kapitel 8.3).



**Abbildung 8.18:** Gegenüberstellung von HCB-Gehalt und Lagerungsdichte; Stauhaltung Marckolsheim

## 8.3 Numerische Modellierung der sohnnahen Strömungskräfte

### 8.3.1 Randbedingungen Kalibrierung - Validierung

Die Kalibrierung und Validierung des numerischen Modells erfolgte mit Daten der Bundesanstalt für Wasserbau [9]. Es wurde dabei in der vorliegenden Arbeit von etwas unterschiedlichen Randbedingungen (Tabelle 8.5) ausgegangen, da die zum Zeitpunkt der Berichterstellung gültigen Werte (für die abgeführte Wassermenge über die Schlinge und die Stauhöhe am Wehr) benutzt wurden. Des Weiteren wurden die Daten der BfG um Daten des Wasser- und Schifffahrtsamtes Freiburg erweitert [118, 119].

Eine exakte Übereinstimmung zwischen den Wasserspiegellagen der Modellrechnung und denen des Berichtes der BfG war somit nicht möglich. Für verschiedene Abflusszenarien wurden jedoch „Kalibrierungen“ durchgeführt, d.h. die hierbei berechneten Wasserspiegellagen wurden mit denen des Berichtes der Bundesanstalt für Wasserbau verglichen und unter Beachtung der unterschiedlichen Randbedingungen auf ihre Plausibilität kontrolliert.

Stauhaltung	Abflüsse ( $\text{m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$ )	Anmerkung	Rauheits- beiwert Manning ( $n$ in $\text{s} \cdot \text{m}^{-1/3}$ )	Turbinen ( $\text{m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$ )	Stauhöhe am Wehr (m ü. NN)
Marckolsheim	1000	Plausibilitäts- kontrolle	0,018	1000	186,5
	2500	Plausibilitäts- kontrolle	0,018	1400	186,5
	4000	Plausibilitäts- kontrolle	0,0205	60	186,5
	4500		0,021	60	186,5
	4700		0,021	60	186,5

**Tabelle 8.5:** Randbedingungen für die numerischen Strömungsberechnungen; Stauhaltung Marckolsheim

### 8.3.2 Strömungsgeschwindigkeits- und Sohlschubspannungsverteilungen

Im Folgenden sind in den Abbildungen 8.19 bis 4.22 vier verschiedene Abflussszenarien numerisch berechnet worden, wobei es auf Grund der unterschiedlichen Abflüsse zu drei verschiedenen Betriebsweisen der Stauhaltung kommt. Wie aus Tabelle 8.2 zu ersehen, wird die Wasserführung bzw. Abflussverteilung hiervon abhängig verändert.

Zur Beurteilung der Auswirkungen der Betriebsweise auf die Verteilung der Sohlschubspannungen sowie der Gefahr einer Remobilisierung kontaminierter Sedimente wurden daher nachstehende Abflüsse näher untersucht (1)  $Q = 1259 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$ , (2)  $Q = 2751 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$ , (3)  $Q = 4500 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$  und (4)  $Q = 4700 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$ .

Auf Grundlage der unter den Abschnitten 8.1.4.1 erläuterten Randbedingungen ergaben beim Vergleich der experimentell ermittelten kritischen Erosionsschubspannungen mit den numerisch bestimmten Sohlschubspannungen in der Stauhaltung Marckolsheim folgende Ergebnisse:

(1) Sohlschubspannungs- und Strömungsgeschwindigkeitsverteilungen bei  $Q = 1259 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$  (Abbildung 8.19)

**Abflussverteilung Schlinge / Wehr** Im Falle einer Wasserführung von unter  $1400 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$ , d.h. unterhalb der maximalen Kapazität der am Ende des Schlingelösung befindlichen Kraftwerks erfolgt die gesamte Wasserführung über die Schlinge. Hierdurch kommt es vor dem Wehr zur Ausbildung einer großräumigen Wasserwalze und an dieser zur Umlenkung des Stromes in die Schlinge.

**Strömungsgeschwindigkeiten, -verteilung und Sohlschubspannungen** Bedingt durch den stehenden Wasserkörper zwischen Rheinkilometer 234,5 und dem Wehr tritt in diesem Bereich nur eine sehr kleine Strömung ( $< 0,20 \text{ m} \cdot \text{s}^{-1}$ ) bzw. Sohlschubspannungen auf. Oberhalb von Rheinkilometer 234,5 treten an den Probenahmepunkten Strömungsgeschwindigkeiten von maximal  $0,5 \text{ m} \cdot \text{s}^{-1}$  und Sohlschubspannungen von maximal  $0,5 \text{ Pa}$  auf. Diese überschreiten die Erosionsstabilität der Sedimente nicht.

Da bei verengtem Querschnitt in der Schlinge dieselbe Wassermenge abgeführt werden muss, erhöhen sich sowohl die Strömungsgeschwindigkeiten als auch die Sohlschubspannungen in der Schlinge.

(2) Sohlschubspannungs- und Strömungsgeschwindigkeitsverteilungen bei  $Q = 2751 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$  (Abbildung 4.20)

**Abflussverteilung Schlinge / Wehr** Da bei einem Abfluss von  $2751 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$  die maximale Kapazität des Kraftwerkes von  $1400 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$  überschritten wird, wird die Differenz von  $1351 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$  durch Öffnung der Wehre in den Altrhein abgeleitet. Somit erfolgt eine Aufteilung der Wasserführung zu ungefähr gleichen Teilen über das Wehr und die Schlinge. Die Wehre werden hierbei so geöffnet, dass das Stauziel von 186,5 m ü. NN gehalten wird.

**Strömungsgeschwindigkeiten, -verteilung und Sohlschubspannungen** Durch die Wasserführung sowohl über die Schlinge, als auch über das Wehr in den Altrhein, wird der bis zu einem Abfluss von  $1400 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$  stehenden Wasserkörper vor dem Wehr „aufgelöst“ und es kommt auch in diesem Bereich zu einer deutlichen Strömung und den sich daraus ergebenden Sohlschubspannungen. Im Bereich vor dem Wehr und Rheinkilometer 234,5 treten an den Probenahmepunkten maximal Sohlschubspannungen von 0,5 Pa, die die kritischen Erosionstabilitäten nicht überschreiten. Eine Ausnahme bilden hier die im direkten Anströmungsbereich des Wehres befindlichen Probenahmepunkte 12 bis 14, bei denen schon deutlich höher Strömungsgeschwindigkeiten und Sohlschubspannungen von 1 bis  $1,5 \text{ m} \cdot \text{s}^{-1}$  bzw. 1,5 bis 2,5 Pa erreicht werden. Dies entspricht in etwa der mittleren kritischen Erosionsschubspannung der Sedimente an dieser Stelle, d.h. es kann mit einer beginnenden Erosion gerechnet werden. Dies trifft auch auf die Probenahmepunkte zwischen Rheinkilometer 233,9 und 234,4 zu, bei denen auf Grund der hier noch nicht aufgeteilten Wasserführung höhere Werte erzielt werden, d.h. Strömungsgeschwindigkeiten von  $1,5 \text{ m} \cdot \text{s}^{-1}$  und darüber, sowie Sohlschubspannungen zwischen 2,5 und 3,5 Pa.

(3) Sohlschubspannungs- und Strömungsgeschwindigkeitsverteilungen bei  $Q = 4500 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$  (Abbildung 4.21)

**Abflussverteilung Schlinge / Wehr** Auf Grund der Betriebsanweisung für die Stauhaltung Marckolsheim wird ab einem Abfluss von  $4000 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$  (Tabelle 8.2) nur noch einer zu Aufrechterhaltung des Kraftwerkbetriebs notwendige Restwassermenge von  $60 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$  in die Schlinge abgeführt. Dadurch kommt es zu einer Änderung der Strömungsverhältnisse im Oberwasser der Wehre der Stauhaltung Marckolsheim, da unter Vernachlässigung des unbedeutenden Abflusses über die Schlinge die gesamte Wassermenge über das Wehr in den Altrhein abgeführt wird. Unter diesen Bedingungen fließt das ankommende Wasser ungehindert über das Wehr. Auch unter diesen Bedingungen ist es Ziel den Normalstau von 186,5 m ü. NN am Wehr zu halten.

**Strömungsgeschwindigkeiten, -verteilung und Sohlschubspannungen** Durch die Unterteilung des Abflusses mit einer nahezu 100%-tigen Wasserführung über das Wehr, kommt es auch zu einer wesentlichen Veränderung der Strömungsverhältnisse. Wie in Abbildung 4.21 zu erkennen, weist die Schlinge auf Grund ihrer unwesentlichen Abflussmenge von  $60 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$  beinahe keine Strömung und mithin Sohlschubspannungen von nahezu 0 Pa auf. Durch den nun ungehinderten Abfluss über das Wehr erhöhen sich bei diesem Ereignis die Strömungsgeschwindigkeiten und Sohlschubspannungen deutlich auf maximale Werte von über  $4 \text{ m} \cdot \text{s}^{-1}$  bzw. über 20 Pa im Bereich zwischen Wehr und Rheinkilometer 234,5. Hierdurch sind in erster Linie die Probenahmepunkte 12 bis 14 betroffen. In ufernahen Regionen dieses Bereiches verringern sich die Werte, liegen jedoch noch immer bei über  $2,5 \text{ m} \cdot \text{s}^{-1}$  bzw. bei über 9 Pa.

Oberhalb von Rheinkilometer 234,3, in einem Bereich nachlassenden Einflusses des Wehres und der Aufteilung des Rheins in Schlinge und Wehr, verringern sich Strömungsgeschwindigkeiten und Sohlschubspannungen deutlich zu Werte von  $1,5 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$  bzw. Werten unter 5 Pa. Trotz ihrer Nähe zum Ufer sind die in diesem Bereich liegenden Probenahmepunkte durchaus den genannten Kräften ausgesetzt. Die deutliche Zweiteilung (oberhalb von Rhein-km 234,5 und zwischen 234,5 und Wehr) der Strömungs- und Sohlschubspannungswerte, wie sie weniger ausgeprägt auch schon bei einem Abfluss von  $2751 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$  auftritt, kann auf zweierlei Gründe zurückgeführt werden. Zum einen wird durch die Aufspaltung des Rheins in Schlinge und Wehr circa bei Rheinkilometer 234,5 der Querschnitt, d.h. die Wasserspiegelbreite, bei gleicher abzuführender Wassermenge, verringert, welches einen direkten Einfluss auf die Strömungsgeschwindigkeit hat. Des Weiteren verringert sich zusätzlich die zur Abführung der Gesamtwassermenge zur Verfügung stehende Fläche auf Grund der Sedimentanlandungen auf der rechten Rheinseite zwischen Rheinkilometer 234,2 und 234,7. Die auftretenden Sohlschubspannungen überschreiten an allen Probenahmepunkten die kritischen Erosionsschubspannungen und demzufolge ist bei einem Ereignis von  $4500 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$  mit einer deutlichen Erosion zu rechnen.

(4) Sohlschubspannungs- und Strömungsgeschwindigkeitsverteilungen bei  $Q = 4700 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$  (Abbildung 4.22)

**Abflussverteilung Schlinge / Wehr** Entsprechend Angaben unter (3).

**Strömungsgeschwindigkeiten, -verteilung und Sohlschubspannungen** Entsprechend Angaben unter (3)

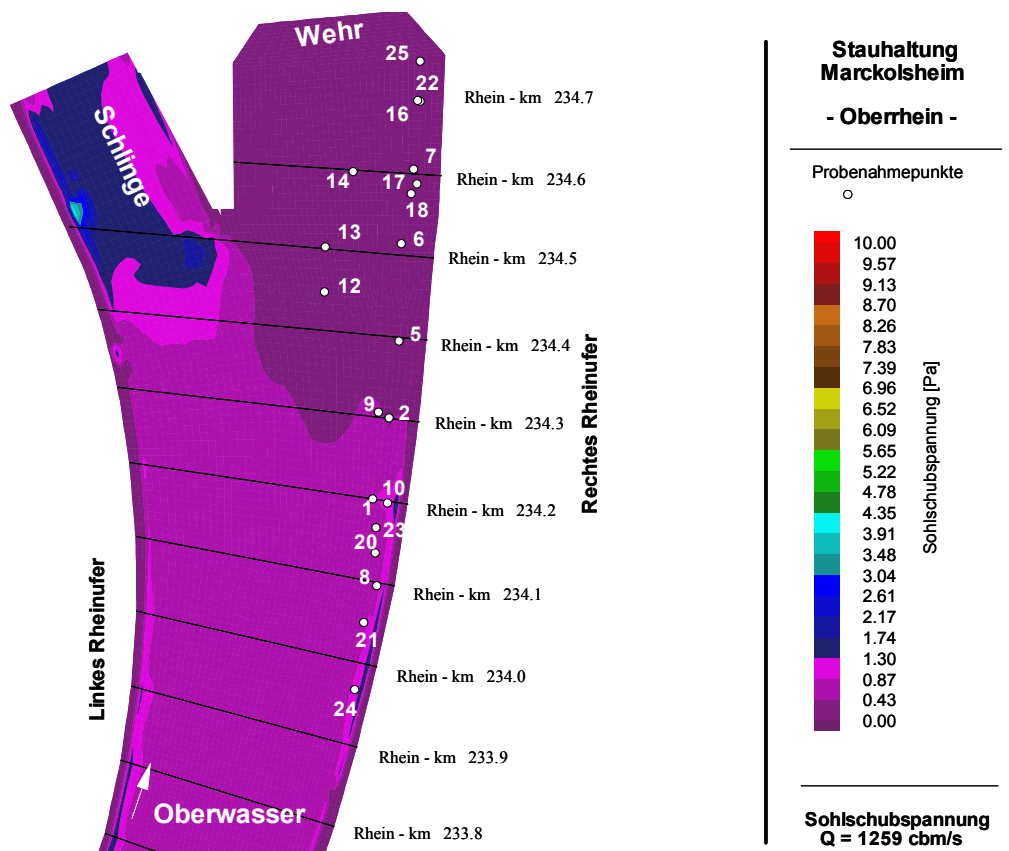
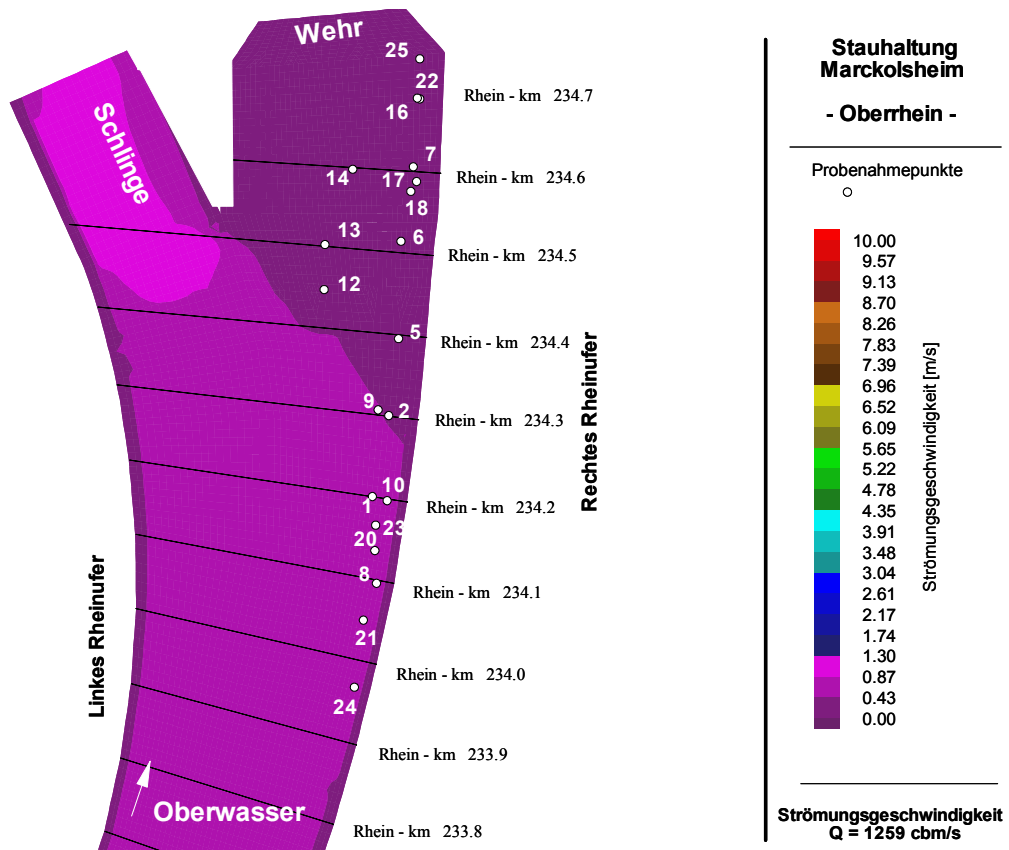


Abbildung 8.19: Strömungsgeschwindigkeiten (oben) und Sohlschubspannungen (unten) bei  $Q = 1259 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$ ; Stauhaltung Marckolsheim

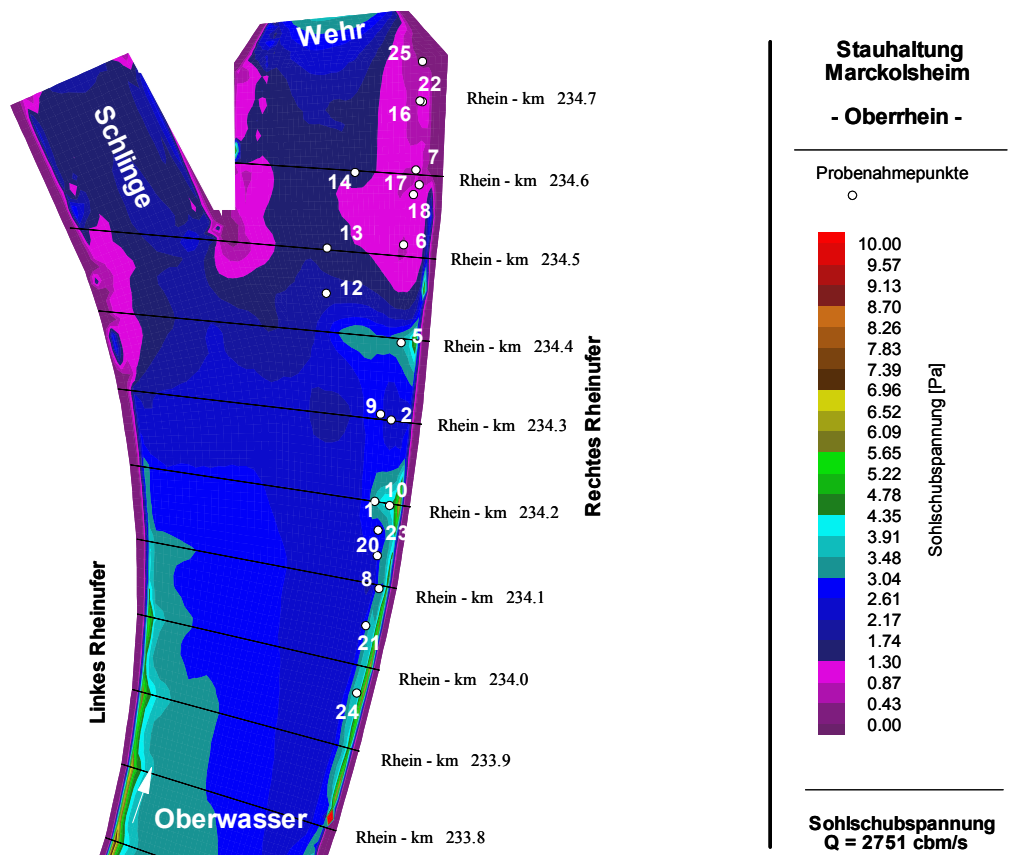
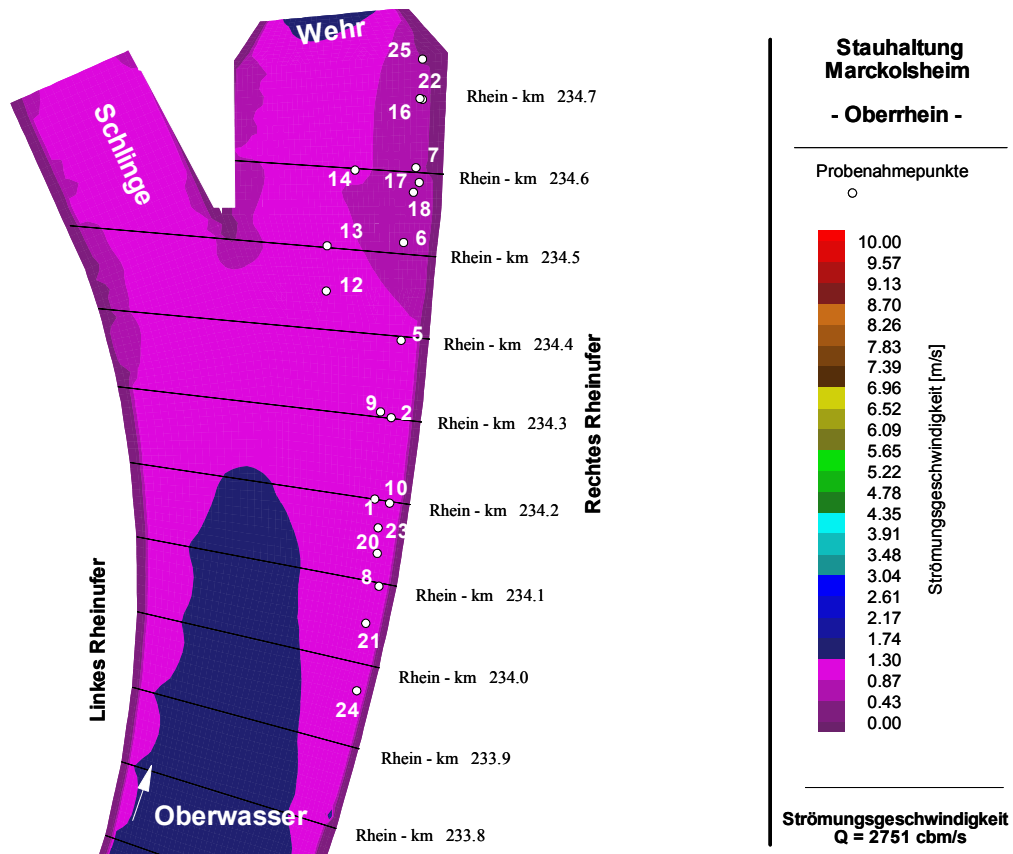


Abbildung 8.20: Strömungsgeschwindigkeiten (oben) und Sohlschubspannungen (unten) bei  $Q = 2751 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$ ; Stauhaltung Marckolsheim

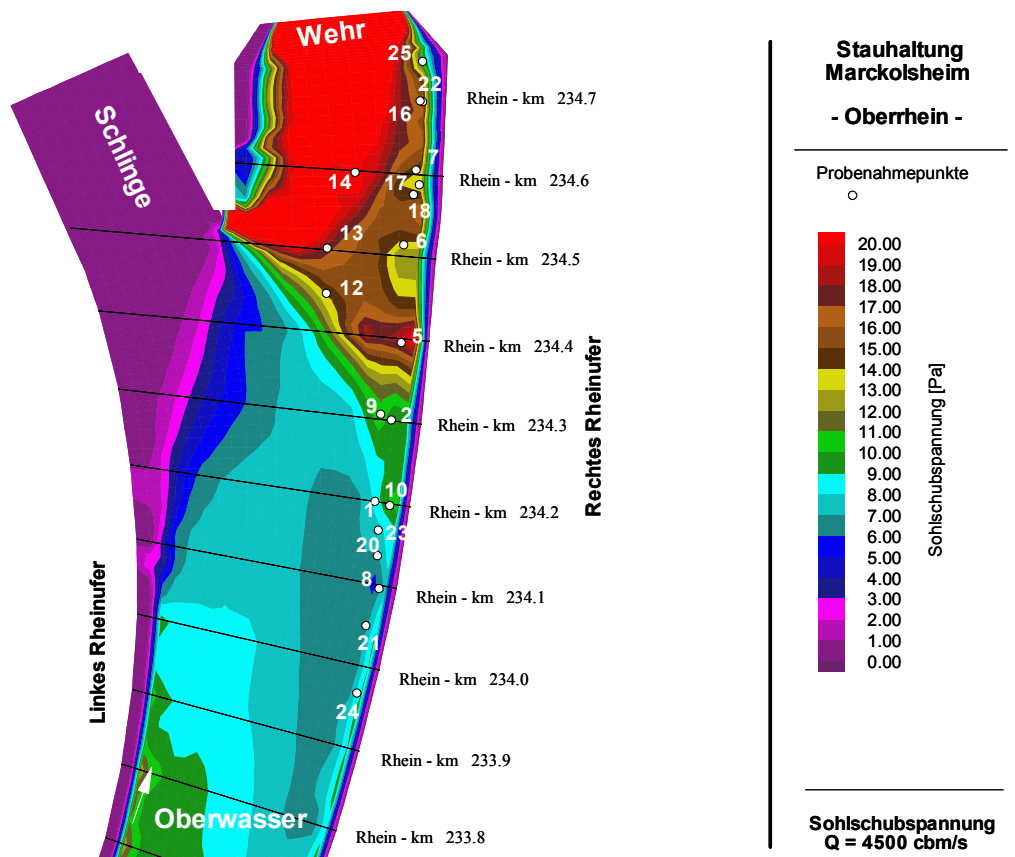
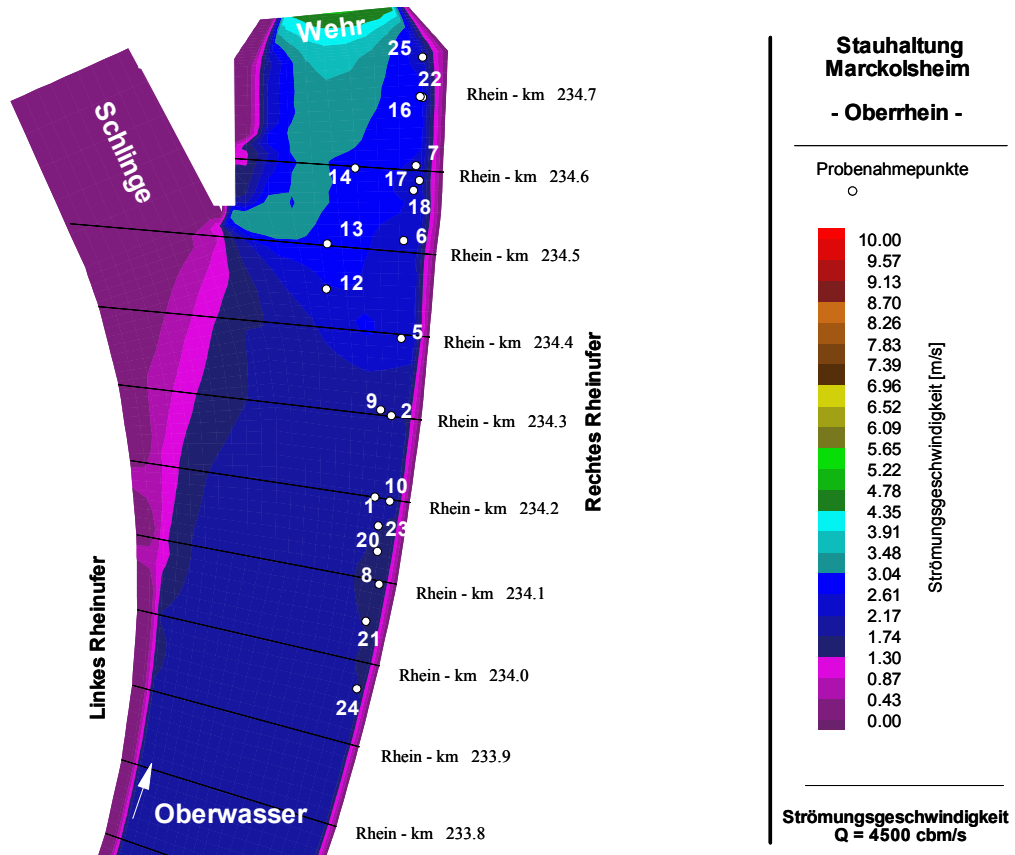


Abbildung 8.21: Strömungsgeschwindigkeiten (oben) und Sohlschubspannungen (unten) bei  $Q = 4500 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$ ; Stauhaltung Marckolsheim

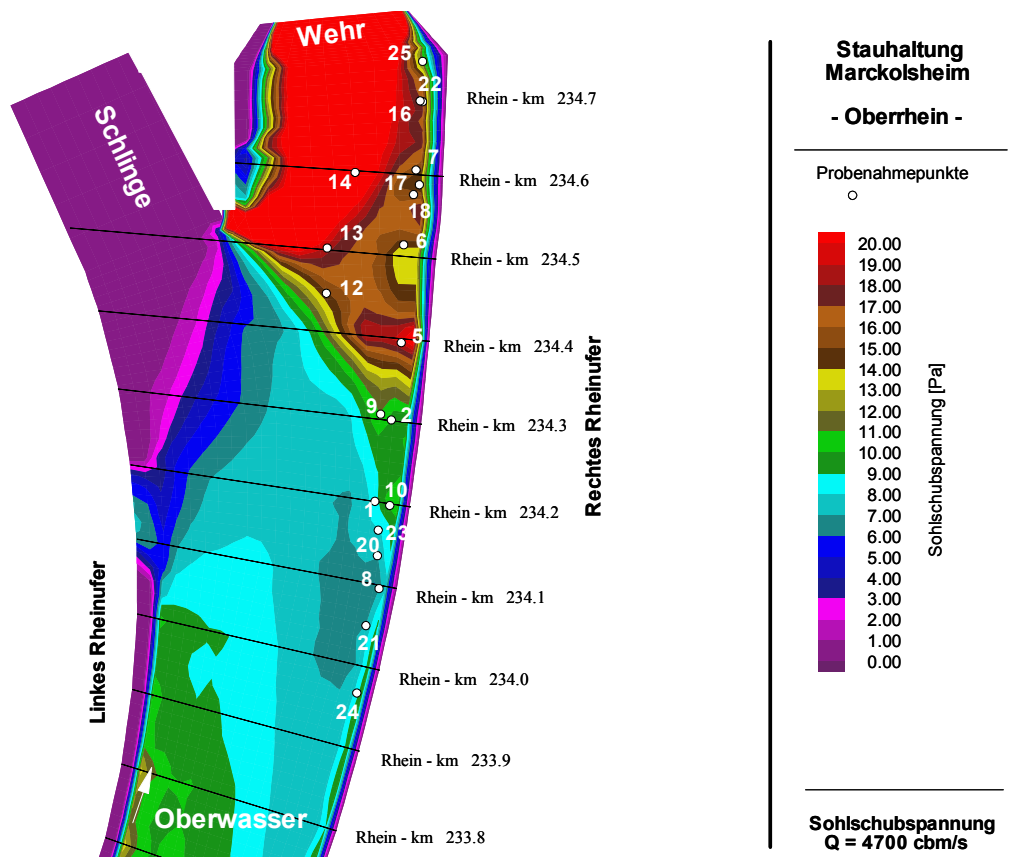
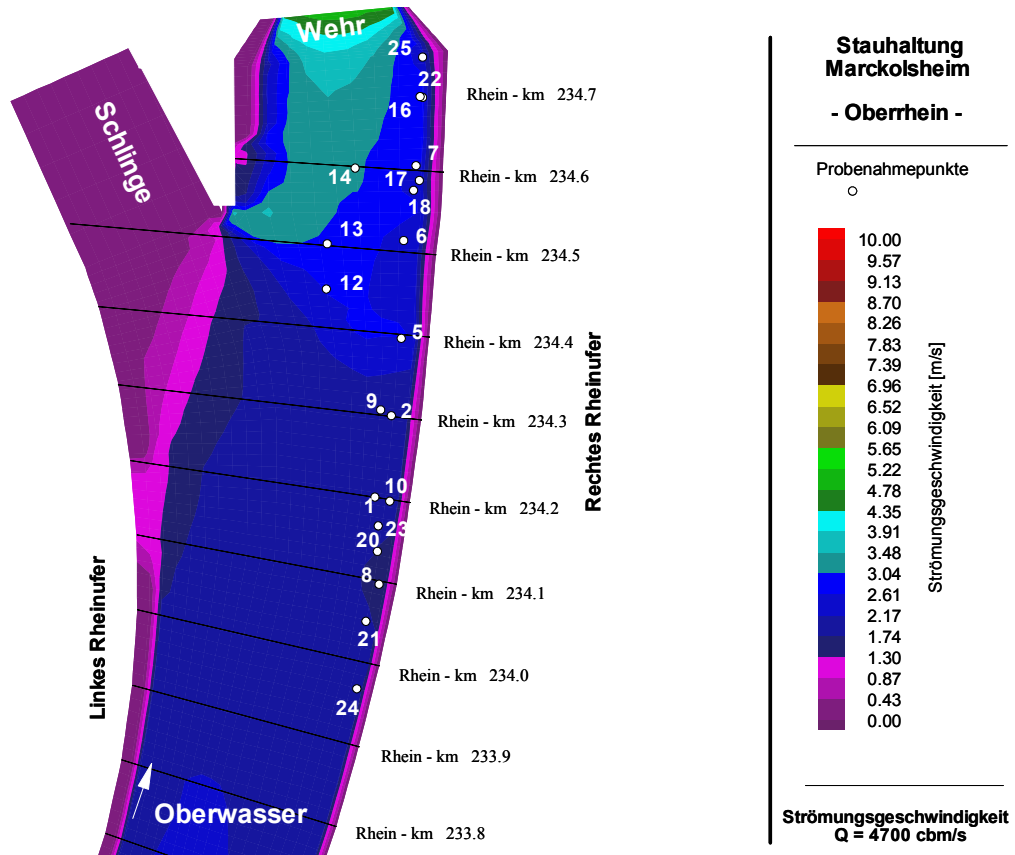


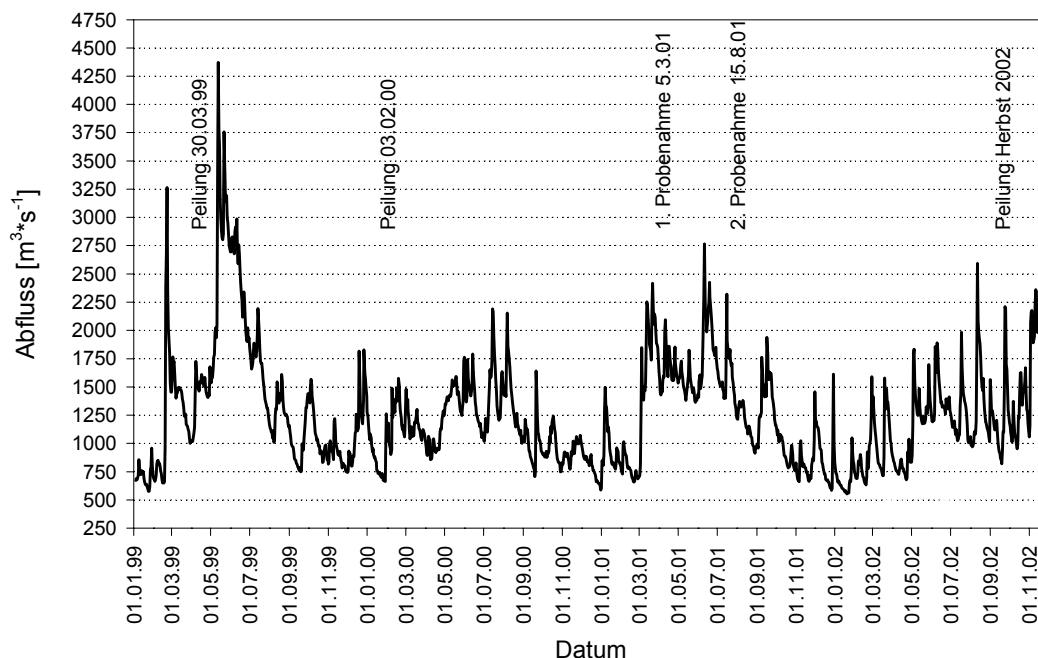
Abbildung 8.22: Strömungsgeschwindigkeiten (oben) und Sohlschubspannungen (unten) bei  $Q = 4700 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$ ; Stauhaltung Marckolsheim



## 8.4 Abschätzung des erodierten Sedimentvolumens und des HCB-Gesamtaustrags für ein Szenarienhochwasser

### 8.4.1 Kalibrierung

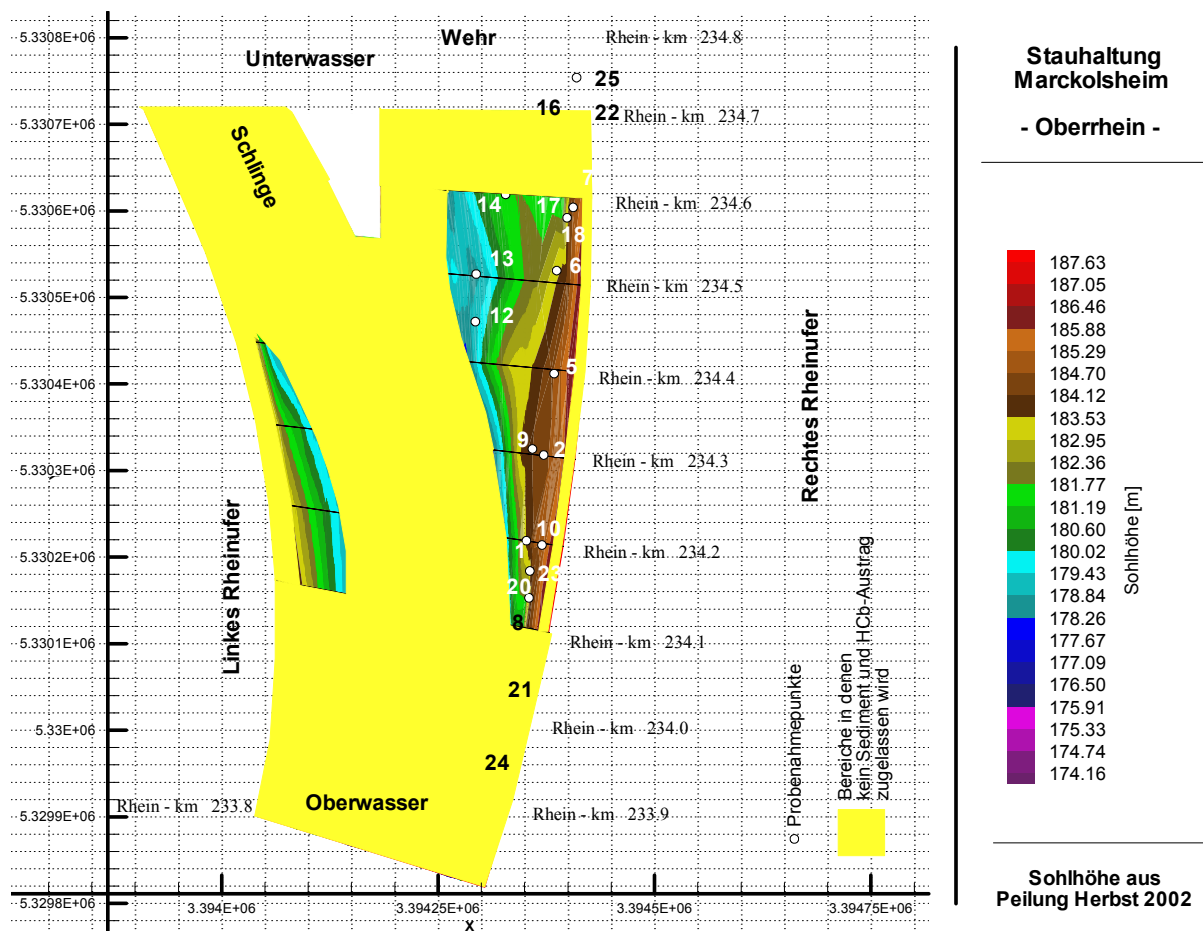
Um das vorhergehend beschriebene Berechnungsverfahren im konkreten Fall auf die Stauhaltung Marckolsheim anwenden zu können ist es als erstes notwendig eine Kalibrierung der in der Formel 3.2 benutzten Konstanten  $a$  und  $m$  durchzuführen. Um auch hier auf die mögliche Heterogenität der Sedimenteigenschaften im Längsverlauf der Stauhaltung eingehen zu können, werden die Konstanten für jedes Querprofil (Abstand 100 m) separat bestimmt. Zum Erlangen einer möglichst guten Kalibrierung der Konstanten ist es notwendig, als Datengrundlage eine reale Sohlhöhenveränderung, bedingt durch ein Abflussereignis mit nach Möglichkeit ausschließlich sedimenterozierenden Eigenschaften zu haben. Diese Bedingung trifft auf die Stauhaltung Marckolsheim für das Hochwasser im Jahr 1999 zu (Abbildung 8.23), wobei der Pegel Rheinfelden als für die Stauhaltung Marckolsheim maßgeblich angesehen werden kann.



**Abbildung 8.23:** Abflussganglinie für das Jahr 1999, Pegel Rheinfelden

Die Sohlpeilung vom 30.03.1999 repräsentiert hierbei die Situation der Sohle vor dem Hochwasserereignis, welches in der Spitze einen Abfluss von knapp  $4500 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$  abgeführt hat. Die nächste Peilung wurde dann am 03.02.2000 durchgeführt und stellt die Situation nach dem Hochwasser da. Auf Grund der von etwa August 1999 wieder entspannteren Abflusssituation ist es möglich, dass es bis zur Peilung im Frühjahr 2000 in manchen Bereichen der Stauhaltung Marckolsheim zu leichter Sedimentation gekommen sein könnte. Daraus folgt, dass die bestehenden Sohlhöhendifferenzen zwischen den Peilungen nur eine Nettoerosion darstellen und es folglich zu Ungenauigkeiten bei der Bestimmung von  $a$  und  $m$  kommt. Da es sich hierbei aber nur um einen Zeitraum von wenigen Monaten (August 1999 bis Februar 2000) handelt, kann davon ausgegangen werden, dass dieser Fehler gegenüber anderen vernachlässigbar ist. Als weitere Fehlerquellen sind ausdrücklich die Genauigkeit der Sohlpeilungen zu nennen, insbesondere bei der Profilbestimmung rezenter, wenig konsolidierter Sedimente mit hohem Wassergehalt.

Abbildung 8.26 zeigt die Sohlhöhen vor und nach dem Durchgang des Hochwassers zwischen Rheinkilometer 233,9 und 234,5. Zu erkennen ist, dass es in allen Querprofilen zu einer Abnahme der Sohlhöhe gekommen ist und somit die Annahme, dass infolge des Hochwassers 1999 ausschließlich Erosion stattgefunden hat, mit den genannten Einschränkungen zulässig ist. Bereiche mit einer Sohlerrhöhung in den Querprofilen der Rhein-km 233,9 bis 234,2 sind auf anthropogene Einflüsse zurückzuführen (Kapitel „Stauhaltungen am Oberrhein“). Bereiche im Abstand von bis zu ca. 50 m vom rechten und linken Ufer resultieren nicht aus Peilungen. Auf Grund der geringen Wassertiefen ist eine Messung hier nicht mehr möglich und es wird eine linearer Interpolation vorgenommen. Daher werden diese Bereiche sowohl aus der Kalibrierung als auch aus der Berechnung der Sediment- und HCB-Austräge ausgenommen (Abbildung 8.24)



**Abbildung 8.24:** Darstellung der zur Berechnung der Sediment- und HCB-Austräge ausgesparten Bereiche (gelb) der Stauhaltung Marckolsheim

Neben den ufernahen Bereichen wurden weitere Flächen aus Kalibrierung und Berechnung ausgenommen. Hierbei handelt es sich entweder um Bereiche für die keine Daten in Form von HCB-Gehalten vorliegen (Schlinge, Rh-km 233,8 bis 234,1 und Rh-km 234,6 bis Wehr), oder an denen zwischen den Sohlpeilungen 2002, 2000, 1999 und 1995 keine Veränderung der Sohle stattgefunden hat (Abbildung 8.1). In diesen Fällen ist ehemals mit kohäsionslosen sandigen bis kiesigen Sedimenten zu rechnen, deren Belastung mit HCB als potentiell sehr gering einzustufen ist. In Bereichen die in Abbildung 8.24 gelb markiert sind, wird keine Berechnung eines Sediment- und HCB- Austrages vorgenommen. Somit erfolgt die Berechnung der Sediment- und HCB-Austräge auf eine Fläche von rund 55000 m<sup>2</sup>.

Um für die Kalibrierung der Konstanten  $a$  und  $m$  nicht auf Literaturwerte, als Ausgangswerte für die iterative Bestimmung zurückgreifen zu müssen, wurden Ausgangswerte anhand der selbstgemessenen Erosionsraten natürlicher und ungestörter Sedimentkerne aus der Stauhaltung Marckolsheim bestimmt. Durch Verwendung der Ergebnisse der kritischen Erosionsschubspannungen und der Mittelwerte der Erosionsraten für die Stauhaltung Marckolsheim wurden als Ausgangswerte der Iteration  $a = 5 \cdot 10^{-3}$  und  $m = 2,79$  ermittelt. Es zeigt sich eine gute Übereinstimmung mit Ergebnissen von LICK & YAO-JUN et al. (1995) [66]. Für die Probenahmepunkte 18, 20, 22 und 24 ist die Übereinstimmung zwischen ermittelten und den durch Formel 7.1 berechneten Erosionsraten in Abbildung 8.25 dargestellt.

Die gewählten Probenahmepunkte liegen zwischen Rheinkilometer 233,9 und 234,7 und geben daher Auskunft über die Sedimentbeschaffenheiten aus ganz unterschiedlichen Bereichen des Sedimentationsbereiches der Stauhaltung Marckolsheim. Es zeigt sich, dass sich bei geringeren Erosionsraten eine sehr gute Übereinstimmung erzielen lässt, die mit zunehmenden Erosionsraten etwas abnimmt. Zu erklären ist diese Abnahme der Übereinstimmung durch die unterschiedlichen Erosionsformen, d.h. geringen Erosionsraten liegt eine Erosionsform zu Grunde, die durch das Abtragen sehr kleiner noch wenig konsolidierter Aggregate gekennzeichnet ist und daher von weniger Einflussfaktoren bestimmt wird. Mit zunehmenden Erosionsraten kommt es bedingt durch den Einfluss zusätzlicher – d.h. nicht in einfacher Formel quantifizierbarer geochemischer und biologischer Faktoren überwiegend zur Erosion ganzer Partikelverbände, ungleichmäßig in Raum und Zeit über die Sedimentoberfläche verteilt. Dies zeigt sich in einer größeren Abweichung zwischen gemessenen und modellhaft erfassten Werten.

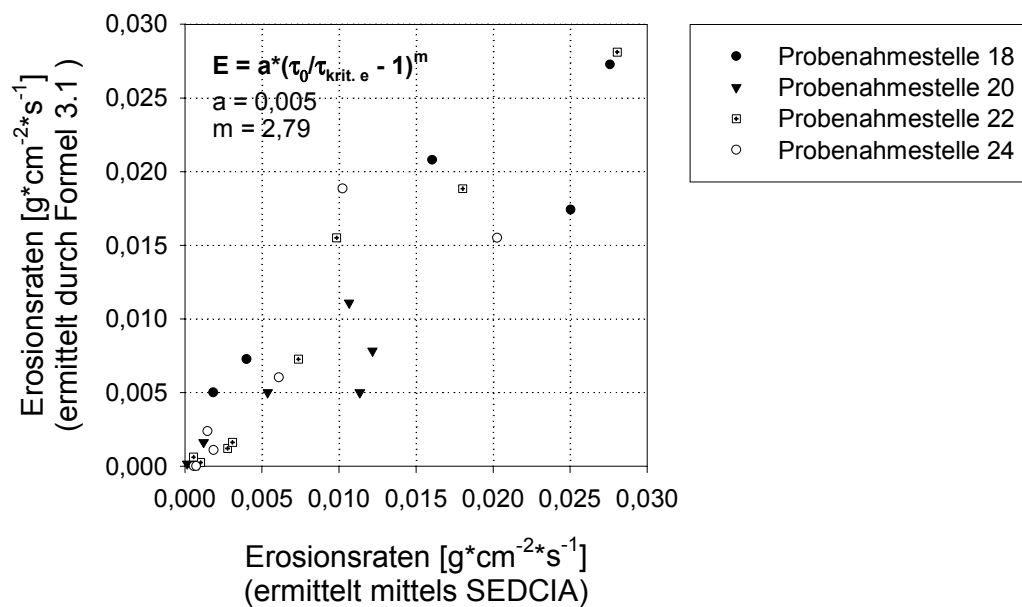
	233,9	234,0	234,1	234,2	234,3	234,4	234,5	234,6
a	$2 \cdot 10^{-6}$	$5 \cdot 10^{-6}$	$8 \cdot 10^{-6}$	$6 \cdot 10^{-6}$	$1,1 \cdot 10^{-5}$	$2 \cdot 10^{-6}$	$2,1 \cdot 10^{-5}$	$5 \cdot 10^{-6}$
m	2,999	2,999	3,000	2,999	2,999	2,999	2,999	2,999

**Tabelle 8.6:** Sedimentkonstanten  $a$  und  $m$  für Rheinkilometer 233,9 bis 234,6 aus Kalibrierung, Stauhaltung Marckolsheim

In Abbildung 8.26 sind für alle Querprofile (Rhein-km 233,9 bis 234,5) die Ergebnisse der Kalibrierung dargestellt. Diese zeigen eine in allen Querprofilen gute Übereinstimmung zwischen dem tatsächlichen Sohlverlauf (weiße Linie) nach dem Hochwasser von 1999 und der aus dem Berechnungsverfahren heraus entwickelten Sohlhöhe (gelbe Linie). Dies zeigen auch die in Tabelle 8.7 aufgeführten statistischen Kenngrößen. Die sich mit den Ausgangswerten  $a = 5 \cdot 10^{-3}$  und  $m = 2,79$  für jedes Querprofil ergebenden endgültigen Werte sind in Tabelle 8.6 aufgeführt. Sie werden allen weiteren Berechnungen zu Grunde gelegt. Die Bereiche in den Querprofilen, in denen es durch anthropogene Einflüsse zu Sohlerrhöhungen gekommen ist, wurden aus der Iteration ausgeklammert.

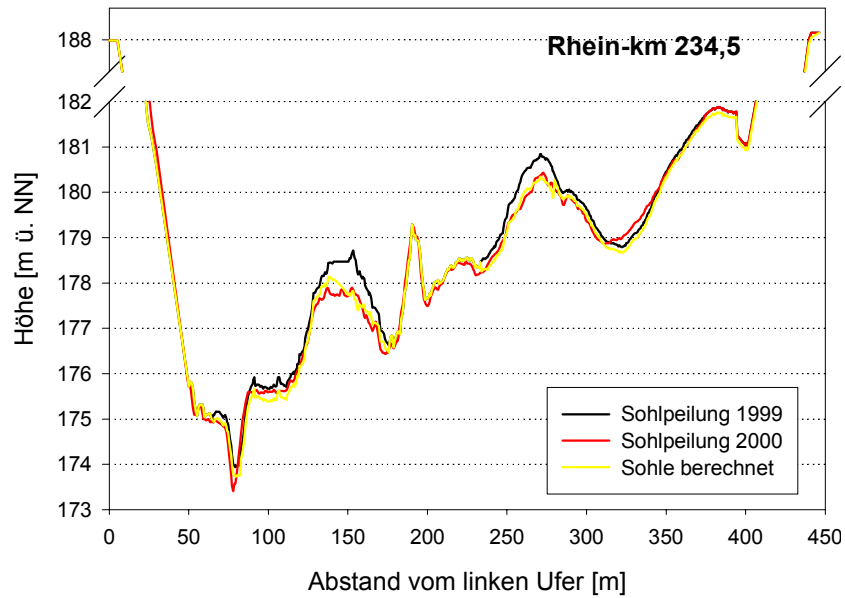
	233,9	234,0	234,1	234,2	234,3	234,4	234,5	234,6
<b>Anzahl Datenpunkte</b>	440	439	435	425	533	575	633	415
<b>Mittelwert [m]</b>	0,096	0,118	0,121	0,069	0,116	0,135	0,130	0,110
<b>Varianz [m]</b>	0,005	0,007	0,007	0,005	0,008	0,015	0,010	0,004
<b>95 % Konf. [m]</b>	0,009	0,011	0,011	0,009	0,008	0,010	0,008	0,008
<b>99 % Konf. [m]</b>	0,012	0,015	0,015	0,012	0,011	0,013	0,011	0,010
<b>Minimum [m]</b>	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
<b>Maximum [m]</b>	0,460	0,470	0,490	0,390	0,440	0,540	0,540	0,300

**Tabelle 8.7:** Statistische Kenngröße für die Abweichung der berechneten von den tatsächlichen Sohlhöhen bei der Kalibrierung der Sedimentkonstanten für die Erosionsratenformel 7.2



**Abbildung 8.25:** Darstellung der mit SEDCIA gemessenen Erosionsraten und der nach Formel 7.1 berechneten Werte.

Die Daten aus Tabelle 8.8 belegen, dass die mittlere Abweichung der berechneten von der wahren Sohlhöhe nach dem Hochwasser über alle Querprofile bei 0,069 bis 0,135 m liegen, bei sehr niedrigen Varianzen. Die Varianz, als durchschnittliche quadratische Abweichung der Einzelwerte vom Mittelwert zeigt daher auf, dass es nur zu geringen Streuungen der Einzelwerte um den Mittelwert kommt. Folglich treten Extermwerte, wie sie in der Zeile „Maximum“ aufgeführt sind, zwar auf, können jedoch als Einzelereignisse angesehen werden, die die Aussagekraft der auf der Kalibrierung durchgeführten Rechnungen, auf Grund ihres lokal begrenzten Einflusses, nicht beeinträchtigt. Der geringe Einfluss der maximal auftretenden Abweichungen von bis zu 0,5 m ist auch eine Folge der hohen Grundgesamtheit an Einzelwerten, d.h. das individuell angepasste und entwickelte Berechnungsverfahren mit einer hohen Anzahl an Berechnungspunkten pro Querprofil hilft, die Auswirkungen von extremen Einzelereignisse zu dämpfen.



**Abbildung 8.26:** Kalibrierung der Sedimentkonstanten  $a$  und  $m$  aus Formel 7.2 beispielhaft für Rhein-km 234,5

HCB-Gehalte ( $\mu\text{g}\cdot\text{kg}^{-1}$ )						
Tiefe (cm)	Rh-km 234,1 Punkt 8	Rh-km 234,2 Punkte 1 und 10	Rh-km 234,3 Punkte 2 und 9	Rh-km 234,4 Punkte 2 und 6	Rh-km 234,5 Punkte 6 und 13	Rh-km 234,6 Punkte 7 und 14
2,5	350	312	30	20	30	70
7,5	300	329	39	60	80	120
12,5	240	850	112	110	80	190
17,5	200	1371	62	60	80	70
22,5	1380	969	40	80	100	70
27,5	2140	443	103	70	100	60
32,5	2070	118	165	190	210	50
37,5	2000	97	114	190	210	40
42,5	2690	82	64	110	130	30
47,5	3390	81	66	40	60	50
52,5	3610	80	72	30	30	20
57,7	1940	77	103	30	20	30
62,5	500	67	133	20	10	60
67,5	80	68	851	20	10	110
72,5	60	70	1564	20	20	160
77,5	40	76	31	30	20	200
82,5	20	81	85	90		240
87,5	20	87	140	140		
92,5		322				
97,5		903				
102,5		1483				

**Tabelle 8.8:** Zur Abschätzung des HCB-Austrags verwendete HCB-Gehalte, Stauhaltung Marckolsheim

Im Rahmen dieser Arbeit soll eine Abschätzung darüber erfolgen, mit welchem erodierten Sedimentvolumen und der darin enthaltenen HCB-Fracht unter einem gegebenen Szenarienhochwasser zu rechnen ist. Um ein möglichst realistisches Szenario zu erhalten, wird im Folgenden mit zwei Abflussereignissen gearbeitet, wie sie in den Jahren 1994 am Pegel Basel und 1999 am Pegel Rheinfeldern tatsächlich aufgetreten sind. Das Abflussereignis von 1999 mit einem Spitzenabfluss von knapp unter  $4500 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$  entspricht dabei etwa einem  $\text{HQ}_{100}$  für die Stauhaltung Marckolsheim. Mit  $3629 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$  liegt das Hochwasser aus dem Jahr 1994 knapp  $900 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$  darunter. Ausgegangen wird für die Abschätzung von:

- (1) der Sohlhöhe, wie sie sich nach der Peilung aus dem Herbst 2002 darstellt.
- (2) Sohl Schubspannungen, wie sie sich aus den Unterteilungen der Abflusshydrographen in Einzelereignisse ergeben.

und

- (3) den in Tabelle 8.8 aufgeführten HCB-Gehalten aus dem Jahr 2001. Mit Ausnahme von Rheinkilometer 234,1 handelt es sich hierbei, wie in Kapitel 7.3 begründet, jeweils um in die Tiefe auf äquidistante Abstände interpolierte Mittelwerte zweier benachbarter Probenahmepunkte.

## 8.4.2 Grenzkonzentration des Schwebstofftransportes

In Kapitel 7 wurde als eine konservative Annahme für die Abschätzung des Sediment- und Schadstoffaustrages aus einer Stauhaltung gesetzt, dass es während eines abzuschätzenden Abflussereignisses ausschließlich zu Erosionsprozessen kommt. Somit wird davon ausgegangen, dass die Grenzkonzentration ( $c_{gr}$ ) bis zu der Ablagerungsfreier Schwebstofftransport möglich ist, nicht überschritten wird. Da entsprechend wissenschaftlich abgesicherte allgemein anwendbare Berechnungsmöglichkeiten nur für kohäsionslose Materialien zur Verfügung stehen, es sich bei den untersuchten Sedimenten aber zum Großteil um kohäsives Material handelt, muss dieser Umstand im Folgenden beachtet werden.

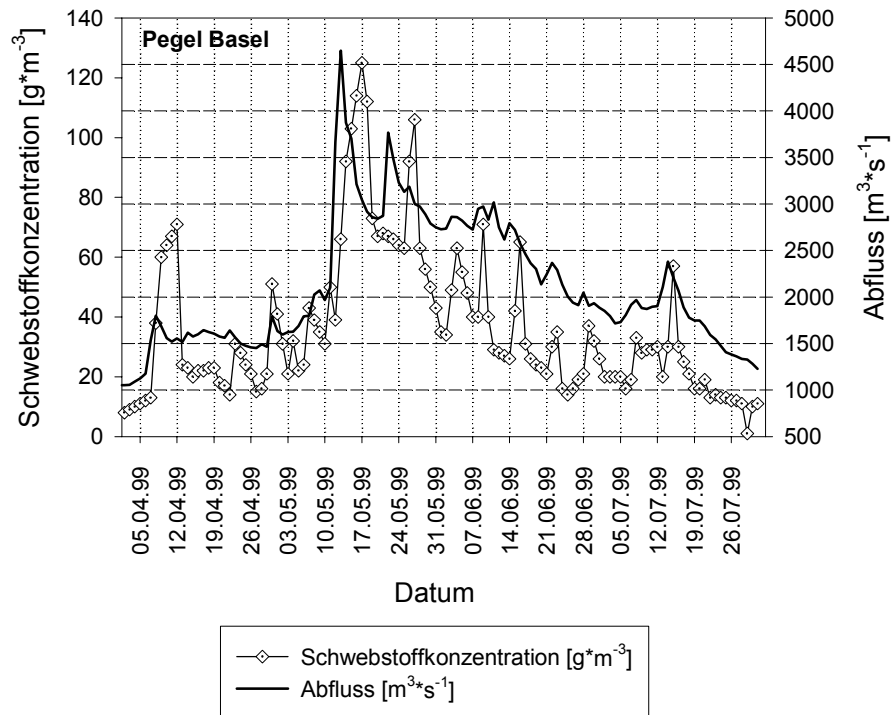
Zur Ermittlung dieser Grenzkonzentration wird die durch WESTRICH (1988) [104] [104] veröffentlichte Formel 8.1 herangezogen und die so ermittelten Werte mit den während des Abflussereignisses durch die Bundesanstalt für Gewässerkunde Koblenz gemessenen Konzentrationen ( $c_{gem}$ ) verglichen.

Nach WESTRICH (1988) [104] ist im Bereich niedriger bis mittlerer Konzentrationen, die Grenzkonzentration  $c_{gr}$  bei ebener fester Sohle und kohäsionslosem Material abhängig vom Verhältnis der zur Suspension benötigten Arbeit pro Zeiteinheit zu der über die Abflusstiefe gemittelten Produktionsrate turbulenter Energie und kann durch Formel 8.1 ermittelt werden.

$$c_{gr} = K_1 * \frac{\tau_0 * u}{(\rho_s - \rho_w) * v_s * h} \quad \text{WESTRICH (1988) [104]} \quad (8.1)$$

Es zeigt sich, dass die Form der Sohle einen erheblichen Einfluss auf die Grenzkonzentration hat. Diesem Umstand wird dadurch Rechnung getragen, dass die dimensionslose Konstante  $K_1$  eine Spanne von 0,002 [eben] bis 0,2 [Riffeln] aufweist, d.h. einem Faktor 100, der damit wesentlichen Einfluss auf  $c_{gr}$  nimmt.

Für die Berechnung der Grenzkonzentrationen für verschiedene Abflüsse in der Stauhaltung Marckolsheim wurde mit einem Wert für  $K_1$  von 0,008 gerechnet. Dies entspricht der durch Beobachtungen vor Ort gemachten durch kohäsive, feine Sedimente gebildeten glatten und nur im makroskaligen Bereich unebenen Sohle.



**Abbildung 8.27:** Schwebstoffkonzentrationen und Abflüsse am Pegel Basel zwischen dem 01.04.1999 und dem 31.06.1999 - Tagesmittelwerte erhoben durch die Bundesanstalt für Gewässerkunde Koblenz

Zudem erfolgte die Berechnung von  $c_{gr}$  mit Daten des Rheinkilometers 234,1, d.h. es wurden Mittelwerte, ermittelt aus den Daten des gesamten Querschnitts, für  $\tau_0$ ,  $u$  und  $h$  benutzt. Die Ermittlung von  $c_{gr}$  aus den Daten dieses Querschnittes erfolgte, da

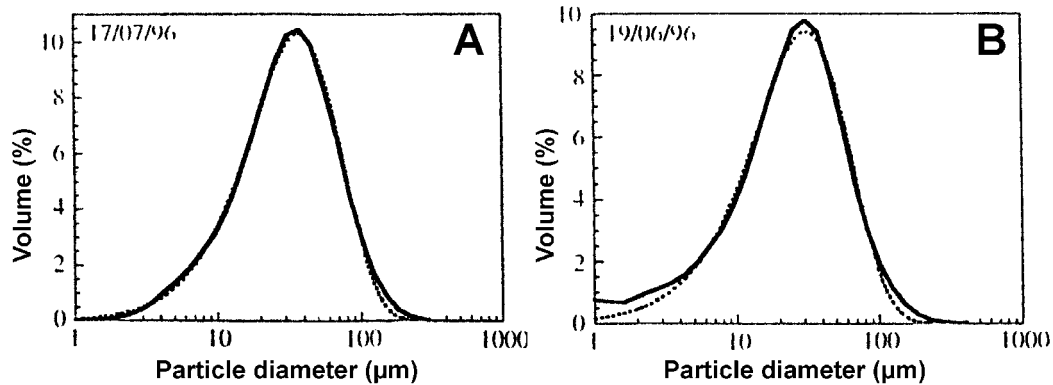
- (1) während des Szenarienabflusses in diesem Querschnitt in der Stauhaltung Marckolsheim (benutzt als Fallstudie in Kapitel 8) die geringsten  $\tau_0$  und  $u$  auftreten.

Bezogen auf die zur Ermittlung des Sediment- und HCB-Austrags herangezogene Fläche (Abbildung 8.24) geben die so ermittelten Werte daher einen Minimalwert für  $c_{gr}$  wieder und ermöglichen qualitativ fundierte Aussagen.

- (2) die Notwendigkeit von  $c_{gr}$ -Werten im Flussschlauch besteht.

Da für eine spätere Abschätzung des Gesamtaustrags an Sediment und HCB aus der Stauhaltungskette des Oberrheins von Marckolsheim bis Iffezheim davon ausgegangen wird, dass eine Aufsummierung der HCB-Austräge aus den einzelnen Stauhaltungen zulässig ist, d.h. ablagerungsfreier Transport im Flussschlauch stattfindet. Um diese Annahme zu rechtfertigen werden entsprechende Daten aus dem Flussschlauch benötigt.

Für die Berechnung von  $c_{gr}$  wird weiterhin der Parameter Korngröße benötigt. Hierüber liegen derzeit keine aktuellen Daten für den Oberrhein vor, so dass wie folgt verfahren wurde. Als Anhaltswerte wurden Grenzkonzentrationen für Korngrößen von 20  $\mu\text{m}$ , 50  $\mu\text{m}$ , 100  $\mu\text{m}$  und 200  $\mu\text{m}$  berechnet. Um diese Ergebnisse einordnen zu können, sind in Abbildung 8.28 zwei Korngrößenverteilungen in Vol.-% aus einer Untersuchung von LARTIGES & DENEUX-MUSTIN et al. (2001) [57] für zwei verschiedene Abflüsse, gemessen an der Messstelle Lauterbourg, Frankreich, dargestellt.



**Abbildung 8.28:** Korngrößenverteilung der Schwebstoffe bei zwei verschiedenen Abflüssen [A:  $1631 \text{ m}^3\text{s}^{-1}$ ; B:  $1071 \text{ m}^3\text{s}^{-1}$ ] an der Messstelle Lauterbourg im Jahr 1996 (aus: LARTIGES & DENEUX-MUSTIN et al. (2001) [57])

Hierin wird deutlich, dass der überwiegende Teil der Korngrößen unter  $50 \mu\text{m}$  liegt und nur eine im Vergleich geringer Anteil auf die Fraktionen zwischen  $50 \mu\text{m}$  und  $100 \mu\text{m}$  und insbesondere über  $100 \mu\text{m}$  entfällt.

Die sich mit den eingangs genannten Daten ergebenden  $c_{gr}$  sind in Tabelle 8.9 aufgeführt und den am Pegel Basel gemessene  $c_{gem}$  gegenübergestellt.  $c_{gem}$  ergibt sich hierbei als bei den berechneten Abflüsse maximal auftretende Schwebstoffkonzentration am Pegel Basel.

Abfluss ( $\text{m}^3\text{s}^{-1}$ )	Strömungsparameter (Mittelwerte)		$c_{gr}$ [ $\text{g}\cdot\text{m}^{-3}$ ]				$c_{gem, max}$ [ $\text{g}\cdot\text{m}^{-3}$ ] (01.04.1999 - 01.07.1999)
	$\tau_0$ (Pa)	$u$ ( $\text{m}\cdot\text{s}^{-1}$ )	20 $\mu\text{m}$	50 $\mu\text{m}$	100 $\mu\text{m}$	200 $\mu\text{m}$	
1000	0,4	0,48	103,2	16,4	4,5	1,0	10
1500	0,8	0,7	289,0	46,0	12,6	2,8	28
2000	1,6	0,9	743,3	118,2	32,5	7,2	71
3000	3,0	1,3	2013,0	320,2	88,1	19,6	112
4371	6,1	1,9	5982,2	951,7	261,7	58,2	125

**Tabelle 8.9:** Grenzkonzentrationen des Schwebstofftransportes für verschiedene Abflüsse und unterschiedliche Korngrößen in der Stauhaltung Marckolsheim bei Rheinkilometer 234,1 [Berechnet nach Formel 8.1 mit  $K_1 = 0,008$ ,  $v_s$   $0,035 \text{ cm}\cdot\text{s}^{-1}$  (20  $\mu\text{m}$ ),  $0,22 \text{ cm}\cdot\text{s}^{-1}$  (50  $\mu\text{m}$ ),  $0,8$  (100  $\mu\text{m}$ ) und  $2,18 \text{ cm}\cdot\text{s}^{-1}$  (200  $\mu\text{m}$ )]

Der Vergleich von  $c_{gr}$  und  $c_{gem}$  zeigt deutlich, dass die Annahme ablagerungsfreien Transports bis zu einer Korngröße von  $50 \mu\text{m}$  ohne Einschränkungen gerechtfertigt ist. Für alle Abflüsse liegt  $c_{gr}$  hier deutlich über  $c_{gem}$ . Somit befindet sich nach Abbildung 8.27, ab einem Abfluss von  $1000 \text{ m}^3\text{s}^{-1}$ , der absolut überwiegenden Teil des suspendierten Materials in einem ablagerungsfreien Transport und demzufolge ist die konservative Annahme, dass keine Sedimentation während der simulierten Szenarienhochwässer in der Stauhaltung Marckolsheim stattfindet plausibel. Bestätigt wird dies durch die Abflusshydrographen aus Abbildung 7.3 und 8.33, die über den gesamten Simulationszeitraum Abflüsse von über  $1000 \text{ m}^3\text{s}^{-1}$  belegen. Erst bei einem  $d_k$  von  $100 \mu\text{m}$  wird  $c_{gr}$  durch  $c_{gem}$  überschritten und es kann mit Ablagerungen von Sediment gerechnet werden. Der Anteil dieser Fraktion an der Gesamtfraktion ist jedoch im Vergleich gering und kann daher in Bezug auf die Sedimentaustragsrechnung vernachlässigt werden. Wie Kapitel 8.33 zeigt, finden deutliche Erosionsprozesse erst ab einem Abfluss von  $3000 \text{ m}^3\text{s}^{-1}$  statt.



Womit ein deutliches Augenmerk auf dem Transportverhalten von Korngrößen über 50  $\mu\text{m}$  bei diesen Abflüssen liegt, da kleiner Korngrößen ehemals ablagerungsfrei schon ab Abflüssen von  $1000 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$  transportiert werden. Bei Abflüssen über  $3000 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$  wird  $c_{\text{gr}}$  bei Korngrößen von 100  $\mu\text{m}$  um 21 % durch die gemessene Schwebstoffkonzentration überschritten. Für die während des relevanten Szenarienhochwassers von 1999 gemessenen Abflussspitzen von über  $4000 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$  liegt wieder ablagerungsfreier Transport vor. Auf Grund der durch den Abflusshydrographen (Abbildung 7.3) bestätigten hohen erosionsrelevanten Abflüssen deutlich über  $3000 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$  kann für Korngrößen bis 100  $\mu\text{m}$  noch von einem nahezu ablagerungsfreiem Transport durch den Flussschlauch ausgegangen werden. Ausschließlich Korngrößen von 200  $\mu\text{m}$  und größer werden bei keinem der Abflüsse mehr ablagerungsfrei transportiert. Hier wird  $c_{\text{gr}}$  durch  $c_{\text{gem}}$  klar überschritten.

Für die Abschätzung des HCB-Austrags aus der Stauhaltung Marckolsheim und dessen Transport durch die Stauhaltungskette ist insbesondere die Fraktion  $d_k$  60 bis 200  $\mu\text{m}$  von Bedeutung [111]. Am Oberrhein zeigt das HCB, entgegen den gängigen Beobachtungen, nach denen Kontaminanten größtenteils an Korngrößen der Ton- und Schlufffraktion gefunden gebunden vorgefunden werden, eine deutliche Affinität zu größeren Korngrößen. Gleichbedeutend ist diese Tatsache damit, dass wenn von einer Aufsummierung des partikelgebundenen HCB's durch die Stauhaltungskette (Marckolsheim bis Iffezheim) ausgegangen wird, besonders die Fraktion 60 bis 200  $\mu\text{m}$  ablagerungsfrei bewegt werden muss. Dies ist in den Flussschläuchen zwischen den einzelnen Stauhaltungen und in z.B. dem Restrhein oder Poldern nicht uneingeschränkt der Fall und die daraus resultierenden Auswirkungen auf den Vergleich abgeschätzter und gemessener HCB-Gehalte in der Stauhaltung Iffezheim werden in Kapitel 8.35 erörtert.

Auswirkungen auf die Abschätzung des HCB-Austrags aus der Stauhaltung Marckolsheim hat dies keine, da davon auszugehen ist, dass bei den während des Szenarienhochwassers vorherrschenden hohen Sohlschubspannungen auch Korngrößen bis zu einer Fraktion von 200  $\mu\text{m}$ , wenn auch nicht in Suspension, so doch als Geschiebe aus der Stauhaltung heraustransportiert werden. So können zusammenfassend zwei wichtige Punkte nochmals genannt werden:

- (1) Annahme ablagerungsfreier Strömungsverhältnisse während des Szenarienhochwassers in der Stauhaltung Marckolsheim für den überaus größten Teil der mit HCB kontaminierten Korngrößen.
- (2) Absolut ablagerungsfreier Transport, durch den Flussschlauch zwischen den Stauhaltungen des Oberrheins, den Restrhein oder Polder etc., der für den HCB-Transport hauptsächlich verantwortlichen Korngrößen 60  $\mu\text{m}$  bis 200  $\mu\text{m}$  existiert nicht uneingeschränkt

#### 8.4.3 Szenarienhochwasser von 1999 (Pegel Rheinfeldern)

Die Abflussganglinie für das Szenarienhochwasser vom Frühjahr 1999 ist in Abbildung 7.3 dargestellt, da es bereits zu Zwecken der Kalibrierung des Berechnungsverfahrens benutzt wurde. Auf Grundlage dieser Abflussganglinie wurden für verschiedene Abflüsse und HCB-Gehalte die Sedimentvolumenausträge bzw. HCB-Austräge ermittelt, welche in Tabelle 8.10 dargestellt sind.

Variante	Kurzbeschreibung der Berechnungsvariante	Sedimentaustrag (m <sup>3</sup> )	HCB-Austrag (kg)
I	Alle Messdaten – Gesamtes Hochwasser	33247	8,5
Fehler „+“ (für Variante I)		52167	16,1
Fehler „-“ (für Variante I)		14463	2,8
II	$Q > 3000 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$	25631	5,3
III	$Q = 4371 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$ 1 Tag	16547	2,4
IV	$Q = 4371 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$ 2 Tag	24195	4,7
V	$Q = 4371 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$ 3 Tag	31887	8,0
VI	Bereiche stark erhöhter Kontamination ersetzt durch Mittelwerte der übrigen Probenahmepunkte		6,2
VII	Mittelwert aller Probenahmepunkte (excl. Bereiche stark erhöhter Kontamination)		6,7
VIII	Mittelwert aller Probenahmepunkte (incl. Bereichen stark erhöhter Kontamination)		17
IX	“Worst Case”		57
X	IKSR-Zielvorgabe		1,3

**Tabelle 8.10:** Sedimentvolumen- und HCB-Austräge unter verschiedenen Abfluss- und HCB-Gehaltsvarianten aus der Stauhaltung Marckolsheim

Im Einzelnen stehen die Varianten I bis IX für folgende Vorgehensweisen:

Variante I: Vollständige Berechnung der Abflussganglinie (Abbildung 7.3) über 122 Tage mit den HCB-Gehalten aus Tabelle 8.8. Diese Variante gibt die Situation wieder, wie sie sich, nach Bewertung der vorhandenen Messdaten, am wahrscheinlichsten im Falle eines erneuten Hochwassers der Intensität von 1999 darstellen wird.

Variante II: Berechnung ausschließlich von Hochwassertagen mit Abflüssen über  $3000 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$  (Abbildung 7.3) (Dauer: 9 Tage) und den HCB-Gehalten aus Tabelle 8.8.

Variante III: Berechnung ausschließlich mit der Abflussspitze von  $4371 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$  (Dauer: 1 Tag) (Abbildung 7.3) und den HCB-Gehalten aus Tabelle 8.8.

Ziel - Mit Hilfe der Varianten II und III sollen die Anteile der einzelnen Hochwassertage, d.h. der Abflussmengen an der Gesamtmenge des erodierten Sedimentvolumens bzw. des HCB-Austrags aufgezeigt werden.

Variante IV und V: Berechnung ausschließlich mit der Abflussspitze von  $4371 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$ , deren Dauer jedoch auf Grund der Ergebnisse von Variante III verdoppelt (2 Tage, Variante IV) bzw. verdreifacht wurde (3 Tage, Variante V) und den HCB-Gehalten aus Tabelle 8.8.

Ziel – Abschätzung des HCB-Austrags für den Fall, dass sich das für die Gesamtausträge an Sediment und HCB hauptverantwortliche Einzelabflussereignis über die beobachtete Dauer von einem Tag hinaus verlängert.

Variante VI: Vollständige Berechnung der Abflussganglinie mit den HCB-Gehalten aus Tabelle 8.8 und Abbildung 7.3. Für Rheinkilometer 234,1 wurden hierbei allerdings HCB-Gehalte angenommen, wie sie sich aus den Mittelwerten aller übriger Probenahmepunkte, d.h. ohne Probenahmepunkte 8 und 12, ergaben.

Ziel – Ermittlung des Einflusses der HCB-Gehalte der Bereiche mit Maximalwerten der Kontamination auf den Gesamtaustrag an HCB.

Variante VII: Vollständige Berechnung der Abflussganglinie. Hierbei wurden für alle Querprofile ein HCB-Tiefenprofil angesetzt, wie es sich aus den Mittelwerten aller Probenahmepunkte aber ohne Probenahmepunkte 8 und 12 ergibt (Abbildung 8.29).

Ziel – Ermittlung des Einflusses einzelner hoher HCB-Peaks an verschiedenen Probenahmepunkten, z.B. Probenahmepunkte 6 und 10 in Tiefen von 35 bzw. 20 cm, auf den Gesamtaustrag an HCB.

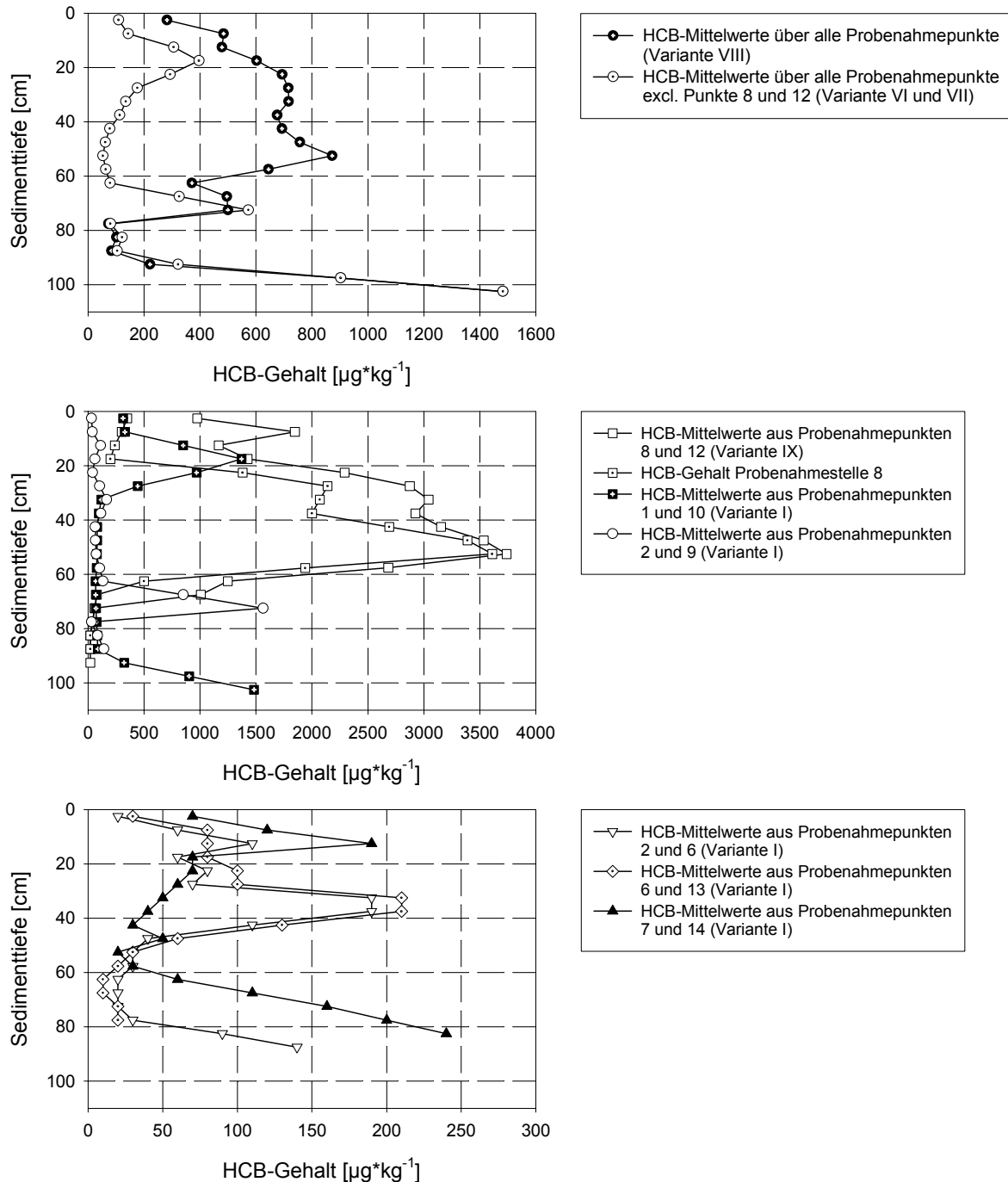
Variante VIII: Vollständige Berechnung der Abflussganglinie. Hierbei wurden für alle Querprofile ein einziges HCB-Tiefenprofil angesetzt, wie es sich aus den Mittelwerten aller Probenahmepunkte, d.h. mit den Probenahmepunkte 8 und 12 ergibt (Abbildung 8.29).

Ziel – Abschätzung des HCB-Austrags für den Fall, dass im Bereich der Stauhaltung Marckolsheim mehrere Bereiche erhöhter HCB-Kontamination vorliegen und somit die mittlere HCB-Belastung in der „realitätsnahen“ Variante I unterschätzt wird.

Variante IX: Vollständige Berechnung der Abflussganglinie. Hierbei wurden für alle Querprofile ein einziges HCB-Tiefenprofil angesetzt, wie es sich aus den Mittelwerten ausschließlich der Probenahmepunkte 8 und 12 ergibt (Abbildung 8.29).

Ziel – Abschätzung des HCB-Austrags für den Fall, dass im Bereich der Stauhaltung Marckolsheim die Bereiche mit Maximalwerten der HCB-Kontamination, d.h. Probenahmepunkte 8 und 12 die „wahre“ Situation wiedergeben und diese auf Grund der Einschränkungen bei der Probenahme lediglich systematisch aus der Datenaufnahme ausgeschlossen wurden. Da wegen der größeren Anzahl an geringer belasteten Sedimentproben dieses Szenario als nicht sehr wahrscheinlich einzustufen ist, soll es zur Abschätzung eines „worst case“-Falles dienen.

Variante X: Vollständige Berechnung der Abflussganglinie. Hierbei wurden für alle Querprofile ein einziges HCB-Tiefenprofil angesetzt, wie es nach der IKSZ-Zielvorgabe erlaubt wäre, d.h. über die gesamte Tiefe maximale Belastungen von  $40 \mu\text{g} \cdot \text{kg}^{-1}$ .



**Abbildung 8.29:** HCB-Gehalte für die Berechnungsvarianten I sowie VI bis XI, Stauhaltung Marckolsheim

### Sedimentvolumen- und Hexachlorbenzolausträge

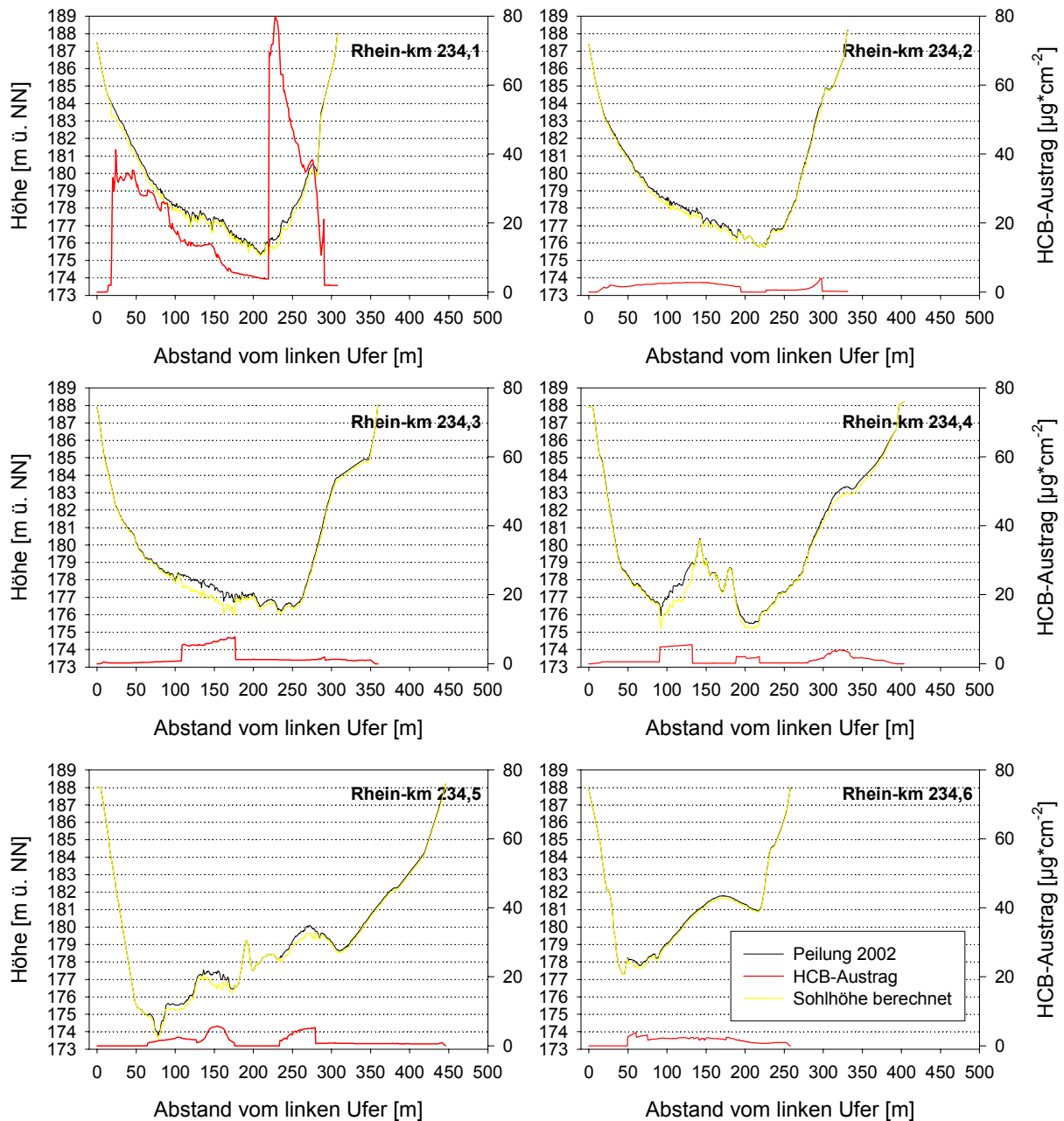
#### EINFLUSS DER HEXACHLORBENZOLBELASTUNG (VARIANTE VI BIS IV)

In Tabelle 8.10 und Abbildung 8.31 sind die Ergebnisse für die Berechnungsvarianten I bis V dargestellt. Es zeigt sich, dass in Variante I, dem am wahrscheinlichsten zu erwartenden Fall, es zu einem erodierten Sedimentvolumen von  $33247 \text{ m}^3$  und zu einem HCB-Austrag von  $8,5 \text{ kg}$  kommen würde.

Für die Peilung der Sohlhöhen wird von einem durchschnittlichen Fehler von 2,5 cm ausgegangen, der maximale mittlere Fehler der Kalibrierung liegt bei 13,5 cm (Tabelle 8.8). Hierdurch ergibt sich in der Summe ein möglicher Fehler bei der Abschätzung der Erosionstiefe von 18,5 cm. Unter Beachtung dieses Fehlers ergibt sich ein möglicher maximaler Austrag an erodiertem Sediment von 52167 m<sup>3</sup> bzw. 16,1 kg HCB. Hierbei schlägt sich deutlich der in einzelnen Sedimentproben (z.B. Probenahmepunkte 2 und 10) zunehmende HCB-Gehalt mit der Tiefe nieder, da es nicht zu einem in etwa linearen Anstieg des HCB-Austrags kommt, sondern sich der Austrag nahezu verdoppelt. Mit umgekehrten Vorzeichen gilt gleiches für eine Überschätzung der Erosionstiefe. Für den Fall, dass in allen Querprofilen die Erosion um 18,5 cm überschätzt wurde, kommt es dann nur zu einem Sedimentaustrag vom 14463 m<sup>3</sup> mit damit verbundenen 2,8 kg HCB. Da in den oberen Sedimentschichten überwiegend geringe HCB-Gehalte vorgefunden wurden, reduziert sich auch der HCB-Austrag überproportional gegenüber der Reduzierung des Sedimentaustrages.

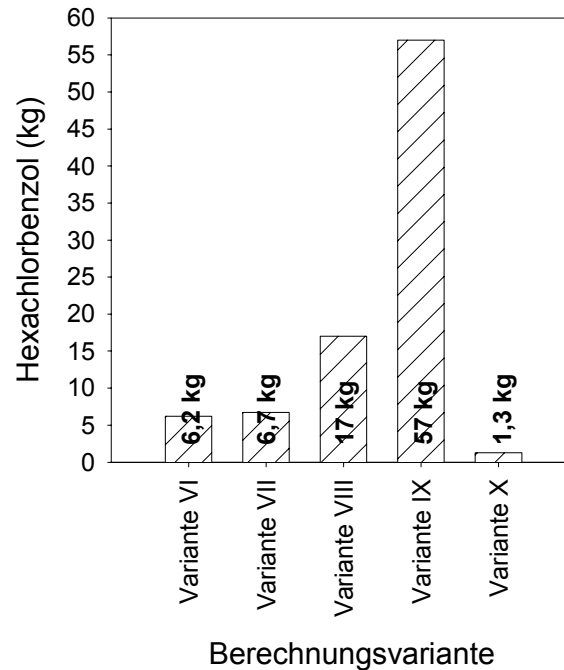
Abbildung 8.30 zeigt für alle berechneten Querprofile die sich aus Variante I ergebende neue Sohlhöhe, sowie die damit in direktem Zusammenhang stehenden HCB-Austräge. Diese liegen mit Ausnahme von Rh-km 234,1 in allen Querprofilen niedriger als 10 µg\*cm<sup>-2</sup>. Rh-km 234,1 weist diesbezüglich deutlich höhere Werte von bis zu 80 µg\*cm<sup>-2</sup> auf, welches auf den für dieses Profil als repräsentativ angenommen Probenahmepunkt 8 zurückzuführen ist. Die schon ab Sedimenttiefen von 25 cm deutlich kontaminierten Sedimente verursachen diesen Effekt. In allen Querprofilen verursacht das Hochwasserszenario von 1999 Erosionen über die gesamte Breite, wobei sich bei Rh-km 234,3 bis 234,5 deutlich Bereiche verstärkter Erosion mit bis zu knapp einem Meter Tiefe erkennen lassen. Diese Rheinkilometer tragen mit 25337 m<sup>3</sup> zum insgesamt erodierten Volumen von 33247 m<sup>3</sup> und machen somit alleine 76,2 % aus. Hierdurch zeigt sich, dass die größten Volumenänderungen nicht zwangsläufig im Bereich mit den größten Sohlschubspannungen (Abbildung 8.19 bis 8.22) ab Rh-km 234,5 zu finden sind.

Um den Einfluss der hohen Belastung des Probenahmepunktes 8 auf den Gesamtaustrag an HCB quantifizieren zu können, wurde in Berechnungsvariante VI für Rh-km 234,1 ein HCB-Tiefenprofil verwendet, welches sich aus den Mittelwerten aller übriger Sedimentproben (mit Ausnahme des Weiteren Probenahmepunktes 12 mit Maximalwerten der Kontamination) ergibt. In dieser Berechnungsvariante ergibt sich ein um 2,3 kg geringerer Austrag an HCB. Daraus folgt, dass Bereiche mit hohen Kontaminationswerten einen ganz wesentlichen Einfluss auf die Gesamtmenge an ausgetragenen HCB haben. Der Einfluss von geringmächtigen „Peaks“ erhöhter HCB-Gehalte hingegen, die oberflächennah bis zu 250 µg\*kg<sup>-1</sup> und in Tiefen ab 60 cm über 3000 µg\*kg<sup>-1</sup> betragen können, ist demgegenüber zu vernachlässigen. Diese Tatsache zeigt sich in Berechnungsvariante VII. Hier wurde für alle Querprofile eine HCB-Tiefenprofil angesetzt, welches sich aus den Mittelwerten aller Probenahmepunkte, ohne Probenahmepunkte 8 und 12, zusammensetzt und bei dem dadurch die beschriebenen „Peaks“ anteilig Einfluss in allen Querprofilen finden (Abbildung 8.29). Mit dieser Vorgabe kommt es zu einem HCB-Austrag von 6,7 kg, welcher nur um 0,5 kg über dem der Variante VI liegt.



**Abbildung 8.30:** Sediment und HCB-Austrag aus der Stauhaltung Marckolsheim unter Annahme von Variante I

Auch wenn es durch die Mittelwertbildung zu einer Glättung und damit zu einer Verringerung extrem hoher HCB-Gehalte kommt, zeigt dieses Ergebnis, dass „geringmächtige“ Sedimentschichten mit HCB-Kontamination bis  $250 \mu\text{g}\cdot\text{kg}^{-1}$  in ihrem Einfluss auf das Gesamtergebnis hinter dem von Bereichen mit Maximalwerten hintenanstehen.



**Abbildung 8.31:** Hexachlorbenzolaustrag aus der Stauhaltung Marckolsheim bei verschiedenen HCB- Tiefenprofilen als Eingangsparameter, Grundlage Hochwasser von 1999

Noch deutlicher wird der Einfluss von Bereichen mit Maximalwerten auf den HCB-Gesamtaustrag in Berechnungsvariante VIII. In Variante VIII wurde für alle Querprofile ein HCB-Tiefenprofil als Eingabeparameter gewählt, welches sich aus den Mittelwerten aller Probenahmepunkte zusammensetzt (Abbildung 8.29). Durch den Einfluss der Probenahmepunkte 8 und 12 (hohe HCB-Belastungen über fast die gesamte Tiefe) und Probenahmepunkte 1 und 9 (hohe HCB-Belastungen in Tiefen von 100 cm bzw. 70 cm) kommt es zu einer wesentlichen Erhöhung der HCB-Gehalte gegenüber den Varianten I bis VII. Da höhere HCB-Kontaminationen auf Grund der nicht flächendeckenden Probenahme nicht auszuschließen sind, ist diese Berechnungsvariante eine Abschätzung für den Fall, dass in der Stauhaltung weitere Bereiche höherer HCB-Kontamination bestehen. Für diesen Fall gibt die Abschätzung durch Variante VIII nur eine Angabe über die untere Grenze des HCB-Austrags. Die so ermittelte untere Grenze bringt einen HCB-Austrag von 17 kg mit sich und liegt deutlich über den Ergebnissen der bisherigen Berechnungsvarianten. Das Ergebnis von Variante VIII macht deutlich, welches HCB-Austräge in der Stauhaltung Marckolsheim möglich sind, wenn man weitere höher kontaminierte Bereiche in Erwägung zieht.

Eine entsprechende Abschätzung bietet Variante IX, deren Ergebnis von 57 kg (Abbildung 8.31) ausgetragenen HCB als „worst case“- Fall einzustufen ist. Hier wurde davon ausgegangen, dass die Mittelwerte der Probenahmepunkte 8 und 12 (Abbildung 8.29) repräsentativ für die Kontamination der gesamten Untersuchungsfläche sind.

Fazit A: Es zeigt sich, dass ausgehend von der Sohlhöhe aus dem Herbst 2002 und einem Abfluss, wie er durch das Hochwasser im Frühjahr 1999 repräsentiert wird, es abhängig von den zu Grunde gelegten HCB-Kontaminationen zu ganz unterschiedlichen HCB-Austrägen kommt. Diese können sich bis zu einer Zehnerpotenz (zwischen Variante I und IX) voneinander unterscheiden und betragen zwischen der „günstigsten“ Variante VI und Variante VIII noch das 2 ½ -fache.

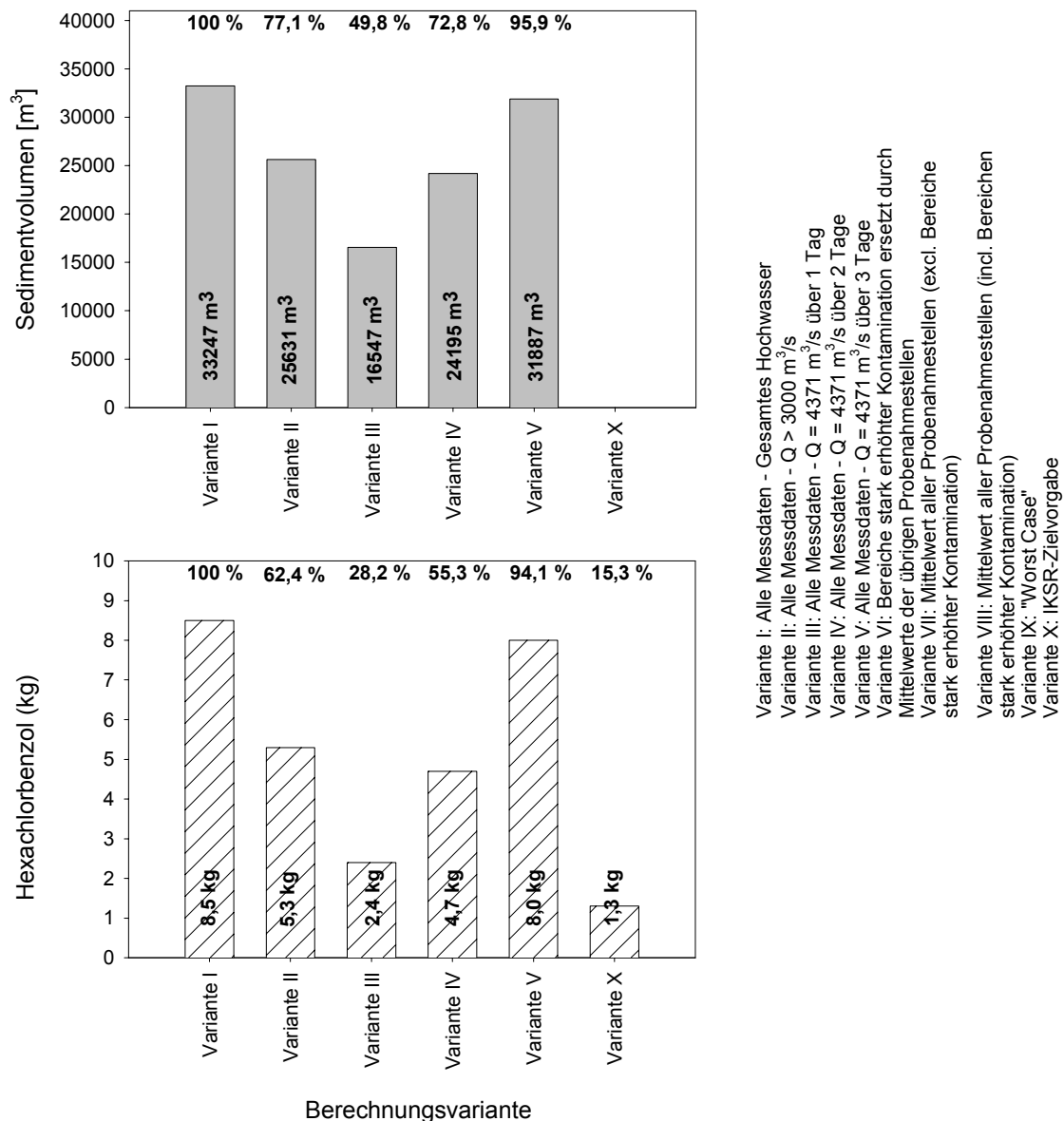
Die als am wahrscheinlichsten anzunehmende Variante I, liegt mit 8,2 kg ausgetragenen HCB aber noch immer gut 6 - fach über dem Austrag der erreicht würde, wenn über die gesamte Sedimenttiefe die IKSR- Zielvorgabe von  $40\mu\text{g}\cdot\text{kg}^{-1}$  eingehalten würde.

#### EINFLUSS DES ABFLUSSES (VARIANTE I BIS V)

In vier weiteren Berechnungsvarianten (Variante II bis V) wurde der Einfluss des Abflussgeschehens bei gleichbleibenden HCB-Gehalten im Tiefenprofil untersucht und in Vergleich zu Variante I und X gestellt (Abbildung 8.32). Die Varianten II und III sollen hierbei dazu dienen den Anteil einzelner Abflussereignisse am Gesamtergebnis zu verdeutlichen. Abbildung 8.32 zeigt in diesem Kontext deutlich, dass der überwiegende Teil sowohl des erodierten Sedimentes (77,1 %) als auch des ausgetragenen HCB (62,4 %) auf Abflüsse über  $3000\text{ m}^3\cdot\text{s}^{-1}$  (Variante II) zurückzuführen ist. Der gegenüber dem erodierten Sediment geringere Prozentsatz des ausgetragenen HCB liegt an der inhomogenen Verteilung der HCB-Kontaminationen im Tiefenprofil. Dieser Umstand ermöglicht es, dass die Abflüsse unter  $3000\text{ m}^3\cdot\text{s}^{-1}$  in Variante I zusammen in nur 22,9 % (Volumendifferenz erodierten Sediments zwischen Variante I und II) gut 40 % zum gesamten HCB- Austrag von Variante I beitragen. Dies wird möglich, weil geringer belastete obere Sedimentschichten bereits durch die Abflussspitzen erodiert wurden. Es verdeutlicht jedoch auch die enorme Bedeutung der Abflüsse über  $3000\text{ m}^3\cdot\text{s}^{-1}$  für das Gesamtergebnis, wenn trotz geringer belasteter Sedimente noch 62,4 % des HCB- Gesamtaustrages hierauf zurückzuführen sind. Innerhalb der Abflüsse über  $3000\text{ m}^3\cdot\text{s}^{-1}$  nimmt der Spitzenabfluss von  $4731\text{ m}^3\cdot\text{s}^{-1}$  noch mal eine gesonderte Stellung ein. Alleine auf diesen Abfluss sind vom Gesamtergebnis knapp 50 % des erodierten Sedimentes und 28,2 % des ausgetragenen HCB zurückzuführen, d.h. knapp ein Drittel des HCB-Gesamtaustrags wird verursacht von einem nur einen Tag lang währenden Ereignis. Hierdurch wird verdeutlicht, dass für die Einschätzung des Gefährdungspotentials einer Hochwasserwelle im Hinblick auf den Sediment- und HCB-Austrag in der Stauhaltung Marckolsheim in erster Linie Abflüsse über  $3000\text{ m}^3\cdot\text{s}^{-1}$  von Relevanz sind. Ein besonderes Augenmerk muss dabei auf die Spitzenwerte gelegt werden.

Um die herausgehobene Relevanz dieser Abflussspitzen zu verdeutlichen, erfolgte die Berechnung in Variante IV und V ausschließlich mit dem Abfluss von  $4731\text{ m}^3\cdot\text{s}^{-1}$ , wobei jeweils die Ereignislänge mit 2 bzw. 3 Tagen angesetzt wurde. Die sich ergebenden Austräge sind in Abbildung 8.32 dargestellt. Es wird offenkundig, dass schon eine im Verhältnis zur Gesamt ereignislänge von über 120 Tagen geringe Verlängerung von einem Tag eine wesentliche Steigerung der Austräge an Sediment und HCB mit sich bringt. Das es hierbei nicht zu einer proportionalen Verdoppelung bzw. Verdreifachung der Ergebnisse kommt, liegt in Bezug auf den Sedimentaustrag an der mit der Tiefe zunehmenden Erosionsstabilität der Sedimente. Es zeigt sich, dass es unter Variante IV in etwa das Ergebnis von Variante II und Variante V in etwa das Ergebnis von Variante I erreicht, d.h. eine Verdoppelung (2 Tage) bzw. Verdreifachung (3 Tage) der Einwirkdauer des Abflusses von  $4731\text{ m}^3\cdot\text{s}^{-1}$  erbringt ähnliche Sedimentausträge wie alle Abflüsse über  $3000\text{ m}^3\cdot\text{s}^{-1}$  (Ereignislänge 8 Tage) bzw. wie das gesamte Hochwasserereignis (Ereignislänge 120 Tage) zusammen.





**Abbildung 8.32:** Sediment- und Hexachlorbenzolaustrag aus der Stauhaltung Marckolsheim unter verschiedenen Abflussvarianten, Grundlage Hochwasser von 1999

Ähnlich wie die Ergebnisse der Sedimentausträge, stellen sich auch die HCB-Austräge dar. Zwischen den Varianten III und IV kommt es jedoch trotz nicht proportionaler Zunahme der Sedimentausträge zu einem annähernd proportionalen Anstieg des HCB-Austrags. Die Erklärung hierfür liegt zum einen an den mit der Tiefe deutlich zunehmenden HCB-Gehalten der Probenahmepunkte 8 und 12 und zum anderen an den in den übrigen Sedimentproben in der Tiefe häufiger auftretenden deutlich erhöhten HCB-Belastungen. Dadurch wird es möglich, dass trotz abnehmender Sedimentausträge von Variante III zu V, die HCB-Austräge zwischen diesen Varianten nur geringfügig stagnieren.

**Fazit B:** Die nähere Betrachtung des Einflusses der verschiedenen Abflusseinzelergebnisse (gewonnen durch „künstliche“ Zerlegung der realen Abflussganglinie von 1999 in Einzelergebnisse verschiedener zeitlicher Länge) auf das Gesamtergebnis zeigt deutlich auf, dass

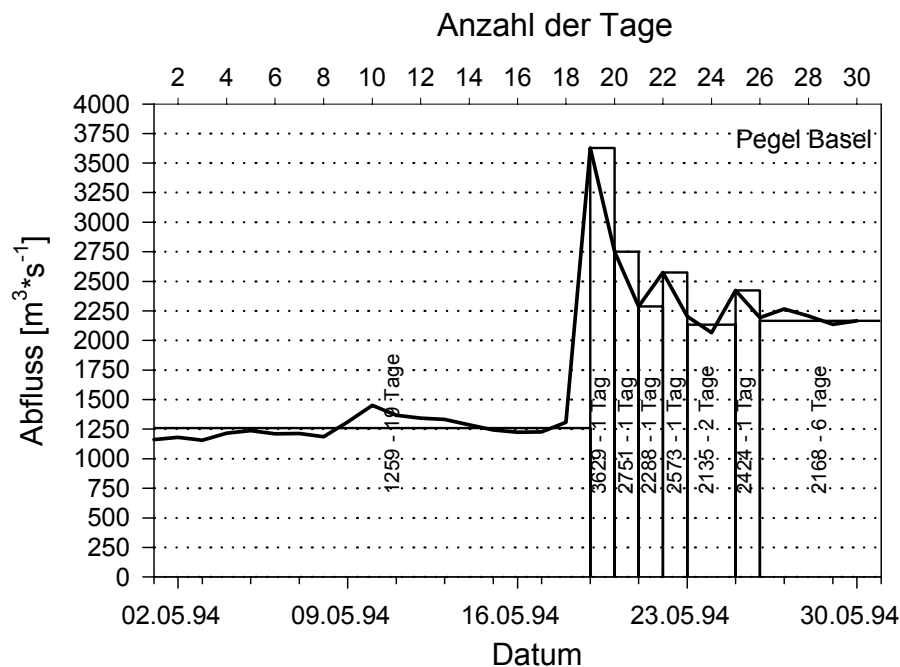
- (1) die Hauptausträge beider Parameter durch Abflüsse über  $3000 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$  verursacht werden

und

- (2) bei länger andauernden Abflussgeschehen trotz abnehmender Sedimentausträge es zu keiner Stagnation der HCB-Austräge kommt, auf Grund von Spitzenbelastungen in tieferen Sedimentschichten

#### 8.4.4 Szenarienhochwasser von 1994 (Pegel Basel)

Die Auswirkungen eines Hochwasserereignisses, wie es sich im Mai 1994 am Pegel Basel ereignet hat und in Abbildung 8.33 anhand des Abflusshydrographen dargestellt ist, wurden in ähnlicher Weise untersucht, wie es bereits für das Szenarienhochwasser von 1999 erfolgt ist.



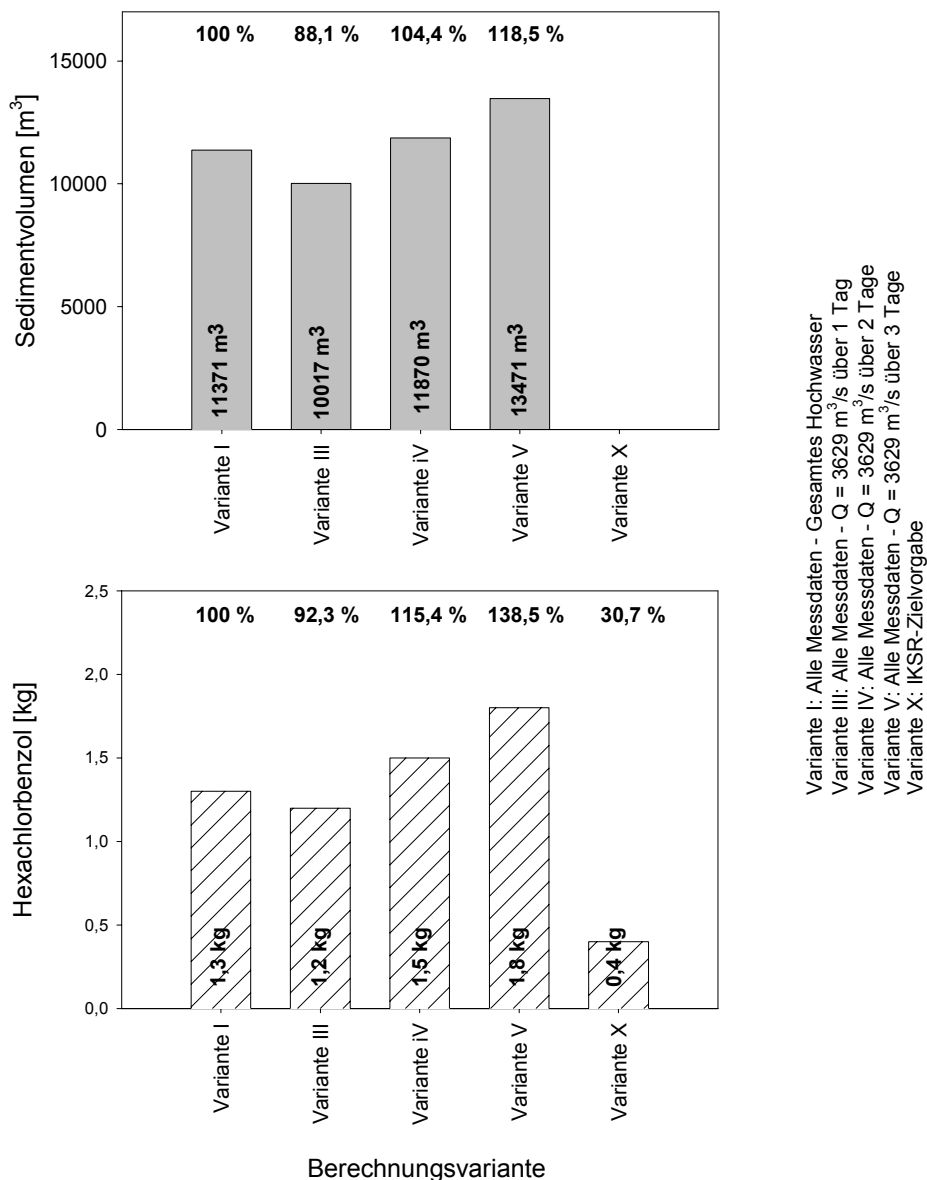
**Abbildung 8.33:** Abflussganglinie Pegel Basel Mai 1994

Wie bereits durch das Szenarienhochwasser 1999 bekannt, wurde auf Grund der stationären Berechnungsweise der Strömung, das Abflussereignis in mehrere Einzelereignisse unterteilt. Hierbei zeigt sich, dass das Hochwasser von 1994 in seiner Intensität, deutlich hinter dem Hochwasser von 1999 zurücksteht. Während des Gesamtereignisses kommt es nur einmal zu einem Abfluss von über  $3000 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$ , welcher nach den Ergebnissen des Hochwassers von 1999 die größte Auswirkung auf die Gesamtausträge haben sollte.

Die Variantenbezeichnungen in Tabelle 8.11 entsprechen denen, wie sie beim Szenarienhochwasser 1999 beschrieben wurden, d.h. Variante II wurde nicht berechnet, da nur ein Einzelereignis über  $3000 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$  auftritt und dieses sich somit in Varianten III bis V wiederfindet. Es wurde zudem auf die Berechnung der Varianten VI bis IX verzichtet, da auf sie beim Szenarienhochwasser detailliert eingegangen wurde und durch das Hochwasser 1994 hierzu keine neuen Ergebnisse zu erwarten sind.

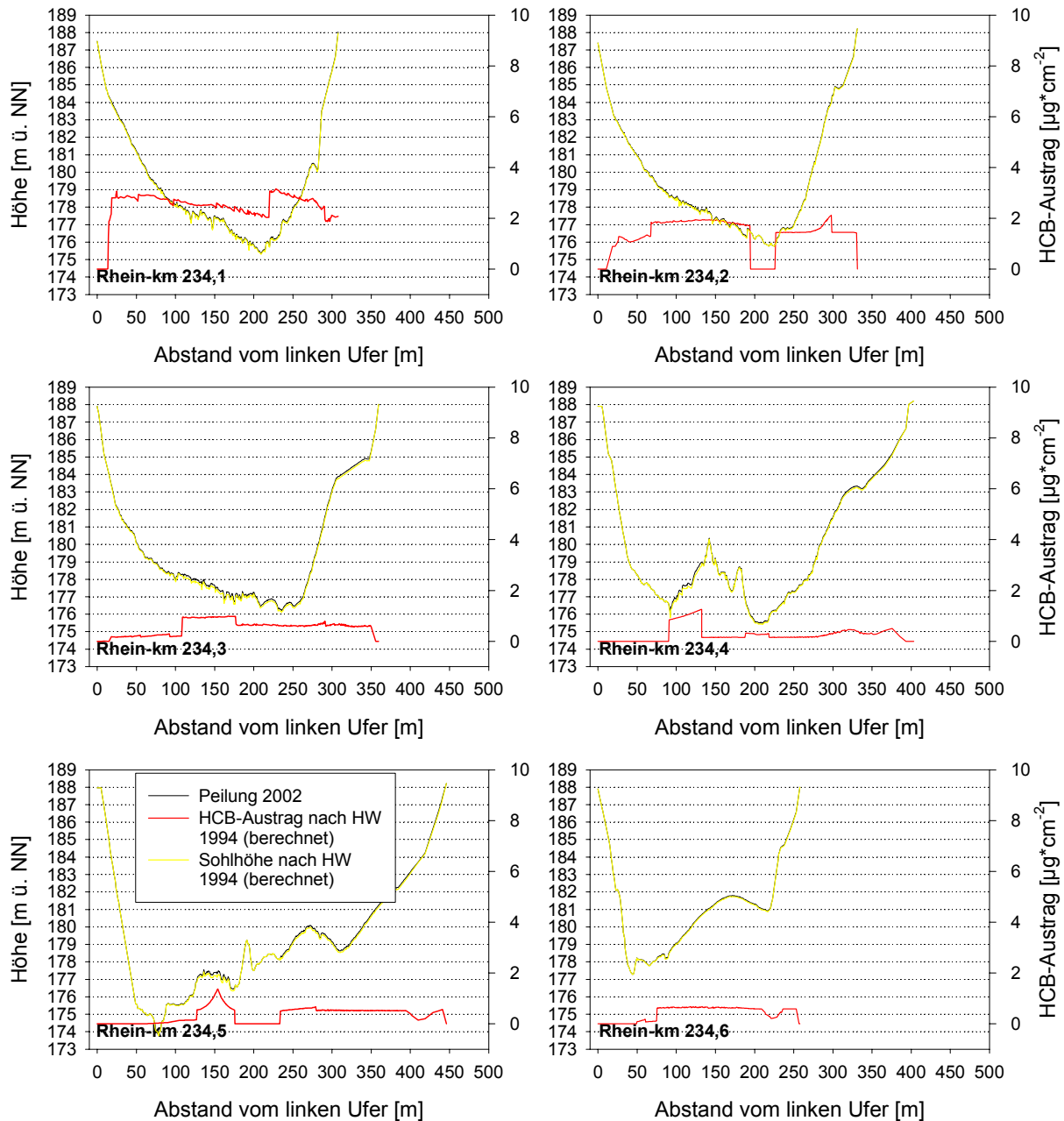
Variante	Kurzbeschreibung	Sedimentaustrag (m <sup>3</sup> )	HCB-Austrag (kg)
I	Alle Messdaten	11371	1,3
II			
III	Q = 3629 m <sup>3</sup> *s <sup>-1</sup> 1 Tag	10017	1,2
IV	Q = 3629 m <sup>3</sup> *s <sup>-1</sup> 2 Tag	11870	1,5
V	Q = 3629 m <sup>3</sup> *s <sup>-1</sup> 3 Tag	13471	1,8
X	IKSR-Zielvorgabe		0,4

**Tabelle 8.11:** Sedimentvolumen- und Hexachlorbenzolaustrag aus der Stauhaltung Marckolsheim unter verschiedenen Abflussvarianten, Grundlage Hochwasser von 1994



**Abbildung 8.34:** Sedimentvolumen- und Hexachlorbenzolaustrag aus der Stauhaltung Marckolsheim unter verschiedenen Abflussvarianten, Grundlage Hochwasser von 1994

Unter Zugrundelegung des Szenarienhochwasser von 1994 wird im „wahrscheinlichsten“ Fall, der Variante I, ein Sedimentvolumen von 11371 m<sup>3</sup> ausgetragen, mit darin enthaltenen 1,3 kg HCB. Damit liegt der HCB-Austrag 3-fach über dem Wert der nach der IKSZ-Zielvorgabe von 40 µg\*kg<sup>-1</sup> zulässig wäre. Es wird jedoch bei weitem nicht der ungefähr 6-fach überhöhte Wert des Szenarios von 1999 erreicht.



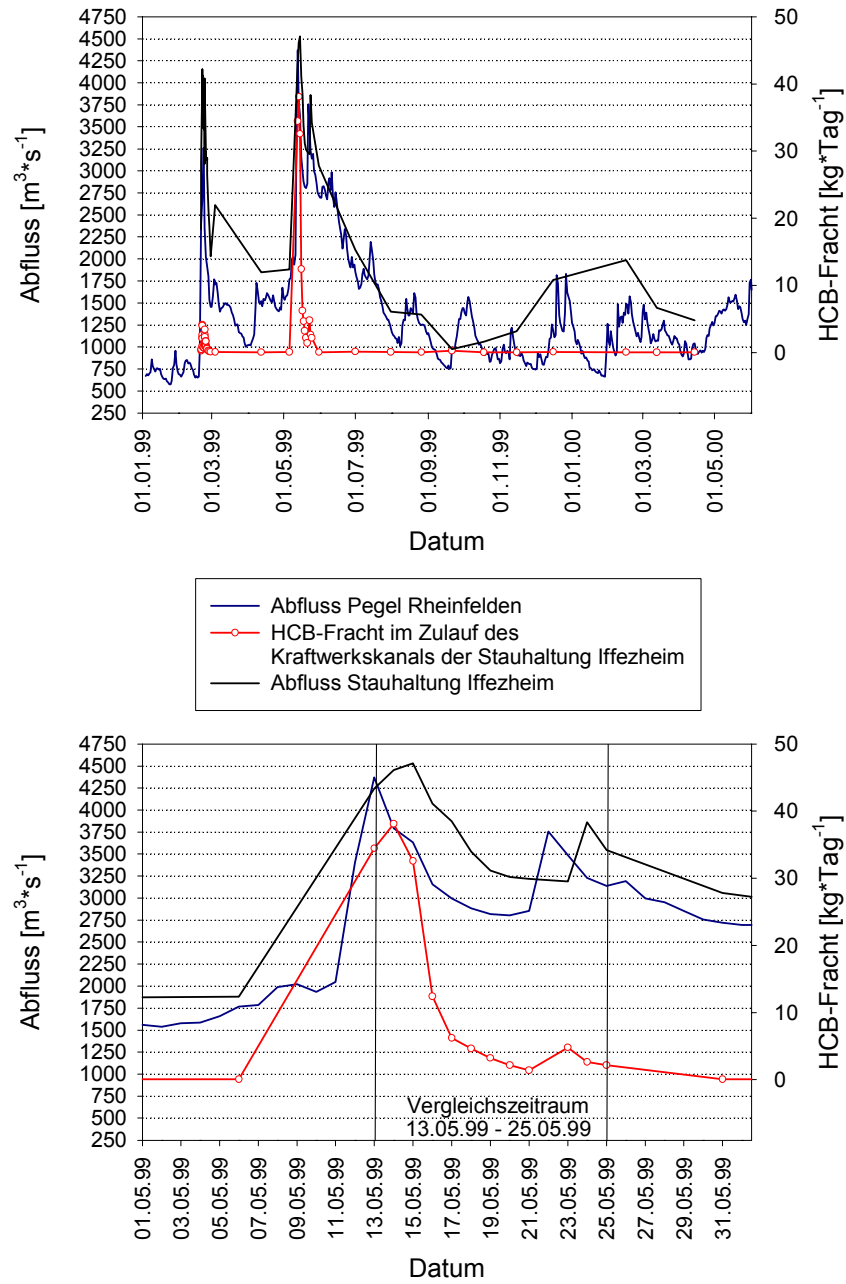
**Abbildung 8.35:** HCB-Austrag aus der Stauhaltung Marckolsheim unter Annahme des Hochwasserereignisses von 1994 und heutiger Sohlhöhe (Peilung Herbst 2002)

Der Grund hierfür liegt in dem wesentlich geringeren erodierten Sedimentvolumen, welches zudem nur das geringer belastete oberflächennahe Sediment umfasst. Das es nur zur Erosion weniger belasteter oberflächennaher Sedimente kommt, wird besonders in Abbildung 8.35 anhand von Rh-km 234,1 deutlich. Die angenommene HCB- Belastung für diesen Rheinkilometer wird durch den Probenahmepunkt 8 repräsentiert, der besonders in tieferen Sedimentschichten durch HCB- Gehalte von über 2000 µg\*kg<sup>-1</sup> auffällt.

Beim Szenario von 1999 (Abbildung 8.30) liegen die HCB-Austräge bei Rh-km 234,1 deutlich bis zu 10-fach über denen der übrigen Rh-km. Szenario 1994 zeigt hingegen nur noch einen leichten 1,5 bis 2-fach erhöhten Austrag. Auf Grund der Erosion ausschließlich oberflächennaher Sedimentschichten und der hier über alle Sedimentproben einheitlicheren Verteilung der HCB-Gehalte kommt es in allen Querprofilen (Ausnahme Rh-km 234,1) zu einem maximalen HCB- Austrag von  $0,02 \text{ g}\cdot\text{m}^{-2}$ . Die ausschließliche Berechnung des Einzelereignisses von  $3629 \text{ m}^3\cdot\text{s}^{-1}$  (Ereignislänge 1 Tag) erbringt einen Sedimentaustrag von  $10017 \text{ m}^3$ , welches einem 88,1 %-tigen Anteil am Volumen des Gesamt ereignisses entspricht. Diese Ergebnis verdeutlicht noch mehr die bereits bei Szenario 1999 gemachte Aussage, dass Abflüsse unter  $3000 \text{ m}^3\cdot\text{s}^{-1}$  nur geringfügig zur Gesamtfracht beitragen. Auf Grund des großen Abflusses von  $3629 \text{ m}^3\cdot\text{s}^{-1}$  ist auch der HCB-Austrag von 1,2 kg, entspricht 92,3 % des Gesamtaustrages, zu erklären. Im Vergleich zu Szenario 1999 erbringt die Verdoppelung bzw. Verdreifachung der Einwirkdauer bei Variante III und VI zwar ebenso eine deutliche Steigerung des Sediment- und HCB-Austrages, erreicht jedoch bei weitem nicht dessen Ausmaße.

#### **8.4.5 Vergleich berechneter HCB-Austräge mit Messdaten der Stauhaltung Iffezheim**

Um eine Einordnung und weitergehende Beurteilung der erzielten Ergebnisse hinsichtlich der HCB-Austräge aus der Stauhaltung Marckolsheim zu ermöglichen, wird ein Vergleich mit den während der Hochwasserereignisse 1999 zeitlich sehr dicht in der Stauhaltung Iffezheim durchgeführten Schwebstoff-Sonderuntersuchungen der Landesanstalt für Umweltschutz Baden-Württemberg vorgenommen (LfU 2002). Diese Schwebstoffbeprobungen wurden im Kraftwerkzufluss, also im Oberwasser der Stauhaltung Iffezheim in einer Tiefe von 80 cm durchgeführt, um mit dem im Rahmen des Deutschen Messprogramms Rhein gewonnenen und bereits langjährig vorliegenden Ergebnissen vergleichbar zu sein. Auf Grund der neueren Erkenntnis, dass wesentliche Anteile des HCB im Oberrhein auch an der Korngrößenfraktion  $> 63 \mu\text{m}$  gebunden ist, besteht nunmehr jedoch eine größere Unsicherheit, inwieweit die aus den Messungen hochgerechnete HCB-Fracht repräsentativ ist und nur einen Teil der tatsächlich transportierten Fracht ausmacht (Lehmann 2003). Diese Fraktion wird bei einer Probenahme in einer Wassertiefe von 80 cm unter der Wasseroberfläche nicht repräsentativ erfasst, da es zu einer Abnahme der Schwebstoffkonzentration zu Wasseroberfläche hin kommt. Folglich kann von einer es zu einer Unterschätzung der HCB-Gesamtfracht. ausgegangen werden. Dies betrifft insbesondere Zeiten außerhalb von Hochwasserereignissen, in denen es unter fehlender Turbulenz zur Ausbildung des genannten Konzentrationsprofils kommt. Hochwasserereignisse verbunden mit deutlicher Turbulenz schwächen dieses Konzentrationsprofil ab. Des Weiteren kann davon ausgegangen werden, dass die potentiell in der Stauhaltung Iffezheim vorliegenden HCB-Kontaminationen bei Hochwasserereignissen nicht vollständig in die gemessenen Werte mit einfließen. Grund hierfür ist, dass die wesentlichen Sedimentationsbereiche der Stauhaltung Iffezheim im Oberwasser auf der linken Seite, d.h. im Bereich des Wehrkanals liegen. Im Hochwasserfall werden über das Kraftwerk max.  $1400 \text{ m}^2/\text{s}$  abgeführt, der Rest fließt über die Wehre. Somit werden die im Wehrkanal erodierte Sedimente über die Wehre abgeführt und nicht durch die Messeinrichtung im Kraftwerkszulauf erfasst.



**Abbildung 8.36:** Gegenüberstellung der Abflussganglinie am Pegel Rheinfelden und in der Stauhaltung Iffezheim mit den HCB-Frachten für das Jahr 1999 (gemessen durch die Landesanstalt für Umweltschutz Karlsruhe am Zulauf des Kraftwerks der Stauhaltung Iffezheim in 30 cm unter der Wasseroberfläche)

Zusammenfassend ist aus folgenden Gründen zu erwarten, dass nur eine HCB-Teilfracht durch die Messungen der LfU Karlsruhe erfolgt ist:

- (1) Messung im Zulauf des Kraftwerkskanals – Bei Hochwasser werden maximal  $1400 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$  über das Kraftwerk abgeführt, der Rest geht über das Wehr
- (2) Wesentliche Sedimentablagerungen befinden sich in der Stauhaltung Iffezheim im Bereich des Wehrkanals und werden somit nicht erfasst
- (3) Messung 30 cm unter der Wasseroberfläche – Bindung von HCB am Oberrhein deutlich auch an Kornfraktion über  $63 \mu\text{m}$ , welche bei dieser Messung nicht repräsentativ erfasst wird

Die Tatsache, dass die gemessenen HCB-Frachten nur Teilfrachten wiedergeben, ist im Späteren wichtig für die Einordnung der berechneten HCB-Frachten.

Die im Zeitraum von Anfang 1999 bis Mitte 2000 gemessenen HCB-Frachten sowie die zugehörigen Abflussganglinien der Stauhaltung Iffezheim und des Pegels Rheinfeldens sind in Abbildung 8.36 dargestellt.

Hierbei zeigen sich im Verlauf der HCB-Fracht zwei Merkmale:

- (1) Signifikanter Anstieg der HCB-Fracht ab Abflüssen über  $3000 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$  bis zu Spitzenwerten von  $38,1 \text{ kg} \cdot \text{Tag}^{-1}$
- (2) Bei  $Q < 2000 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$  im Mittel HCB-Frachten unter  $0,1 \text{ kg} \cdot \text{Tag}^{-1}$

Im Weiteren sind auf Grund der durchgeführten Berechnungen mit den Abflüssen des Hochwassers 1999 als Szenarienhochwasser für die Stauhaltung Marckolsheim insbesondere die in Zeiträumen mit Hochwasserspitzen gemessenen HCB-Frachten von besonderem Interesse. Auf Grund des auch hier wieder deutlich zu Tage tretenden überproportionalen Einflusses von Abflüssen über  $3000 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$  auf die HCB-Konzentration soll daher beim Vergleich der gemessenen HCB-Frachten mit den rechnerisch bestimmten eine Einschränkung auf den Zeitraum zwischen dem 13.5.1999 und 25.5.1999 erfolgen. In diesem Zeitraum von 12 Tagen liegen die Abflüsse in der Stauhaltung Iffezheim immer über  $3000 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$  und am Pegel Rheinfeldens immer über  $2750 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$ .

In Tabelle 8.12 sind die in diesem Zeitraum an 11 Tagen in der Stauhaltung Iffezheim gemessenen HCB Daten aufgeführt. Für den 22.05.2003 liegen keine Daten vor.

Im Vergleichszeitraum kommt es zu maximalen HCB-Frachten von über  $30 \text{ kg} \cdot \text{Tag}^{-1}$  bei Abflussspitzen von über  $4000 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$ . Bei Abnahme der Abflussmenge auf unter  $4000 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$  fallen die HCB-Frachten auf unter  $7 \text{ kg}$  ( $2,16 \text{ kg}$  bis  $6,2 \text{ kg}$ ) ab. Bei weiterer Abnahme der Abflüsse reduziert sich die gemessene HCB-Fracht auf im Mittel unter  $0,1 \text{ kg} \cdot \text{Tag}^{-1}$ . Hierdurch werden die in Kapitel 8.5 ermittelten HCB-Austräge aus der Stauhaltung Marckolsheim bestätigt, die ebenfalls einen überproportionalen Einfluss von Abflüssen über  $3000 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$  und insbesondere des Spitzenwertes von  $4371 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$  aufzeigen. In der Summe wurde an diesen 11 Tagen in der Stauhaltung Iffezheim eine Gesamtfracht an HCB von  $145,78 \text{ kg}$  gemessen. Die Stauhaltung Iffezheim, als letzte der Stauhaltungen des Oberrheins, liefert einen Anhaltswert über die Summe der Einflüsse der oberstrom liegenden Stauhaltungen. Durch einen Vergleich der in Iffezheim gemessenen HCB-Fracht mit der Summe des aus den Stauhaltungen Marckolsheim, Gerstheim, Rheinau, Strasbourg, Gamsheim und Iffezheim potentiell remobilisierbaren HCB's kann eine Aussage zu folgender Frage gemacht werden:

„Sind die unter extremen Abflussereignissen an der Stauhaltung Iffezheim gemessenen HCB-Frachten ausschließlich durch die Remobilisierung von belasteten (Alt-)Sedimenten erklärbar oder sind weitere Quellen nicht auszuschließen?“

Datum	Abfluss	HCB [ $\mu\text{g}\cdot\text{kg}^{-1}$ ]	Schwebstoff- gehalt [ $\text{mg}\cdot\text{l}^{-1}$ ]	Fracht HCB [ $\text{mg}\cdot\text{s}^{-1}$ ]	Fracht HCB [ $\text{kg}\cdot\text{Tag}^{-1}$ ]
13.05.99	4243	340	276,4	398,70	34,45
14.05.99	4453	300	330,1	440,94	38,10
15.05.99	4530	320	259,9	376,75	32,55
16.05.99	4074	160	220,3	143,63	12,41
17.05.99	3874	180	102,9	71,74	6,20
18.05.99	3525	230	66,3	53,73	4,64
19.05.99	3313	270	41,8	37,40	3,23
20.05.99	3241	220	35,2	25,10	2,17
21.05.99	3220	160	31,8	16,37	1,41
22.05.99	-	-	-	-	-
23.05.99	3190	200	87,1	55,58	4,80
24.05.99	3862	34	233,0	30,59	2,64
25.05.99	3547	100	70,4	24,96	2,16
<b>Summe</b>					<b>145,78</b>

**Tabelle 8.12:** HCB-Frachten Stauhaltung Iffezheim zwischen 13.5.99 und 25.5.99

Um eine Einordnung der in der Stauhaltung Iffezheim gemessenen Daten zu ermöglichen, ist es notwendig, neben der detaillierten Schätzung des Austrages an HCB aus der Stauhaltung Marckolsheim (Kapitel 8.5) die potentiell remobilisierbaren Mengen an HCB für die übrigen Stauhaltungen des Oberrheins näherungsweise abzuschätzen. Hierzu wurde auf die Erfahrungen bei der rechnerischen Umsetzung und die Ergebnisse der Kalibrierung der Stauhaltung Marckolsheim zurückgegriffen. Bedingt durch die große Ähnlichkeit der Stauhaltungen am Oberrhein hinsichtlich ihrer Sedimenteigenschaften (z.B. mittlere Lagerungsdichte und kritischen Erosionsschubspannung) wird mit einer akzeptablen Genauigkeit der Abschätzungen gerechnet. Da im Gegensatz zu der Stauhaltung Marckolsheim in den übrigen Stauhaltungen die Datenlage (Anzahl der Probenahmepunkte, Anzahl der Sohlpeilungen etc.) wesentlich geringer war, musste von weiteren Annahmen ausgegangen werden. Diese sind in Tabelle 8.13 aufgeführt. Für die Stauhaltung Rheinau lagen keine Daten vor, da sie im Rahmen dieses Projektes nicht untersucht wurde. Wie später jedoch zu sehen sein wird, kann auch ohne die Abschätzung des HCB-Austrages für die Stauhaltung Rheinau eine erste Aussage für die o.a. genannte Frage gemacht werden.

Es wird bei den, aus den Austrägen berechneten, HCB- Frachten weiterhin davon ausgegangen, dass:

- (1) es zwischen den Stauhaltungen zu keiner Sedimentation HCB-belasteter Sedimente - d.h. es existiert keine Senke für HCB kommt und somit eine Aufsummierung des ausgetragenen HCB's von Stauhaltung zu Stauhaltung zulässig ist.
- (2) kein Eintrag von HCB von oberstrom außer durch Remobilisierung von Sedimenten existiert



Die in Tabelle 8.13 aufgeführten, den Abschätzungen des HCB-Austrags aus den Stauhaltungen zu Grunde liegenden Annahmen und die daraus resultierenden Folgen sollen im Folgenden für jede Stauhaltung kurz erläutert werden:

Stauhaltung	Sohlschubspannung <sub>krit.</sub> / HCB-Gehalte	Sohlschubspannung.	Fläche.
Marckolsheim	s. Kapitel 8.5 Belastungssituation: 2000	s. Kapitel 8.5	s. Kapitel 8.5
Gerstheim, Strasbourg	Annahme eines einzigen Tiefenprofils (für die gesamte berechnete Fläche) basierend auf den Mittelwerten aller Probenahmepunkte Belastungssituation: 2000	Durch das numerische Strömungsmodell FESWMS-2DH ermittelt auf Basis des Abflusses 12.5.- 25.5.1999 Pegel Rheinfeldern	„gesamter“ Sedimentrücken, d.h. Nutzen der Daten über Probenahme- bereiche hinaus
Gamsheim	Annahme eines einzigen Tiefenprofils (für die gesamte berechnete Fläche) basierend auf den Mittelwerten aller Probenahmepunkte Belastungssituation: 2001	Durch das numerische Strömungsmodell FESWMS-2DH ermittelt auf Basis des Abflusses 12.5.- 25.5.1999 Pegel Rheinfeldern	Probenahme- bereich
Iffezheim	Annahme eines einzigen Tiefenprofils (für die gesamte berechnete Fläche) basierend auf den Mittelwerten der Probenahmepunkte 1 bis 3 Belastungssituation: 2001	Durch das numerische Strömungsmodell FESWMS-2DH ermittelt auf Basis des Abflusses 12.5.- 25.5.1999 Stauhaltung Iffezheim	Probenahme- bereich rechte Rheinseite; Oberwasser

**Tabelle 8.13:** Annahmen für die Abschätzungen der HCB-Austräge aus den Stauhaltungen Gerstheim, Strasbourg, Gamsheim und Iffezheim (für weitere s. Kapitel 8.5.5)

*Marckolsheim:* In der Stauhaltung Marckolsheim ist die Berechnung des HCB-Austrags auf die Fläche beschränkt, für die Daten in Form von Probenahmepunkten vorliegen. Da sich der Sedimentrücken aber über diese Fläche hinaus ausdehnt, kann davon ausgegangen werden, dass der HCB-Austrag vermutlich unterschätzt wird.

*Gerstheim und Strasbourg:* In der Stauhaltung Strasbourg wurde während der Probenahmekampagne nicht der komplette Sedimentrücken auf der rechten Seite des Rheins untersucht. Da jedoch auf Grund der Lage des Sedimentrückens und den Ergebnissen der numerischen Strömungs- und Sohlschubspannungsverteilungen davon auszugehen ist, dass Sedimente auch außerhalb des Probenahmebereiches resuspendiert werden, wurden die gefundenen HCB-Kontaminationen auch auf diese Bereiche übertragen.

Für die Stauhaltung Gerstheim lagen keine Wasserspiegellagenberechnungen vor, so dass eine exakte Kalibrierung und Validierung des numerischen Modells FESWMS-2DH für diese Stauhaltung nicht möglich war. Um trotzdem eine Abschätzung zu ermöglichen wurde für die numerische Berechnung der Strömungs- und Sohlschubspannungsverhältnisse auf Literaturwerte für die notwendigen Rauheitsbeiwerte der Gewässersohle zurückgegriffen. Die berechneten Wasserspiegelhöhen wurden mittels Erfahrungswerten aus den übrigen Stauhaltungen des Oberrheins auf ihre Plausibilität hin überprüft.

Hierbei ist bei geringen Abweichungen der berechneten von der tatsächlichen Wasserspiegelhöhe, auf Grund nicht möglicher Kalibrierung und Validierung, von vernachlässigbaren Auswirkungen auf die Sohlschubspannungen auszugehen.

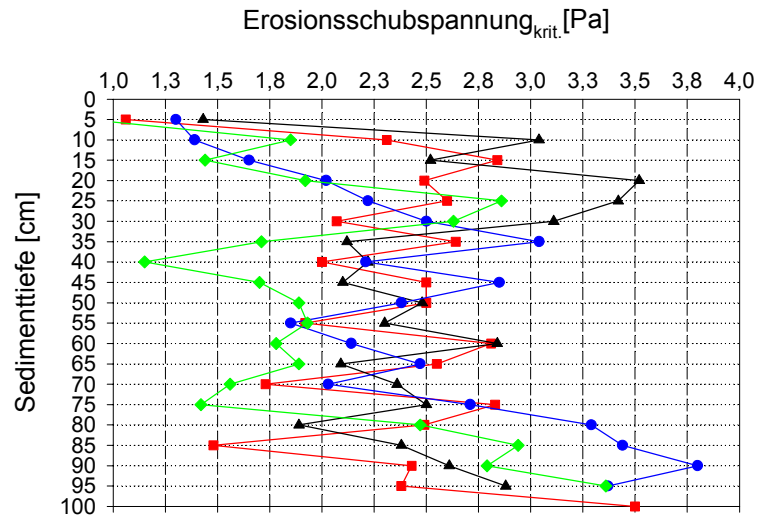
*Stauhaltung Gamsheim:* Für die Stauhaltung Gamsheim war es anhand der vorliegenden Daten nicht möglich, die Gesamtheit der Fläche zu bestimmen, in der kohäsive potentiell belastete Sedimente vorzufinden sind. Aus diesem Grunde wurde die Abschätzung des HCB-Austrags nur auf den Bereich der Probenahme beschränkt, mit der Folge das der HCB-Austrag aus der Stauhaltung Gamsheim vermutlich unterschätzt wird.

*Stauhaltung Iffezheim:* Auf Grund der oben beschriebenen Lage der Probenahmestelle der Landesanstalt für Umweltschutz Karlsruhe (LfU) zur Bestimmung der HCB-Gehalts der Schwebstoffe wird ausschließlich der Probenahmebereich auf der rechten Rheinseite in die Abschätzung mitaufgenommen. Inwieweit die weitaus größeren Sedimentablagerungen der linken Rheinseite im Bereich des Wehrkanals mit zu den Ergebnissen der Messungen der LfU beitragen, kann nicht näher quantifiziert werden. Sie werden deshalb, um einen Vergleich mit den gemessenen Daten der LfU zu zuzulassen, aus den Berechnungen ausgeschlossen. Folglich kann auch in der Stauhaltung Iffezheim davon ausgegangen werden, dass die HCB-Austräge vermutlich unterschätzt werden.

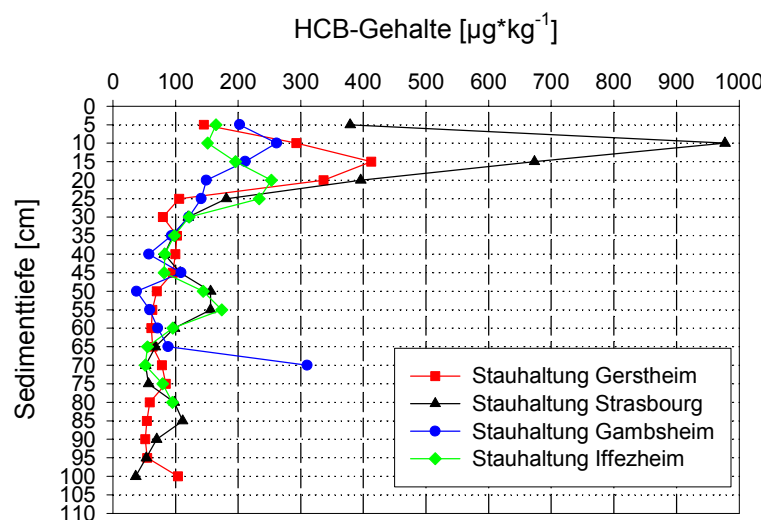
Aus den oben ausgeführten detaillierten Erklärungen zu den einzelnen Stauhaltungen und Tabelle 8.13 ergibt sich zusammenfassend folgendes:

- (1) Es wurden ausschließlich Flächen in den jeweiligen Staustufen in die Berechnung eingeschlossen, bei denen durch die Probenahmekampagne bekannt war, dass sie kohäsive Feindedimente enthalten
- (2) Flächen, die nicht zu der gemessenen Fracht beitragen können (Sedimentablagerungen im Wehrkanal Iffezheim), wurden aus der Abschätzung ausgenommen
- (3) Für alle Stauhaltungen (Ausnahme Stauhaltung Marckolsheim) wurde für die gesamte Fläche, auf der der HCB-Austrag ermittelt wurde, jeweils ein einziges Tiefenprofil der kritischen Erosionsschubspannung und der HCB-Kontamination verwendet. Dieses ergab sich aus den Mittelwert der vorher auf äquidistante Abschnitte (5 cm) interpolierten Profile der Messkampagnen.

Wie aus Abbildung 8.36 zu entnehmen, liegen die Abflüsse in der Stauhaltung Iffezheim in gleichen Zeiträumen über denen des Pegels Rheinfeldern. Dies ist auf Grund der zusätzlichen Abflussspenden durch mehrere Rheinseitenflüsse erklärbar. Für die Abschätzungen wurden jedoch für alle Stauhaltungen (Ausnahme Stauhaltung Iffezheim) mit dem Abflusshydrographen des Pegels Rheinfeldern gearbeitet. Für die Stauhaltungen Gamsheim bedeutet dies, dass mit geringeren als den tatsächlich auftretenden Abflüssen gerechnet wird. Hierdurch werden die im betrachteten Zeitraum vorkommenden Sohlschubspannungen unterschätzt und ein geringeres erodiertes Sedimentvolumen und ein geringerer HCB-Austrag ermittelt.



**Abbildung 8.37:** Tiefenprofile der kritischen Erosionsschubspannung der Stauhaltungen Gerstheim, Strasbourg, Gamsheim und Iffezheim – Mittelwerte (Tiefeninterpoliert auf äquidistante Abschnitte)



**Abbildung 8.38:** Tiefenprofile der HCB-Gehalte der Stauhaltungen Gerstheim, Strasbourg, Gamsheim und Iffezheim – Mittelwerte (Tiefeninterpoliert auf äquidistante Abschnitte)

In Abbildung 8.37 und 8.38 sind die so ermittelten Tiefenprofile der kritischen Erosionsschubspannung und der HCB-Kontamination dargestellt. Es zeigt sich, dass es insbesondere in den für die Remobilisierung wesentlichen oberen Sedimentschichten zu deutlichen Unterschieden in der Erosionsstabilität kommt. Die für die Stauhaltung Gamsheim und Iffezheim angesetzten Tiefenprofile weisen zwischen 5 und 25 cm klar geringere kritische Erosionsschubspannungen auf. Die kritischen Erosionsschubspannungen der Stauhaltungen Gerstheim und Strasbourg dagegen nehmen ab 5 cm Tiefe sprunghaft auf bis zu 2,75 Pa (Stauhaltung Gerstheim) bzw. 3,50 Pa (Stauhaltung Strasbourg) zu. Ab einer Tiefe von 30 cm liegen in allen Stauhaltungen die kritischen Erosionsschubspannungen in einem Bereich zwischen 2 und 3 Pa. Eine Ausnahme bildet hier die Stauhaltung Iffezheim mit verringerten kritischen Erosionsschubspannungen zwischen 35 und 50 cm. Erst in einer Tiefe von über 75 cm unterscheiden sich alle Tiefenprofile wieder deutlicher voneinander.

Ähnlich den Tiefenprofilen der kritischen Erosionsschubspannung unterscheiden sich auch die Profile der HCB-Gehalte. Die wesentlichen Unterschiede treten in den ersten 25 cm auf. Der Spitzenwert der Stauhaltung Strasbourg mit knapp unter  $1000 \mu\text{g}\cdot\text{kg}^{-1}$  übersteigt dabei den nächstkleineren Spitzenwert der Stauhaltung Gerstheim um das 2-fache. Die Stauhaltungen Gamsheim und Iffezheim zeigen in den ersten 25 cm HCB-Gehalte zwischen 100 und  $300 \mu\text{g}$  und liegen damit klar unter den HCB-Gehalten der Stauhaltungen Gerstheim und Strasbourg. Unterhalb von 25 cm zeigen alle vier Stauhaltungen weitestgehend übereinstimmende Verläufe der HCB-Gehalte im Tiefenprofil mit Werten im Mittel unter  $100 \mu\text{g}\cdot\text{kg}^{-1}$ . Zwischen 50 und 60 cm Tiefe kommt es nochmals zu einer Abweichung der einzelnen Tiefenprofile. Die HCB-Gehalte der Stauhaltungen Iffezheim und Strasbourg nehmen hier auf ca.  $150 \mu\text{g}\cdot\text{kg}^{-1}$  zu.

Die sich aus den Tiefenprofilen der kritischen Erosionsschubspannung, HCB-Gehalte und den in Tabelle 8.13 genannten Randbedingungen ergebenden geschätzten HCB-Austräge für die einzelnen Stauhaltungen sind in Tabelle 8.14 aufgezeigt.

Stauhaltung	Fläche	HCB-Austrag [kg]	Einordnung des Ergebnisses
Marckolsheim	54496	5	Unterschätzung
Gerstheim	178060	14	„Richtige Größenordnung“
Strasbourg	230206	23	„Richtige Größenordnung“
Gamsheim	68250	6	„Deutliche Unterschätzung“
Iffezheim	35845	3	„Deutliche Unterschätzung“
<b>Summe</b>		<b>51</b>	<b>Unterschätzung</b>

**Tabelle 8.14:** Rechnerisch geschätzte HCB-Austräge aus den Stauhaltungen Marckolsheim, Gerstheim, Strasbourg, Gamsheim und Iffezheim im Zeitraum 12.5.99 bis 25.5.1999

Stauhaltung Strasbourg bringt hierbei den größten Austrag an HCB mit 23 kg, gefolgt von der Stauhaltung Gerstheim mit 14 kg. Die Stauhaltungen Marckolsheim, Gamsheim und Iffezheim bringen mit 5 kg und 6 kg bzw. 3 kg ähnliche HCB-Austräge, so dass sich in der Summe ein Austrag von 51 kg ergibt. Es muss jedoch deutlich gemacht werden, dass ein direkter quantitativer Vergleich der Austräge der einzelnen Stauhaltungen nicht zulässig ist, da nur für die Stauhaltungen Gerstheim und Strasbourg anhand der Sohlpeilungen die Gesamtheit der Fläche mit kohäsivem resuspendierbarem Material identifiziert werden konnte. Ein qualitativer Vergleich der HCB-Austräge macht jedoch durchaus Sinn. Die Stauhaltung Strasbourg weist hierbei zum einen mit rund  $230000 \text{ m}^2$  die größte Fläche auf und hat zudem in den oberen Sedimentschichten mit knapp unter  $1000 \mu\text{g}\cdot\text{kg}^{-1}$  die weitaus höchsten HCB-Gehalte. Gleiches gilt für die Stauhaltung Gerstheim, die zwar mit ihren Spitzenwerten hinter denen der Stauhaltung Strasbourg zurückbleibt, jedoch noch immer Spitzenwerte über  $300 \mu\text{g}\cdot\text{kg}^{-1}$  aufweist. Mit rund  $180000 \text{ m}^2$  hat sie eine ca.  $50000 \text{ m}^2$  kleinere kontaminierte Fläche als die Stauhaltung Strasbourg, bei in etwa gleichem Tiefenprofil der kritischen Erosionsschubspannung. Somit ergibt der qualitative Vergleich der Ergebnisse dieser beiden Stauhaltungen ein plausibles Bild. Gleiches gilt für die Einordnung der Ergebnisse der Stauhaltungen Gamsheim und Iffezheim, sowohl gegenüber den Stauhaltungen Gerstheim und Strasbourg, als auch untereinander. Beide haben mit rund  $68000$  bzw.  $36000 \text{ m}^2$  deutlich geringere kontaminierte Flächen mit HCB-Spitzenwerten in den oberen Sedimentschichten von rund  $250 \mu\text{g}\cdot\text{kg}^{-1}$ . Bei ähnlichen Verläufen der Tiefenprofile der kritischen Erosionsschubspannungen ist eine Halbierung des HCB-Austrages zwischen der Stauhaltung Gamsheim und Iffezheim bei in etwa halbierten Berechnungsflächen ein realistisches Ergebnis.

Die Stauhaltung Marckolsheim kann hinsichtlich ihrer kritischen Erosionsschubspannungen, HCB-Gehalte etc. nicht so einfach mit den Daten der übrigen Stauhaltungen verglichen werden, da bei der Stauhaltung Marckolsheim als Fallstudie eine wesentlich differenzierte Herangehensweise vorliegt (Kapitel 8.5). Der Austrag von 5 kg ordnet sich dennoch unter Beachtung der Fläche in die vorhandenen Ergebnisse ein und bestätigt sie.

Um die „Richtigkeit“ der Abschätzungen der HCB-Austräge aus den Stauhaltungen des Oberrheins zu überprüfen und damit zusammenhängend die Frage zu klären, inwieweit die in der Stauhaltung Iffezheim gemessenen HCB-Frachten durch die Remobilisierung von HCB aus (Alt-)Sedimenten zu erklären sind, muss ein Vergleich der berechneten und der gemessenen Frachten erfolgen.

Auf der Basis der genannten Annahmen und Vorinformationen kommt es durch das Abflussgeschehen zwischen dem 12.5.1999 und dem 25.5.1999 in der Summe aus den Stauhaltungen Marckolsheim, Gerstheim, Strasbourg, Gamsheim und Iffezheim zu einem berechneten HCB Austrag von 51 kg. Im Vergleich dazu wurde im gleichen Zeitraum an der Stauhaltung Iffezheim eine HCB-Fracht von 145,78 kg gemessen (Tabelle 8.12).

	<b>HCB-Fracht Stauhaltung Iffezheim (gemessen) [kg]</b>	<b>HCB-Fracht Summe MKH, GH, SB, GBH und IFF (geschätzt) [kg]</b>
HCb-Fracht	145,78	51
Belastungssituation	1999	2000/2001
Abflusszeitraum	12.5. – 25.5.1999	12.5. – 25.5.1999
Einordnung des Ergebnisses	Unterschätzung	Unterschätzung

**Tabelle 8.15:** Vergleich der berechneten (Belastungssituation 2000/2001) und der an der Stauhaltung Iffezheim im Zeitraum 12.5. – 25.5.1999 gemessenen HCB-Frachten

Es zeigt sich, dass die berechnete HCB-Fracht in etwa um den Faktor 3 niedriger liegt als der gemessene Wert, wobei beide Werte den tatsächlichen Wert unterschätzen (Tabelle 8.15). Das Maß der Unterschätzung kann hier nicht näher eingegrenzt oder quantifiziert werden. Der um mindestens einen Faktor 3 zu geringe geschätzte Wert offenbart zudem, dass die Varianten IV bis IX mit insgesamt höheren HCB-Kontamination nicht unrealistisch sind. Weitere Gründe für die abweichenden Werte geschätzter und gemessener HCB-Frachten sind:

- (1) Die Stauhaltung Rheinau (Schlingenlösung) wird, da nicht im Untersuchungsprogramm vorhanden, nicht berücksichtigt, d.h. der ihr zuzurechnende Anteil an der HCB-Fracht fehlt
- (2) Es wird bei der Abschätzung mit HCB-Daten gerechnet, wie sie sich zum Zeitpunkt der Probenahmen in den Jahren 2000 und 2001 darstellten. Über die Belastungssituation zum Zeitpunkt des realen Hochwassers im Jahre 1999 kann keine Aussage gemacht werden. Möglicherweise war das durch das Hochwasser im Frühjahr 1999 erodierte Sediment höher belastet und führte daher zu höheren HCB-Frachten in der Stauhaltung Iffezheim.
- (3) In den Stauhaltungen Gamsheim und Iffezheim wird nicht die gesamte Fläche mit resuspendierbarem Sediment in die Abschätzung miteinbezogen, d.h. die tatsächlichen HCB-Austräge aus diesen Stauhaltungen liegen über den geschätzten.

Die Frage, ob gemessene HCB-Frachten während eines Hochwassers ausschließlich durch die Remobilisierung von (Alt-)Sedimenten erklärbar sind, oder ob noch andere Quellen in Betracht gezogen werden müssen kann hier nicht endgültig beantwortet werden. Grund hierfür ist die nicht näher zu quantifizierende HCB-Gesamtfracht, d.h. wie weit die HCB-Gesamtfracht unterschätzt wird. Erst mit einer verlässlichen Messung der HCB-Gesamtfracht (repräsentative Erfassung auch der Korngrößen über 60  $\mu\text{m}$  und Messung im Wehrbereich der Stauhaltung Iffezheim) ist eine Einordnung der berechneten HCB-Fracht und mithin die Beantwortung der Frage möglich.

Mit Sicherheit gesagt werden kann jedoch zum einen, dass die berechnete HCB-Fracht einen absoluten Minimalwert darstellt, da

- (1) nicht die gesamte Fläche mit resuspendierbarem und potentiell kontaminierten Sediment in die Berechnung miteinbezogen wurde
- (2) das Auftreten von Bereichen stark erhöhter Kontamination noch nicht abschließend geklärt ist

Zum anderen, unter Beachtung der o.g. Gründe die zu einem Abweichen zwischen berechneter und gemessener HCB-Fracht führen, dass die mit der entwickelten Berechnungsmethode ermittelten HCB-Austräge plausibel sind.

Zusammenfassend können folgende wesentliche Ergebnisse der rechnerischen Abschätzung des partikulär gebundenen HCB- Austrags genannt werden:

- (1) Erst ab Abflüssen über  $3000 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$  kommt es zu nennenswerten Austrägen von Sediment und darin enthaltenen Hexachlorbenzol
- (2) Eine Verlängerung bzw. Reduzierung der Einwirkdauer von Abflüssen hoher Intensität erhöht bzw. erniedrigt den Austrag von Sedimenten und darin enthaltenen Hexachlorbenzol nachweislich
- (3) Die Diskrepanz zwischen gemessenen und berechneten HCB- Frachten lässt, trotz der Einschränkungen durch notwendige Annahmen, weitere höher belastete HCB-Bereiche in den Stauhaltungen des Oberrheins vermuten
- (4) Die Frage, ob eine Erklärung der an der Stauhaltung Iffezheim gemessene HCB-Frachten während eines Hochwassers durch die Remobilisierung von (Alt-)Sedimenten in den Stauhaltungen des Oberrheins möglich ist, kann nicht endgültig beantwortet werden

Folglich wären weitere Untersuchungen mit einer für geostatistische Methoden ausreichend große Grundgesamtheit an Probenahmepunkten wünschenswert, um einen flächendeckenden Datensatz zu erhalten. Eine Intensivbeprobung einer der Stauhaltungen am Oberrhein wäre in diesem Zusammenhang eine Möglichkeit und würde eine Präzisierung der in diesem Projekt erarbeiteten Aussagen bzgl. der Remobilisierung von Hexachlorbenzol ermöglichen.

## Kapitel 9

### 9 Schlussfolgerungen und Ausblick

An dieser Stelle sollen die aus den Ergebnissen der vorliegenden Arbeit zu ziehenden Schlussfolgerungen sowohl für weitere ingenieurwissenschaftliche Arbeiten und Überlegungen als auch für den in der Praxis nötigen Umgang mit der Hexachlorbenzol-Problematik am Oberrhein aufgezeigt werden. Gleichzeitig soll ein Ausblick auf notwendigerweise durchzuführende weitere Verbesserungen der experimentellen Versuchsstände gegeben und Ansätze zur Lösung von in dieser Arbeit nicht endgültig zu klärenden Zusammenhängen und auftretenden Fragestellungen präsentiert werden.

Hierbei ergeben sich die Folgenden wesentlichen übergeordneten Schwerpunkte, für die neue Erkenntnisse erzielt wurden und die Eingang in zukünftige Arbeiten auf den Gebieten der Erosionsstabilität und des Transports kohäsiver Gewässersedimente finden sollten:

- (1) Aspekte für die experimentelle Bestimmung von Erosionsstabilitäten kohäsiver Gewässersedimente und deren Implementierung in numerische Modelle und deren Konsequenz für das Sedimentmanagement
- (2) Stauhaltungen am Oberrhein als Quelle für Hexachlorbenzolbelastungen

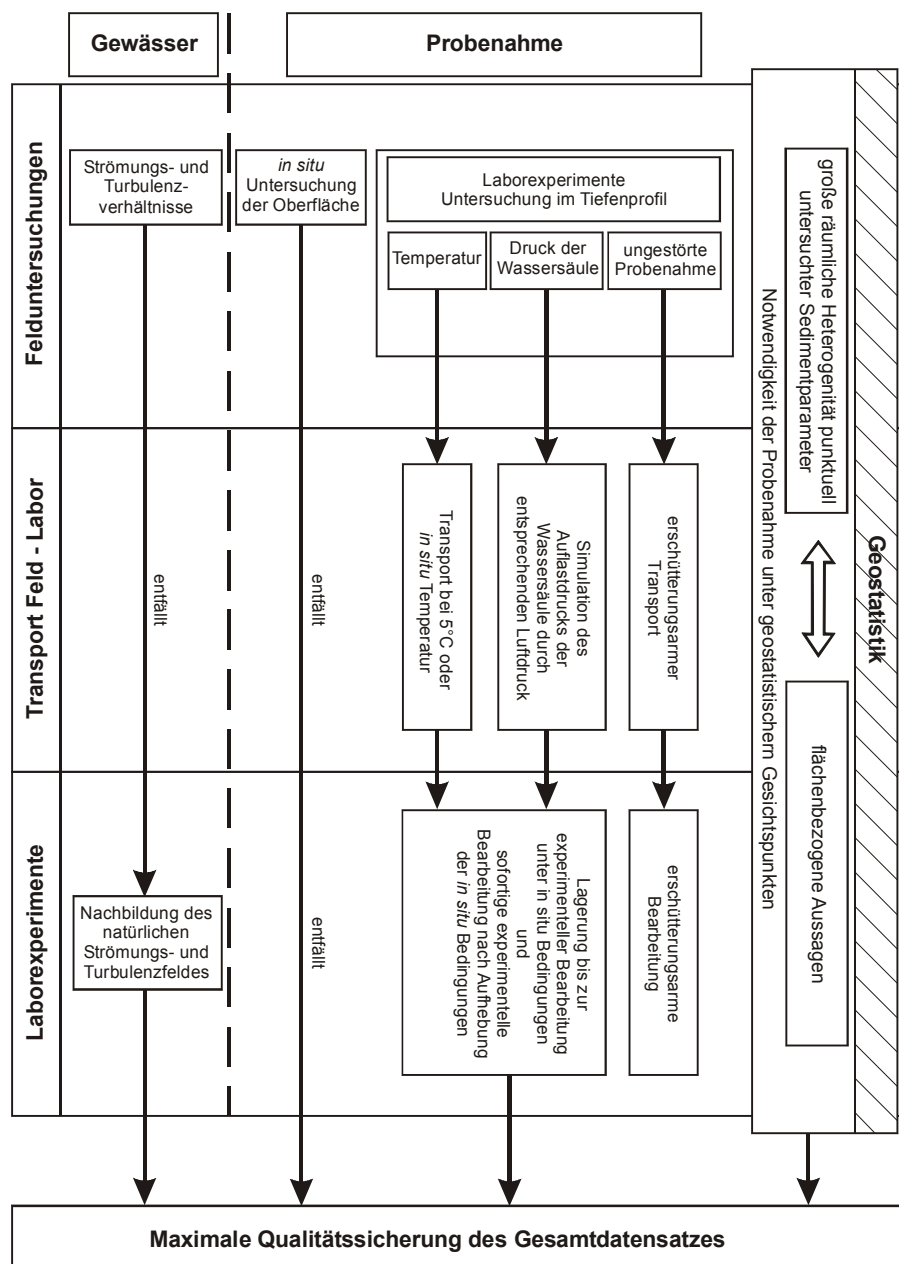
#### 9.1 Aspekte für die experimentelle Bestimmung der Erosionsstabilität kohäsiver Gewässersedimente und deren Konsequenz für das Sedimentmanagement

##### 9.1.1 Konsequenzen für die experimentelle Prozessforschung

Aus Mangel an eindeutigen theoretischen und mathematisch fassbaren Zusammenhängen sind für die ingenieurwissenschaftliche Praxis experimentelle Daten unerlässlich. Aus diesem Grunde ist es (1) weiterhin erforderlich, den Grundlagenfragen der Abhängigkeit der Erosionsstabilität kohäsiver Gewässersedimente von verschiedenen chemischen, physikalischen und biologischen Parametern nachzugehen und (2) die experimentellen Daten in Zukunft exakter, effizienter und nachvollziehbarer aufnehmen zu können. Hierbei spielt gerade die Effizienz eine nicht zu unterschätzende Rolle, da die experimentelle Erhebung der Daten für jeden Standort immer neu durchgeführt werden muss, denn die Erosionsstabilität ist nicht nur hoch komplex, sondern auch in starkem Maße ortsspezifisch. Für alle angesprochenen Punkte ist das Potential an Verbesserungen und Annäherung der Experimente an natürliche Verhältnisse noch lange nicht ausgeschöpft.

In diesem Zusammenhang stellt das in dieser Arbeit entwickelte SEDCIA-System einen erheblichen Schritt in Richtung einer automatisierten direkten Erosionsratenbestimmung an ungestörten natürlichen Sedimenten dar und liefert verlässliche Eingangsdaten für numerische Modelle. Im Vergleich zu anderen Methoden der Erosionsratenbestimmung ist das SEDCIA-System unabhängig von der Erfahrung des Bearbeiters, wie das System nach LICK (2001) [65] und es umgeht Nachteile, die sich ergeben, wenn Erosionsraten über Trübungsmessungen [96] vollzogen werden. Erosionsraten können vielmehr objektiv, d.h. nachvollziehbar und direkt während des Erosionsprozesses als Volumenänderung bestimmt werden.

Zudem bietet es durch zeitliche Auflösung der Messwertenerfassung von bis zu drei Sekunden und die Erfassung des Erosionsprozesses in Form von Bilderserien die Möglichkeit, den Erosionsprozess zeitlich und räumlich sehr differenziert zu betrachten. Bedingt durch die komplexe Natur der Erosion sind diese Maßgaben zu fordern, um nach Ablauf des Experiments noch die Möglichkeit der Auswertung unter verschiedenen Fragestellungen zu haben. Im Vergleich zu *in situ* Methoden besteht sicherlich, wie bei allen Labormethoden, der Nachteil, dass die Garantie einer absolut ungestörten Sedimententnahme und einer unverändert im Labor ankommenden Probe nicht gegeben werden kann. Gegenüber *in situ* Methoden, die mit Trübungsmessungen arbeiten, besteht jedoch der Vorteil, dass Vertikalprofile des Beginns der Sedimentbewegung aufgenommen und die experimentellen Randbedingungen gezielt verändert werden können.



**Abbildung 9.1:** Konzept für eine erforderliche Qualitätssicherung bei der Gewinnung von Daten zur Erosionsstabilität kohäsiver Gewässersedimente



Daher ist mit der Entwicklung des SEDCIA-System ein deutlicher wissenschaftlicher Fortschritt auf dem Weg hin zur weiteren Erforschung der Erosionsstabilität kohäsiver Gewässersedimente gelungen.

Dieser Schritt, hin zur direkten Bestimmung an ungestörten natürlichen Sedimenten ist umso wichtiger, als dass der Vergleich der Ergebnisse von homogenisierten (mit diesen wird in der Literatur in der Mehrzahl gearbeitet) und natürlichen ungestörten Sedimenten gezeigt hat, dass die Ergebnisse nur bedingt übertragbar sind. Durch die experimentelle Arbeit mit ungestörten natürlichen Sedimenten ergeben sich Konsequenzen für die Entnahmen, den Umgang und die Bearbeitung ungestörter Sedimentproben, ebenso wie für die Verwertbarkeit der experimentellen Ergebnisse.

In Abbildung 9.1 ist ein Konzept dargestellt, das nach den Ergebnissen dieser Arbeit eine maximale Qualitätssicherung des zur Ermittlung der Erosionsstabilität bei verschiedenen Abflüssen notwendigen Gesamtdatensatzes ermöglicht.

Es hat sich gezeigt, dass die Qualität der erhobenen Daten nicht nur an der Qualität der Sedimentproben festgemacht werden darf, sondern dass auf Grund der großen räumlichen Homogenität, weitestgehend aller wichtigen Sedimentparameter, die punktuelle Probenahme unter geostatistischen Gesichtspunkten bedeutsam für eine spätere flächenbezogene Gesamtaussage ist. Diese ist nicht nur für die eigentliche Probenahme zu fordern, sondern bezieht sich im Falle von Laborexperimenten auch auf die Untersuchung des Sedimentkerns im Tiefenprofil. Als besonders kritisch für die Qualität der einzelnen Sedimentkerne haben sich die Temperatur, der Druck der überstehenden Wassersäule [bei Probenahmen in Wassertiefen über fünf Metern] und das notwendige Vorliegen ungestörter Sedimentkerne herausgestellt. Als einen wesentlichen Anspruch an den Umgang mit kohäsiven Sedimentproben während Entnahme, Transport und Bearbeitung im Laborexperiment muss daher formuliert werden, dass die genannten Parameter entsprechend Abbildung 9.1 behandelt werden.

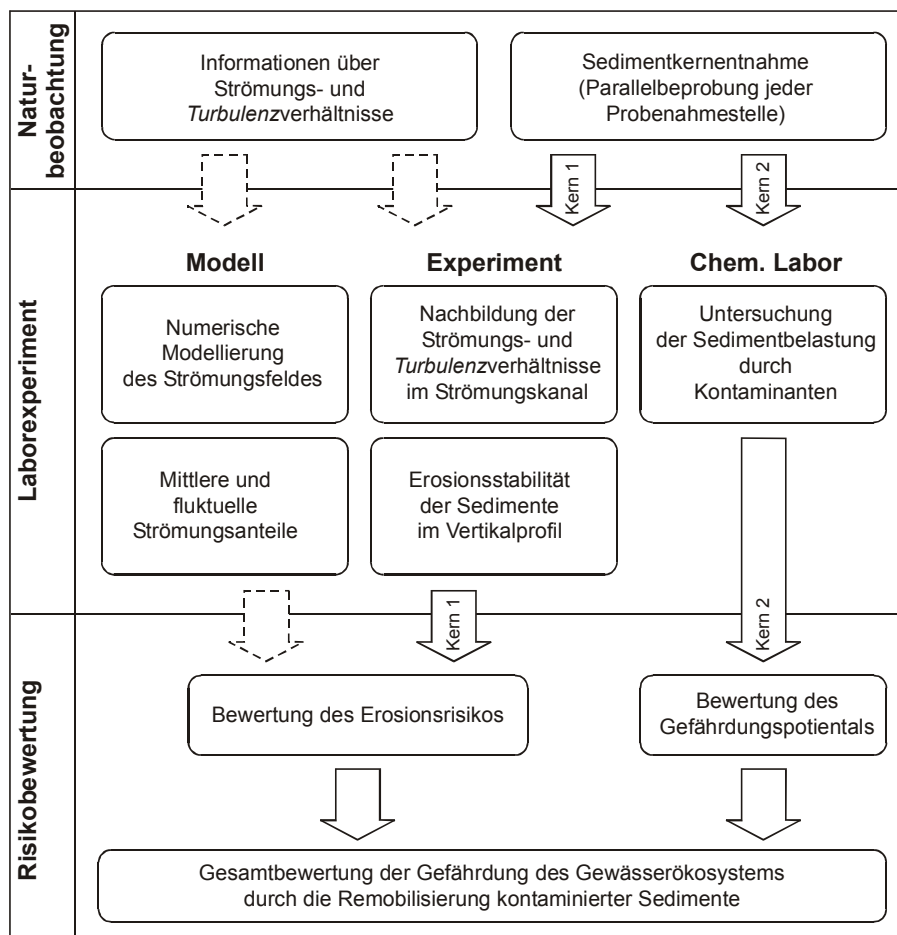
### **9.1.2 Konsequenzen für die Verwertbarkeit der experimentellen Ergebnisse**

Trotz der Einschränkungen bei der Übertragbarkeit von an homogenisierten Sedimenten gewonnenen Ergebnissen auf natürliche ungestörte Sedimente wird die Arbeit mit homogenisierten natürlichen Sedimenten auch in Zukunft eine wesentliche Möglichkeit sein, um weitere Grundlagen über die Abhängigkeit der Erosion kohäsiver Sedimente von verschiedenen Parametern zu gewinnen. Nur hiermit können standardisierte Untersuchungsbedingungen geschaffen werden, unter denen sicher gestellt werden kann, dass bestimmte Versuchsparameter definiert und getrennt voneinander variiert werden können. Es muss jedoch klar sein, dass an homogenisierten Sedimenten zwar qualitativ und mit Einschränkungen auch quantitativ gezeigt werden kann, ob ein bestimmter Parameter positiven oder negativen Einfluss auf die Erosionsstabilität hat, jedoch können diese Erkenntnisse auf Grund mannigfaltiger Wechselwirkungen unterschiedlichster Parameter am natürlichen Sediment nicht einfach übertragen werden. Diese Schlussfolgerungen müssen aus den Ergebnissen, z.B. der Untersuchungen zum Einfluss der Lagerungsdichte (bei homogenisierten Sedimenten konnte ein Einfluss belegt werden, der bei ungestörten Sedimente nicht nachgewiesen bzw. durch andere Parameter überdeckt wurde) gezogen werden.

Das Untersuchungen an homogenisierten Sedimenten aber auch Schlussfolgerungen und Forderungen für zukünftige Experimente zulassen, beweisen in dieser Arbeit die Ergebnisse

- (1) über den Einfluss der Turbulenz auf den Erosionsprozess
- (2) über die Veränderung der Erosionsraten bei verschiedenen Skalen
- (3) über die Veränderung der Erosionsraten in Raum und Zeit

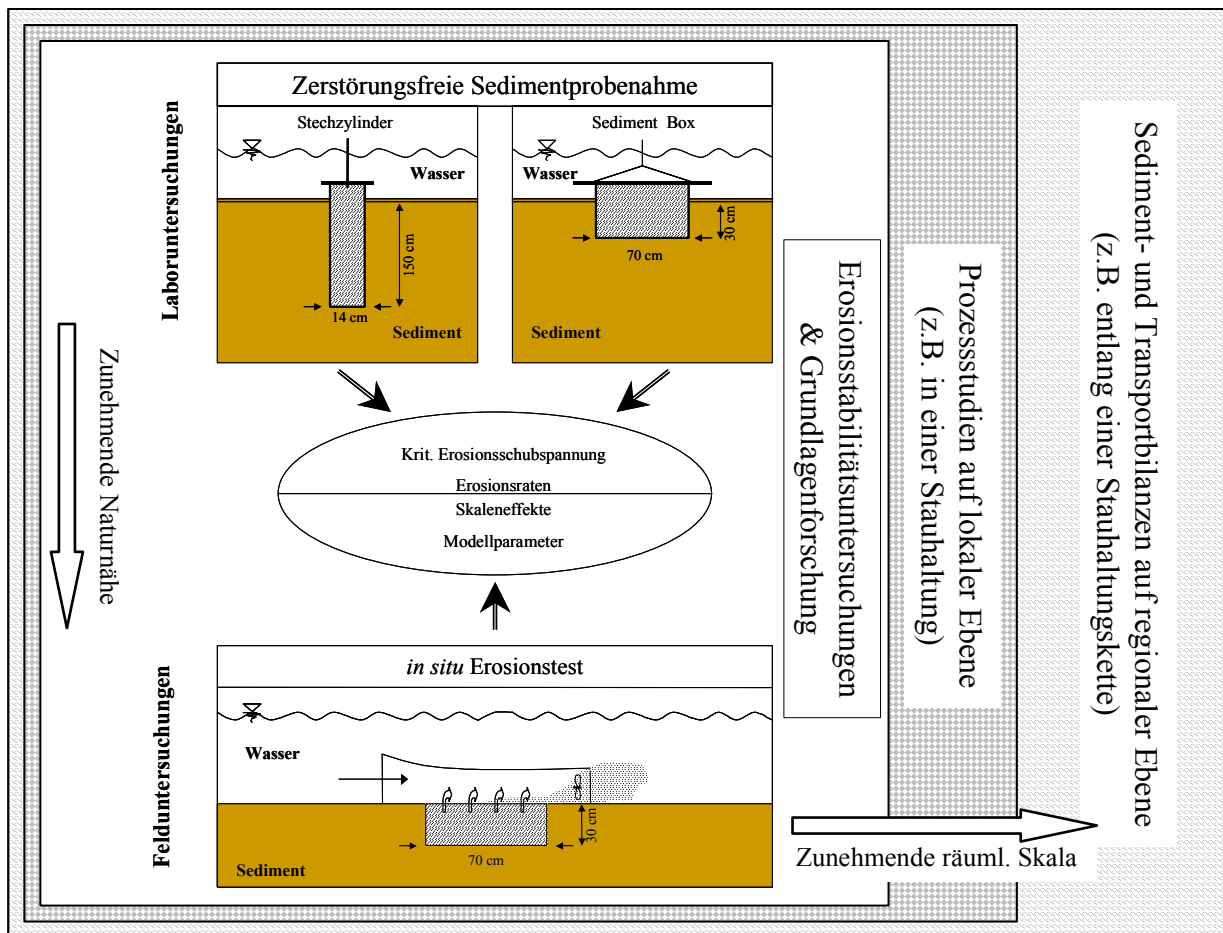
Im Hinblick auf die in dieser Arbeit erfolgte Erosionsrisikoanalyse ist zu fordern, dass in anstehenden Analysen oder Forschungsprojekten nicht nur die auf die Sedimente einwirkenden Kräfte tiefengemittelt reproduziert werden, sondern es müssen die sohnahen turbulenten Strömungsverhältnisse stärker als bisher eingebunden werden. Entsprechend Abbildung 9.2 könnte ein Modellkonzept dann aussehen. Aufbauend auf Abbildung 9.1 nutzt Abbildung 9.2 in Naturbeobachtungen und Laborexperimenten Daten, wie sie entsprechend einer maximalen Qualitätssicherung des Gesamtdatensatzes gewonnen wurden.



**Abbildung 9.2:** Konzept zur Ermittlung des Erosionsrisikos bzw. eines Gesamtgefährdungspotentials kontaminierter Gewässersedimente unter Beachtung der Variabilität der Strömungskräfte

Um möglichst naturnahe Verhältnisse im Experiment nachbilden zu können, müssen daher Überlegungen angestellt werden, wie die Turbulenzverhältnisse mit aufgenommen werden können, d.h. wie turbulente Sohlschubspannungsverhältnisse im Feldversuch so charakterisiert werden können, dass sie im Laborversuch nachzubilden sind. Hierzu wäre der Einsatz von Laser-Doppler-Messungen zur Ermittlung der turbulenten Strömungsverhältnisse im Feldversuch denkbar.

Mithin besteht dann die Aufgabe darin, durch Einbau turbulenzzeugender Hilfsmittel (z.B. Lochgitter) die Verhältnisse in der Natur nachzubilden. Hierbei kommt es sowohl auf die mittlere turbulenzbedingte Sohlschubspannung als auch auf die Amplitude an, die in Laborapparaturen z.B. durch Heissfilmsonden ermittelt werden können. Das die notwendigen Modifikationen am für diese Arbeit benutzten SETEG-System möglich sind, hat diese Arbeit bewiesen. Im derzeitigen Versuchsaufbau können die Einflüsse der Turbulenz nicht genügend berücksichtigt werden. Nach Auswertung der Literatur trifft dies auch auf Fremdergebnisse zu, bei denen ebenfalls die Turbulenzverhältnisse der Natur nicht nachgebildet werden.



**Abbildung 9.3:** Schematische Erosionstest-Triade zur Untersuchung der Einflüsse von Laborexperimenten, Skalenprobleme usw. auf den Beginn der Sedimentbewegung (verändert nach WESTRICH & SCHMID (2003) [107])

Ein weiterer Faktor, den es bei allen Laborexperimenten bei denen die Natur nachgebildet wird, zu untersuchen und zu beachten gilt, ist der Skaleneffekt. Im Falle des SETEG- und SEDCIA-Systems bedeutet dies konkret zu hinterfragen, inwieweit ein „*upscaling*“ der Daten zum Bewegungsbeginn und der Erosionsraten auf die Natur zulässig ist. Über die Möglichkeiten, die sich hierzu bieten, geht aus dieser Arbeit die in Abbildung 9.3 schematisch dargestellte Methodik hervor.

Durch die Implementierung eines Tools zur Veränderung der Flächengröße, auf der im SEDCIA-System die Erosionsraten bestimmt wird, bietet sich die Gelegenheit das Skalenproblem anhand des immergleichen Erosionsvorganges, d.h. unter Ausschluss ergebniseinschränkender Randbedingungen, zu untersuchen. In dieser Arbeit konnte nachgewiesen werden, dass die Messdateneffekte mit zunehmender Flächengröße abnahmen, welches sich durch abnehmende Schwankungen der Erosionsraten und Annäherung an einen „Endwert“ ausdrückte. Da im SETEG-System, durch technische und bauliche Zwänge bedingt, eine „unendliche“ Ausweitung der Testfläche nicht möglich ist, muss in Zukunft der Frage nachgegangen werden, inwieweit sich dieser Endwert bei weiterer Ausdehnung der Fläche möglicherweise noch verändern wird. Folglich ist es notwendig, weitere Untersuchungen mit größeren Testflächen durchzuführen. Für eine erste Überprüfung steht hierzu zukünftig am Institut für Wasserbau Stuttgart eine Rinne bereit, in der ungestörte Sediment mit einer Fläche von 70\*30 cm auf ihre Erosionsstabilität hin getestet werden können, wodurch gegenüber dem SETEG-Versuchsstand eine Vergrößerung der Testfläche um den Faktor 14,5 erreicht wird. Durch das in Kürze fertiggestellte *in situ* System nach WESTRICH & SCHMID et al. (2003) [107] kommt dann zudem noch eine Methode hinzu, die den Beginn der Sedimentbewegung im Feld bestimmt und somit den Vergleich zwischen Labor- und Felduntersuchungen zulässt. Hierdurch werden Ergebnisse sowohl hinsichtlich des Skalenproblems als auch in Bezug auf die Bestimmung von Modellparametern für beispielweise Sedimenttransportmodelle erwartet.

Durch den Vergleich der SETEG- / SEDCIA-Versuchsstandergebnisse mit den Ergebnissen „größerer“ Flächen bzw. den Ergebnissen aus *in situ* Versuchsständen ist nur ein erster Schritt getan. Um zum einen die erhobenen Punktdaten in die Fläche übertragen zu können und zum anderen die *allgemeine* Übertragbarkeit der an kleinen Flächen ermittelten Daten auf die Naturebene überprüfen zu können, bedarf es der Kopplung von:

- (1) Ergebnissen aus Experimenten (SETEG/SEDCIA – Sedimentbox – *in situ* Gerät)
- (2) Feldbeobachtungen
  - a) lokale
  - b) regionale
- (3) Modellberechnungen

Im *Speziellen* für die Stauhaltungen am Oberrhein ist zu fordern, dass die auf lokaler Ebene (in einer einzelnen Stauhaltung) durchgeführten problemspezifischen Prozessstudien, sowie die kleinskaligen Laborergebnisse anhand von regionalen Untersuchungen, d.h. anhand von Sediment- und Transportbilanzen kalibriert bzw. verifiziert werden. Hierzu wären Messungen, der während eines Hochwasserereignisses transportierten Sedimentmengen, oberhalb (im Bereich Weil am Rhein) und unterhalb der Stauhaltungskette am Oberrhein (Stauhaltung Iffezheim) notwendig. Um das Transportverhalten zwischen den Stauhaltungen zu bestimmen wären zudem Messungen nach jeder Stauhaltung bzw. nach Maßnahmen zur Reduzierung des Abflussvolumens (Polder etc.) wünschenswert.

So würde eine Datenlage geschaffen, die (1) ein gesichertes „*upscaling*“ von Daten aus Laborexperimenten ermöglicht und (2) auf Grundlage weiterer Felduntersuchungen die Entwicklung von Modellen zur Vorhersage des Sediment- und Kontaminantentransports am Oberrhein durchführbar werden lässt.

### 9.1.3 Konsequenzen für das praktische Sedimentmanagement am Beispiel der Hexachlorbenzolbelastung am Oberrhein

Nach den Ergebnissen dieser Arbeit müssen die Stauhaltungen am Oberrhein, mit ihren teils starken Sedimentablagerungen im Oberwasser der Wehre, als deutliche Quelle für Hexachlorbenzolverunreinigungen des Rheins bei Hochwasser benannt werden. Durch die in Stauhaltungen wie Marckolsheim, Gerstheim und Strasbourg neben mittleren Kontaminationen zwischen 100 und 400  $\mu\text{g}\cdot\text{kg}^{-1}$  ebenso zu findenden erheblichen Kontaminationen von 1500  $\mu\text{g}\cdot\text{kg}^{-1}$  bis zu knapp unter 4000  $\mu\text{g}\cdot\text{kg}^{-1}$  (Zielvorgabe der Internationalen Kommission zum Schutz des Rheins: 40  $\mu\text{g}\cdot\text{kg}^{-1}$ ) besteht eine bedeutendes Potential für die Remobilisierung großer Mengen Hexachlorbenzols (HCB) im Falle eines Hochwassers. Durch diese Arbeit konnte anhand der Stauhaltung Marckolsheim nachgewiesen werden, dass explizit diese Stellen hoher Belastung einen ganz entscheidenden Einfluss auf die Menge an ausgetragenen HCB haben und nicht wegen ihres punktuellen Auftretens in einer Beurteilung der Belastungssituation vernachlässigt werden dürfen. Auf Grund der sich aus Kombination von zufallsverteilten und untersuchungsbedingten Notwendigkeiten ergebenden Probenstellenverteilung können für die Stauhaltungen am Oberrhein keine Aussagen gemacht werden, inwieweit neben den nachgewiesenen Stellen hoher Belastung noch weitere „Kontaminationsherde“ innerhalb einer Stauhaltung existieren. Für die Stauhaltung Marckolsheim ist es jedoch, fußend auf die Verteilung der Stellen hoher Belastung über den gesamten Sedimentrücken, nicht unwahrscheinlich, dass noch weitere solcher Stellen vorliegen. Für die Bewirtschaftung des Oberrheins in Hinblick auf die HCB-Problematik bedeutet dies, dass im Falle eines Hochwassers vermutlich mit deutlich mehr als den für beide Szenarienhochwässer auf Grundlage aller Messdaten ermittelten Austräge zu rechnen ist.

Ein Vergleich der berechneten Mengen an HCB, die durch ein Hochwasser (mit der Intensität des Hochwassers aus dem Frühjahr 1999) aus den Oberrheinstauhaltungen bei der jetzigen Belastungssituation ausgewaschen würden, mit den Messergebnissen der Landesanstalt für Umweltschutz Karlsruhe (LfU, Karlsruhe) während des Hochwassers 1999, lässt weitere Schlussfolgerungen für die ingenieurwissenschaftliche Praxis zu. Wobei ein Vergleich von Daten (LfU, Karlsruhe), die aus einer Belastungssituation heraus entstanden sind, wie sie sich 1999 darstellte, mit berechneten Daten auf Grundlage einer Belastungssituation von 2001 mit Einschränkungen behaftet ist.

Es besteht eine erhebliche Diskrepanz zwischen gemessenen (145,78 kg) und berechneten HCB-Frachten (51 kg), von in etwa dem Faktor 3. Hierbei ist noch nicht berücksichtigt, dass die Messungen der LfU Karlsruhe vermutlich die HCB-Fracht nicht repräsentativ erfasst haben, da zum Zeitpunkt der Messung neuere Erkenntnisse über den Transport von HCB am Oberrhein, der an größeren Partikeln geschieht, noch nicht bekannt waren. Somit liegen die tatsächlichen Frachten für das Hochwasser 1999 mutmaßlich höher. Unter Beachtung, dass die berechneten Daten die HCB-Austräge aus den Stauhaltungen ebenfalls unterschätzen und für die Stauhaltung Rheinau keine Daten vorliegen, ist es wahrscheinlich, dass zum einen insgesamt höhere HCB-Frachten transportiert wurden und zum anderen eine deutliche Differenz zwischen gemessenen und berechneten HCB-Frachten verbleibt.

Grund für diese Differenz ist sicherlich zum einen, dass von unterschiedlichen Belastungssituationen ausgegangen wurde. Da aber durch das Hochwasser 1999 rezente Sedimentauflagen und im Vergleich zu den derzeit vorliegenden älteren Sedimenten vermutlich geringer belastete Sedimente aus den Stauhaltungen entfernt wurden, erscheint die Differenz eher noch bemerkenswerter. Es bleibt somit zu klären, woher die quantitativ nicht exakt festzumachenden „fehlenden“ HCB-Mengen stammen. Um diese Lücke zu schließen, gibt es nach den Erkenntnissen dieser Arbeit im Wesentlichen zwei Möglichkeiten. Wie die Rechnungen in Kapitel 8.3 gezeigt haben, erhöht sich unter Annahme weiterer Probenahmestellen mit erhöhten HCB-Konzentrationen die ausgetragene HCB-Menge deutlich. Es ergibt sich daher, dass weitere „Kontaminationsherde“ innerhalb einer Stauhaltung in Betracht gezogen werden müssen. Unter den Annahmen, dass (1) das Verbot der Emission von HCB in die Umwelt eingehalten wird, es somit keine Punktquellen mehr für HCB im Rhein gibt und somit (2) gemessene HCB-Frachten ausschließlich durch den Rhein selber „aufgebracht“ werden, kann die Differenz zwischen gemessenen und berechneten HCB-Frachten zudem auch als Hinweis auf weitere, bisher unbekannte Kontaminationsquellen außerhalb der Stauhaltungen interpretiert werden.

Um endgültig verifizieren zu können, ob die unterschiedlichen HCB-Frachten aus Rechnung und Messung in weiteren Kontaminationsherden innerhalb der Stauhaltungen oder durch Quellen außerhalb begründet sind, ist in der Praxis ausschließlich durch neue und abweichend von dieser Untersuchung angelegten Probenahmen und Messungen möglich. Für diese Probenahmen ergeben sich verschiedene Forderungen. Bedingt durch die große Heterogenität der HCB-Belastung in allen Oberrheinstauhaltungen ist für zukünftige Untersuchungen zu verlangen, dass mit einer für geostatistische Auswertungen ausreichende Grundgesamtheit an Probenahmestellen zu arbeiten ist. Hierbei sollte eine Kombination für die spezifische Prozessforschung der Focus auf eine Stauhaltung erfolgen, um durch eine Konzentration der Mittel (finanziell und experimentell) wichtige Grundlagenfragen nach Bindung, Verteilung und Menge an Kontaminanten, sowie die Größe der Sedimentablagerung und dessen Erosionsstabilität eindeutig klären zu können. Um die tatsächlichen HCB-Frachten während eines Hochwassers zu klären, ist zu fordern, dass es während des Hochwassers im Längsprofil des Oberrheins zu repräsentativen Messungen der für den HCB-Transport verantwortlichen Korngrößen kommen muss. Zudem sind Schwebstofffrachten mit Korngrößenverteilungen unerlässlich für weitergehende Beurteilungen. Eine Klärung der HCB-Problematik am Oberrhein ist nur durch Kombination von lokalen und regionalen Untersuchungen möglich.

Des Weiteren wichtig für die praktische Beurteilung und Gefahrenabwehr durch in Sedimentablagerungen enthaltenen Kontaminanten verschiedener Art ist, dass es erst ab einem Abfluss von  $3000 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$  zu deutlicher Erosion in den Oberrheinstauhaltungen kommt, d.h. erst oberhalb dieser Abflüsse ist mit einer möglichen Schadstoffmobilisierung aus den Stauhaltungen heraus und den davon ausgehenden Gefahrenpotentialen zu rechnen. Dies ist in sofern von Bedeutung, als dass es auf Grundlage von Abflusshauptwerten eine Risikoeinordnung ermöglicht. Für ein zu überlegendes Monitoring-Konzept für den Oberrhein könnte dieser Abflusswert zum Beispiel ein in zwei Phasen ( $< 3000 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$  und  $> 3000 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$ ) gestaffeltes Konzept zur Folge haben. Im Hinblick auf zu ergreifende Maßnahmen (Baggerungen, Sohlstabilisierungen etc.) zur Lösung der HCB-Problematik am Oberrhein bleibt abzuwarten, welche Ergebnisse die geforderten weiteren Untersuchungen bringen.

## Kapitel 10

### 10 Zusammenfassung

In u.a. staugeregelten Flüssen, Häfen oder Bühnenfeldern ist die mit der Sedimentation von Schwebstoffen einhergehende Akkumulation von Schadstoffen ein bekanntes und verbreitetes Problem. Hierbei kommt es auf Grund der in den letzten Jahrzehnten deutlich verbesserten Gewässerqualität oftmals zu einer Zunahme der Kontaminantenbelastung des Sediments mit der Tiefe, d.h. wenig belastete rezente Sedimente haben die höher belasteten (Alt-)Sedimente überdeckt. Aus dieser Situation heraus ergeben sich mögliche Gefahrenpotentiale für das Gewässerökosystem, wenn es durch extreme Abflussereignisse zu einer durch Resuspension des Sediments bedingten Remobilisierung der Kontaminanten kommt. Auf Grund der Europäischen Wasserrahmenrichtlinie (EU-WRRL) von 22.12.2003 und der Bedeutung vor dem Hintergrund des Klimawandels wurde daher in den Jahren 2000 bis 2003 durch die Internationale Kommission zum Schutz des Rheins (IKSR) auf Grundlage eines EU-Ministerbeschlusses Untersuchungen zum Reuspensionsrisiko von Sedimentablagerungen in ausgewählten Stauhaltungen des Rheingebietes und seiner Nebenflüsse durchgeführt. Ziel dieser Untersuchung war es, die Gefahr einer hydraulischen Remobilisierung kontaminierter Sedimente bei Hochwasser beurteilen zu können. Im Rahmen dieses Projektes wurde die vorliegende Arbeit angefertigt, dessen Ergebnisse im Folgenden kurz zusammengefasst werden. Die Arbeit leistet einen Beitrag zur Quantifizierung und zum besseren Verständnis des Erosionsverhaltens natürlicher Sedimente in Abhängigkeit verschiedener Parameter und unter realitätsgetreuen Belastungssituationen. Sie bietet darüber hinaus erstmalig eine direkte Möglichkeit zur objektiven, genauen und reproduzierbaren Messung von Sedimenterosionsraten an natürlichen ungestörten Sedimenten. Zudem wurden gestützt auf theoretische, experimentelle und numerische Untersuchungen Berechnungen des Sediment- und Hexachlorbenzolaustrags für zwei Szenarienhochwässer aus der Stauhaltung Marckolsheim durchgeführt.

Nach Einführung in die Problematik (Kapitel 1) wird in Kapitel 2 ein Konzept zur Bewertung von Sedimentkontaminationen vorgestellt, wie es in dieser Arbeit verfolgt wird. Hierin wird Definition eines Risikos in Zusammenhang mit Sedimentkontaminationen geklärt, ebenso wie die Rolle der EU-WRRL und die sich daraus ergebenden weitreichenden Folgen für die Gewässerbewirtschaftung. Die für eine Risikobewertung von Gewässersedimenten notwendigen theoretischen Grundlagen der Erosion werden in Kapitel 3 vorgestellt. Hierin eingeschlossen sind erforderliche experimentelle Labor und *in situ* Methoden sowie die zugehörigen Einflussfaktoren und deren mögliche modellhafte Beschreibung. Kapitel 4 und 5 stellen die in dieser Arbeit zur Bestimmung der Erosionsstabilität (SETEG-System Kapitel 4) und der Erosionsraten (SEDCIA-System Kapitel 5) verwendeten experimentellen Labormethoden detailliert in Theorie und Anwendung vor. Darüber hinaus wird die während dieser Arbeit entwickelte SEDCIA-Methode zur direkten Bestimmung von Erosionsraten in Kapitel 5 dazu genutzt, das Erosionsverhalten von Gewässersedimenten in Abhängigkeit verschiedener physikalischer Parameter (u.a. Lagerungsdichte, Temperatur und Turbulenz) aufzuzeigen. Natürliche ungestörte Sedimentkerne werden dazu herangezogen, den Einfluss und das komplexe Zusammenspiel verschiedenster Sedimentparameter, welches sich unter natürlichen Ablagerungsbedingungen ergibt, aufzuzeigen. Sich aus diesen Untersuchungen ergebende Widersprüche zu Untersuchungen anderer Wissenschaftler werden dargelegt und Konsequenzen bzw. Lösungsmöglichkeiten beschrieben.

Kapitel 6 erläutert das in dieser Arbeit zur Modellierung der Strömungsverhältnisse benutzte zweidimensionale numerische Modell FESWMS-2DH [24] und gibt eine Übersicht über derzeit gängige weitere numerische Strömungsmodelle. Weiterhin werden die Grundlagen des Feinsedimenttransportes erläutert. Ein in dieser Arbeit entwickeltes Erosionsmodell zur Berechnung des Sediment- und Kontaminantenaustrags aus einer Stauhaltung wird in Kapitel 7 erläutert. In Kapitel 8 werden anhand einer Fallstudie über die Stauhaltung Marckolsheim am Oberrhein die in den vorhergehenden Kapitel erläuterten theoretischen Grundlagen und neuen Methoden angewandt mit dem Ziele eine Risikobewertung der Remobilisierung kontaminierter Sedimente durchzuführen und die Einflüsse verschiedener Sedimentparameter auf die Erosionsstabilität natürlicher Sedimente zu untersuchen. Außerdem werden die Sediment- und Hexachlorbenzolausträge exemplarisch für zwei Szenarienhochwässer ermittelt. In Kapitel 9 werden die aus wissenschaftlicher und praktischer Sicht wesentlichen Schlussfolgerungen gezogen.

Als wesentliche Ergebnisse dieser Arbeit lassen sich herausstellen:

Das primäre dieser Arbeit lag darin, eine objektive, genaue und reproduzierbare Methode zu entwickeln, welche es ermöglicht, Erosionsraten direkt und ohne in den Erosionsprozess von außen eingreifen zu müssen, zu bestimmen. Dieses Ziel ist mit Entwicklung des SEDCIA-System (Sediment Erosion Rate Detection by Computerised Image Analysis) [112] gelungen. Der Versuchsstand ist ein Zusatzmodul für das bereits existierende SETEG-System (Strömungskanal zur Ermittlung der tiefenabhängigen Erosionsstabilität von Gewässersedimenten) [47]. Mit dem SETEG-System können Sedimentkerne mit einem Durchmesser von 13,5 cm und einer maximalen Länge von 150 cm bei Sohlschubspannungen zwischen 0,49 und 9,04 Pa auf ihre Erosionsstabilität hin tiefenabhängig untersucht werden. Das SEDCIA-System arbeitet auf Grundlage der Bildauswertung von auf eine Sedimentoberfläche projizierten Laserlinien, deren Positionsänderung durch die Sedimenterosion in Verbindung zu einem Sedimentvolumenverlust gesetzt werden kann. Hierbei ist bei der Volumenermittlung lediglich mit maximalen Fehlern von 2,80 % zu rechnen und mit einer hohen Reproduzierbarkeit der Ergebnisse. Bei Wiederholungsmessungen an homogenisierten Sedimentkernen wurden in Abhängigkeit von der angelegten Sohlschubspannung Bestimmtheitsmaße zwischen  $r^2 = 0,75$  (2Pa) und  $r^2 = 0,98$  (6Pa) gefunden. Erosionstiefen von maximal 1,20 cm können bestimmt werden, bei einer maximalen, technisch bedingten zeitlichen Auflösung von 3 Sekunden. Einschränkungen bestehen hinsichtlich der Schwierigkeit kontrastarme Momentaufnahmen auszuwerten, die in Abhängigkeit von der Erosionsform zumeist jedoch bei Kornerosion auftreten können.

Der um das SEDCIA-System erweiterte SETEG-Versuchsstand wurde im zweiten Teil der Arbeit genutzt, um anhand von ungestörten sowie homogenisierten Sedimenten aus der Stauhaltung Marckolsheim Zusammenhänge zwischen verschiedenen physikalischen Parameter (Lagerungsdichte, Temperatur, Korngrößen, Gasgehalten und Turbulenz) und der Erosionsstabilität zu durchleuchten.

#### Homogenisierte natürliche Sedimentkerne

*Lagerungsdichte* Zusammenhänge zwischen der Lagerungsdichte und den Erosionsraten konnten bis zu einer Sohlschubspannungen von 3 Pa nachgewiesen werden. Hier ergaben sich negative Korrelationen zwischen  $r = 0,95$  (1 Pa) und  $r = 0,76$  (3 Pa), die der bei diesen Sohlschubspannungen über die Fläche gleichmäßig auftretenden Kornerosion zugeschrieben werden.



Mit steigenden Sohlschubspannungen lösen sich die Zusammenhänge vollständig auf, welches auf den weitestgehend nicht mehr vorhersagbar verlaufenden Prozess der Massenerosion zurückgeführt wird. In der Literatur auch noch bei höheren Sohlschubspannungen beschriebene Zusammenhänge können nicht bestätigt werden.

*Temperatur* Es konnte ein deutlich negativer Einfluss steigender Sedimenttemperatur auf die Erosionsstabilität nachgewiesen werden. Die Verläufe der Erosionsraten bei gleicher Temperatur und zunehmender angelegter Sohlschubspannung lassen sich durch eine Exponentialfunktion der Form  $y = y_0 + ae^{bx} + ce^{dx}$  mit Bestimmtheitsmaßen von  $r^2 > 0,95$  approximieren und es kommt zu Steigerungen der Erosionsraten gegenüber einem Referenzkern (5 °C) von bis zu maximal 187 %. Gründe für die steigenden Erosionsraten bei steigender Sedimenttemperatur sind die Herabsetzung interpartikulärer Bindungskräfte und die vermehrte Gasbildung durch die thermisch angeregte mikrobielle Biomasse.

*Turbulenz* Durch Lochgitter erzeugte und mit einer Heißfilmsonde detektierte Turbulenz zeigt deutliche Auswirkungen auf die Erosionsraten. Mit zunehmender Turbulenz und steigendem Abfluss steigen die Erosionsraten und lassen sich durch eine Exponentialfunktion der Form  $y = a * e^{bx}$  mit Bestimmtheitsmaßen von  $r^2 > 0,95$  beschreiben. Die zur Beurteilung der Turbulenz maßgeblichen Werte sind die mittlere Sohlschubspannung  $\bar{\tau}_{0,eff}$  und die Amplitude.

### Ungestörte natürliche Sedimente

Es hat sich bestätigt, dass die natürliche Feststoffzusammensetzung eine hoch komplexe Auswirkung auf die Erosionsstabilität hat und die an homogenisierten Sedimentkernen gefundenen Abhängigkeiten der Erosionsstabilität nur schwer auf natürliche Sedimentkerne zu übertragen sind. Parametern wie Lagerungsdichte, Korngröße oder Gasgehalt können Einflüsse auf die Erosionsstabilität nachgewiesen werden, ohne das es möglich ist, einen einzigen Sekundärparameter zu ermitteln, anhand dessen die Erosionsstabilität eindeutig abzuleiten wäre. Am besten ist die Erosionsstabilität von der Sedimenttiefe abzuleiten. Grund hierfür ist, dass der Parameter Sedimenttiefe viele weitere Parameter in sich vereint und somit als Summengröße angesehen werden kann. Zudem spielt die auf das Sediment wirkende Sohlschubspannung eine entscheidende Rolle. Mit zunehmender Sohlschubspannung lösen sich alle gefundene Abhängigkeiten zwischen verschiedenen Parametern und der kritischen Erosionsschubspannung auf und der Erosionsprozess nimmt einen „chaotischen“ nicht mehr vorhersagbaren Verlauf an.

Zudem wurden Skaleneffekte und der Verlauf der Erosionsraten mit der Zeit untersucht. Nachgewiesen wurde, dass Skaleneffekte mit wachsender Belastung des Sediments zunehmen und das es typische Verläufe der Erosionsraten mit der Zeit gibt, die sowohl system- als auch prozessbedingt sind.

Detaillierteres Wissen über die Zusammenhänge zwischen der Erosionsstabilität und physikalischen aber auch biologischen Sedimentparametern sind um so wichtiger, als sie Eingangparameter in Sedimenttransportmodelle sind. Eine Abschätzung über die Sohlveränderung durch zwei Szenarienhochwässer und die dadurch ausgetragene Menge an Hexachlorbenzol wurde für die Stauhaltung Marckolsheim durchgeführt. Die Werte für  $\tau_{krit}$  liegen zumeist zwischen 1 und 3 Pa mit Minima von 0,5 Pa und Maxima von über 8 Pa bei deutlichen Heterogenitäten in horizontaler, vertikaler und lateraler Richtung. In Übereinstimmung mit den Daten der Sedimenterosionsstabilität wurde für das Schadstoffinventar ebenso eine große Heterogenität in allen drei Raumrichtungen ermittelt.

Die Ergebnisse dieser Fallstudie und die gröberen Abschätzungen für die übrigen Oberrheinstauhaltungen wurden dann in Vergleich gestellt zu Messungen der HCB-Fracht während desselben Hochwassers in der Stauhaltung Iffezheim. Beantwortet werden sollte zum einen, welche HCB-Frachten durch ein Hochwasser der Intensität dessen aus dem Jahre 1999 (in etwa 100-jährig) zu erwarten ist. Zum anderen die Frage, ob die in der Stauhaltung Iffezheim gemessenen HCB-Frachten alleine durch die Resuspension belasteter (Alt-)Sedimente aus den Oberstrom liegenden Stauhaltungen erklärbar ist.

Aus den Abschätzungen ergaben sich mehrere Ergebnisse:

- Erst ab Abflüssen über  $3000 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$  kommt es zu nennenswerten Austrägen von Sediment und darin enthaltenen Hexachlorbenzol aus der Stauhaltung Marckolsheim
- Bedingt durch die räumliche Variabilität der HCB-Kontaminationen haben die Probenahmepunkte einen wesentlichen Einfluss auf die Güte der quantitativen Ermittlung des HCB-Austrags. Die ermittelten Austrägen aus der Stauhaltung Marckolsheim können, je nach Gewichtung der einzelnen Probenahmestellen zwischen 6 und 17 kg betragen.
- Die durch das Erosionsmodell für das 1999'er Szenarienhochwasser ermittelten HCB-Frachten (51 kg) liegen in etwa dreifach niedriger als die in der Stauhaltung Iffezheim gemessenen Frachten (145 kg). Auf Grund von Unsicherheiten bei der Ermittlung der berechneten HCB-Frachten, sowie neuen Erkenntnissen über das Transportverhalten von HCB am Oberrhein kann die oben gestellte Frage nach der Herkunft des HCB an dieser Stelle nicht entgültig geklärt werden. Festzuhalten bleibt jedoch, dass deutliche Mengen an HCB durch Hochwasserereignisse remobilisiert werden.

In dieser Arbeit wurden somit auf der Basis neuer Untersuchungsmethoden zur Bestimmung der Erosionsstabilität kohäsiver Gewässersedimente wesentliche neue Erkenntnisse diesbezüglich präsentiert und zur Ermittlung potentiell remobilisierbarer Kontaminanten aus den Oberrheinstauhaltungen heraus genutzt. Hierdurch konnten erstmalig Aussagen über das Gefährdungspotential von Hexachlorbenzol in den Oberrheinstauhaltungen gemacht werden und notwendige Anforderungen für zukünftige Untersuchungen und Monitoringprogramme aufgezeigt werden.

## Kapitel 11

### 11 Literaturverzeichnis

- [1] N. Abou-Seida, "Effect of temperature on channel resistance," *Journal of the Hydraulics Division*, vol. 103, pp. 251 - 263, 1977.
- [2] D. Adams, N. Fendinger, und D. Glotfelty, "Biogenic gas production and mobilization of in-place sediment contaminants by gas ebullition," in *Sediments: chemistry and toxicity of in-place pollutants*, vol. 3, R. Baudo, J. Giesy, und H. Muntau, Eds. Boston: Lewis Publishers, Inc., 1990, pp. 215-236.
- [3] J. R. L. Allen, *Principles of Physical Sedimentology*. London: George Allen & Unwin, 1985.
- [4] C. L. Amos, M. Brylinsky, T. F. Sutherland, D. O'Brian, S. Lee, und A. Cramp, "The stability of a mudflat in the Humber estuary, South Yorkshire, UK," in *Sedimentary Processes in the Intertidal Zone*, vol. 139, K. S. Black, D. M. Paterson, und A. Cramp, Eds. London: Geological Society, 1998, pp. 25-43.
- [5] K. Arulanandan, "Fundamental Aspects of Erosion of Cohesive Soils," *Journal of the Hydraulics Division*, vol. 101, pp. 635 - 639, 1975.
- [6] K. Ashida und M. Fujita, "Stochastic model for particle suspension in open channels," *Jap. Soc. Civ. Eng., J. Hydroscience and Hydraulic Engineering*, vol. 4, pp. 21-46, 1986.
- [7] ATV-DVWK, "Relevante Themenbereiche der WRRL - Handlungsbedarf aus Sicht der ATV-DVWK," Deutsche Vereinigung für Wasserwirtschaft, Abwasser und Abfall e.V., Henny 2003.
- [8] A. A. Ayelgn, Maryanto, E. Purba, J. Qithri, und Y. Zhaoxia, "Volume Measurements for risk assessment of contaminated aquatic sediment in erosion investigation," in *Fraunhofer-Institut für Techno- und Wirtschaftsmathematik*. Independent Study Kaiserslautern, 2001.
- [9] BAW, "Berechnungen von Wasserspiegellagen am Rhein/Stauhaltung Marckolsheim," Bundesanstalt für Wasserbau, Karlsruhe, Gutachten 1995.
- [10] W. Bechteler, "Hydromechanik des Feststofftransportes," in *Feststofftransport und Gewässerökologie - Möglichkeiten der Berechnung und Risikobewertung In: Mitteilungen des Instituts für Wasserbau und Wasserwirtschaft Band 90*, G. Rouvé, Ed. Sankt Augustin: Technische Hochschule Aachen, 1993.
- [11] BfG, "Untersuchungen zur Ermittlung des Gaspotentials von feinkörnigen Sedimenten aus Bundeswasserstraßen im Hinblick auf die Baggergutunterbringung," Bundesanstalt für Gewässerkunde Koblenz BFG - 1375, 2003.
- [12] K. S. Black, "Microbiological Factors Contributing the Erosion Resistance in Natural Cohesive Sediment," in *Cohesive Sediments*, N. Burt, R. Parker, und J. Watts, Eds. New York: John Wiley & Sons, 1997, pp. 231-241.
- [13] BMV, "Der Rhein von Rheinfelden bis zur Nordsee.-Wasserstraßenkarte," vol. BMV BW 27: Der Bundesminister für Verkehr, 1994.
- [14] J. M. Cees Kuijper, J. M. Cornlisse, und J. C. Winterwerp, "Research on erosion properties of cohesive sediments," *Journal of Geophysical Research*, vol. 94, pp. 341 - 355, 1989.
- [15] R. W. Christensen und B. M. Das, "Hydraulic erosion of remolded cohesive soils," in *Soil erosion: causes and mechanisms, prevention and control*, N. R. Council, Ed. Highway Research Board Special Rept. 135 Washington, 1973, pp. 8-19.
- [16] Delft3D, "Delft3D Functional Specification," Delft Hydraulics, Delft 2000.

- [17] DK, "Rheingütebericht 2000," Deutsche Kommission zur Reinhaltung des Rheins, Düsseldorf 2001.
- [18] T. Dreher, "Non intrusive measurement of particle concentration and experimental characterization of sedimentation," *Sonderforschungsbericht 404, Universität Stuttgart*, vol. 34, pp. 18, 1997.
- [19] I. G. Droppo, Y. L. Lau, and C. Mitchell, "The Effect of Depositional History on Contaminated Bed Sediment Stability," *The Science of The Total Environment*, vol. 266, pp. 7-13, 2001.
- [20] DVWK, "Methoden zur Erkundung, Untersuchung und Bewertung von Sedimentablagerungen und Schadstoffen in Gewässern," in *DVWK Schriften Heft 128*, vol. 128. Bonn: Deutscher Verband für Wasserwirtschaft und Kulturbau e.V., 1999.
- [21] DVWK, "Numerische Modelle von Flüssen, Seen und Küstengewässern," in *DVWK Schriften Heft 127: Deutscher Verband für Wasserwirtschaft und Kulturbau e.V.*, 1999.
- [22] EDF, "TELEMAC-3D Version 2.0 Note Theorique," Direction des Edutes et Recherches. HE - 42/94/031/B.
- [23] EU-WRRL, "Europäische Wasserrahmenrichtlinie - Richtlinie 2000/60/EG," Europäisches Parlament und der Rat der Europäischen Union <http://www.bmu.de/sachthemen/gewaesser/wasserrichtlinie.htm>, Brüssel 2000.
- [24] D. C. Froehlich, *Finite Element Surface-Water Modeling System: Two-Dimensional Flow in a Horizontal Plane Version 2 Users Manual*, vol. 2. Lexington, USA: U.S. Department of Transportation, 1989.
- [25] W. H. Graf, *Hydraulics of Sediment Transport*. New York: Mc Graw-Hill, 1971.
- [26] E. H. Grissinger, "Resistance of selected clay systems to erosion by water," *Water Resources Research*, vol. 2, pp. 131 - 138, 1966.
- [27] A. Gröngröft, M. Kussmaul, und G. Miehlich, "Auswirkungen der subaquatischen Baggergutunterbringung in ein geschlossenes Hafenbecken auf die Grundwasserbeschaffenheit (Rodewischhafen Hamburg)," Institut für Bodenkunde, Universität Hamburg, Hamburg November 1998 1998.
- [28] G. Gust, "Interfacial hydrodynamics and entrainment functions of currently used erosion devices," in *Cohesive Sediments*, N. a. P. Burt, R. and Watts, J., Ed. Chichester: J. Wiley and Sons, 1997, pp. 149-174.
- [29] I. Haag und B. Westrich, "Correlating Erosion Threshold and Physicochemical Properties of Natural Cohesive Sediment," presented at IAHR Congress, Beijing, 2001.
- [30] L. Hakanson und M. Jansson, *Principles of Lake Sedimentology*. Berlin: Springer Verlag, 1983.
- [31] L. Hamm, T. Chesher, M. Fettweis, und K. P. P. Pathirana, "An Intercomparison Exercise of Cohesive Sediment Transport Numerical Models," in *Cohesive Sediment*, N. Burt, R. Parker, und J. Watts, Eds. New York: John Wiley & Sons, 1997, pp. 449-458.
- [32] S. Hartmann, "Entwicklung einer Strategie zur in situ-Ermittlung der kritischen Erosionsgeschwindigkeit," in *Institut für Wasserwesen*. München, Dissertationsschrift, Mitteilungsheft Nr. 60: Universität der Bundeswehr München, Neubiberg, 1997.
- [33] U. Höfer, "Beginn der Sedimentbewegung bei Gewässersohlen mit Riffeln oder Dünen," Institut für Wasserbau, TH Darmstadt, Technische Berichte über Ingenieurhydrologie und Hydraulik 1984.
- [34] IKSR, "Hochwasserschutz am Rhein - Bestandsaufnahme," Internationale Kommission zum Schutz des Rheins, Koblenz 03.1997 1997.
- [35] IKSR, "Statusbericht Rhein 1997," Internationale Kommission zum Schutz des Rheins, Koblenz 1997.

- [36] IKSR, "Bestandsaufnahme der ökologisch wertvollen Gebiete am Rhein und erste Schritte auf dem Weg zum Biotopverbund," Internationale Kommission zum Schutz des Rheins, Koblenz 01.1998 1998.
- [37] IKSR, "Wirkungsabschätzung von Wasserrückhalt im Einzugsgebiet des Rheins," Internationale Kommission zum Schutz des Rheins, Koblenz 03.1999 1999.
- [38] IKSR, "Ökosystem Rhein," vol. 2003: Internationale Kommission zum Schutz des Rheins - <http://www.iksr.org/70ge.htm>, 2003.
- [39] IKSR, "Umweltverhalten von HCB," Internationale Kommission zum Schutz des Rheins Koblenz, Persönliche Mitteilung 2003.
- [40] R. Jepsen, J. McNeil, and W. Lick, "Effects of Gas Generation on the Density and Erosion of Sediments from the Grand River," *Journal of Great Lakes Research*, vol. 26, pp. 209 - 219, 2000.
- [41] R. Jepsen, J. Roberts, and W. Lick, "Effects of bulk density on sediment erosion rates," *Water, Air and Soil Pollution*, vol. 99, pp. 21-31, 1997.
- [42] C. Johansen, T. Larsen, and O. Petersen, "Experiments on erosion of mud from the Danish Wadden Sea," in *Cohesive Sediments*, N. a. P. Burt, R. and Watts, J., Ed. Chichester: J. Wiley and Sons, 1997, pp. 305-314.
- [43] P. A. Jumars und A. R. Nowell, "Effect of benthos on sediment transport: Difficulties with functional grouping," *Continental Shelf Research*, vol. 3, pp. 115-130, 1984.
- [44] A. Kandiah, "Fundamental aspects of surface erosion of cohesive soils - Ph.D thesis." Davis: University of California, 1974.
- [45] W. Kelly und R. Gularte, "Erosion resistance of cohesive soils," *Journal of the Hydraulics Division*, vol. 107, pp. 1211-1223, 1981.
- [46] U. Kern, "Transport von Schweb- und Schadstoffen in staugeregelten Fließgewässern am Beispiel des Neckars," in *Mitteilungen des Instituts für Wasserbau Heft 93*. Stuttgart: Institut für Wasserbau, Universität Stuttgart, 1997, pp. 209 S.
- [47] U. Kern, I. Haag, V. Schürlein, M. Holzwarth, und B. Westrich, "Ein Strömungskanal zur Ermittlung der tiefenabhängigen Erosionsstabilität von Gewässersedimenten: das SETEG-System," *Wasserwirtschaft*, vol. 89, pp. 72 - 77, 1999.
- [48] H. Klose, "Anthropogene Veränderungen des Oberrheins von 1820 bis zur Gegenwart," presented at Darmstädter Wasserbauliches Kolloquium 1995, Darmstadt, 1995.
- [49] H. Klose, "Persönliche Mitteilung," O. Witt, Ed. Freiburg, 2000.
- [50] B. G. Krishnappan und P. Engel, "Critical Shear Stresses for Erosion and Deposition of Fine Suspended Sediments of the Fraser River," in *Cohesive Sediments*, N. Burt, R. Parker, und J. Watts, Eds. New York: John Wiley & Sons, 1997, pp. 279-288.
- [51] R. B. Krone, "Flume studies of the transport of sediment in estuarine shoaling processes," 1962.
- [52] R. B. Krone, "Effects of Bed Structure on Erosion of Cohesive Sediments," *Hydraulic Engineering*, vol. 125, pp. 1297-1301, 1999.
- [53] C. Kuijper, J. M. Cornelisse, und J. C. Winterwerp, "Research on Erosive Properties of Cohesive Sediments," *J. Geophysical Research*, vol. 94, pp. 14341-14,350, 1989.
- [54] M. Kussmaul, A. Groengroeft, und H. Koethe, "Emmission of Porewater Compounds and Gases from the Subaquatic Sediment Disposal site " Rodewischhafen", Hamburg Harbour," *Terra et aqua*, vol. 69, pp. 14-19, 1997.
- [55] T. Kusuda, T. Umita, K. Koga, T. Futawatari, und Awaya, Y., "Erosional processes of fine cohesive sediments," *Water Sci. Technol.*, vol. 117, pp. 891-901, 1984.
- [56] J. Lambermont und G. Lebon, "Erosion of cohesive soils," *Journal of Hydraulic Research*, vol. 16, pp. 27-44, 1978.
- [57] B. S. Lartiges, S. Deneux-Mustin, G. Villemin, C. Mustin, O. Barres, M. Chamerois, M. Gerard, und M. Babut, "Composition, structure and size distribution of suspended

- particulates from the Rhine river," *Water Resources Research*, vol. 35, pp. 808-816, 2001.
- [58] Y. L. Lau und I. G. Droppo, "Influence of Antecedent Condition on Critical Shear Stress of Bed Sediment," *Water resources*, vol. 34, pp. 663-667, 2000.
- [59] Y. L. Lau, I. G. Droppo, und B. G. Krishnappan, "Sequential Erosion/Deposition Experiments-Demonstrating the Effect of Depositional History on Sediment Erosion," *Water Resources*, vol. 35, pp. 2767-2773, 2001.
- [60] J. W. Lavelle und H. O. Mofjeld, "An in situ erosion rate for a fine-grained marine sediment," *Journal of Geophysical Research*, vol. 89, pp. 6543-6552, 1984.
- [61] LfU, "Gütebericht 2000.- Entwicklung der Fließgewässerbeschaffenheit in Baden-Württemberg - chemisch-physikalisch-biologisch," Landesanstalt für Umweltschutz Baden-Württemberg, Karlsruhe 2001.
- [62] LfU, "Abflussganglinie am Pegel Rheinfelden (Schweiz) für das Jahr 1999," Landesanstalt für Umweltschutz Karlsruhe, Persönliche Mitteilung 2002.
- [63] LfU, "Deutsches gewässerkundliches Jahrbuch Rheingebiet, Teil I Hoch- und Oberrhein." Karlsruhe: Landesanstalt für Umweltschutz, Baden Württemberg, 1998, pp. 162.
- [64] W. Lick, J. Lick, und C. Ziegler, "The resuspension and transport of fine-grained sediments in lake Erie," *J. Great Lakes Res.*, vol. 20, pp. 599-612, 1994.
- [65] W. Lick und J. McNeil, "Effects of sediment bulk properties on erosion rates," *The Science of the Total Environment*, vol. 266, pp. 41-48, 2001.
- [66] W. Lick, X. Yao-Jun, und J. McNeil, "Resuspension properties of Sediments from the Fox, Saginaw, and Buffalo Rivers," *J. Great Lakes Res.*, vol. 21, pp. 257 - 274, 1995.
- [67] J. Maa, W. T. Shannon, C. Li, und C.-H. Lee, "In-situ measurement of the critical bed shear stress for erosion," *Environmental Hydraulics*, vol. 1, pp. 627 - 632, 1991.
- [68] P. A. Mantz, "Incipient Transport of Fine Grains and Flakes by Fluids - Extended Shields Diagram," *Journal of the Hydraulics Division*, vol. 103, pp. 601-615, 1977.
- [69] W. D. McComb, *The physics of fluid turbulence*, vol. 1. Oxford, 1990.
- [70] J. McNeil, C. Taylor, und W. Lick, "Measurements of erosion of undisturbed bottom sediments with depth," *J. Hydraulic Engineering*, vol. 122, pp. 316-324, 1996.
- [71] A. J. Mehta, "Laboratory studies on cohesive sediment deposition and erosion," in *Physical Processes in Estuaries*, W. van Leussen, Ed. Berlin: Springer Verlag, 1989, pp. 427-445.
- [72] A. J. Mehta, T. Parchure, J. Dixit, und R. Ariathurai, "Resuspension potential of deposited cohesive sediment beds," in *Estuarine Comparisons*, V. S. Kennedy, Ed. New York: Academic Press, 1982, pp. 591 - 609.
- [73] J. K. Mitchell, "Temperature effects on the engineering properties and behavior of soils," in *Effects of temperature and heat on engineering behavior of soils*, vol. Spec. Rep. 103, H. R. Board, Ed. Washington, D.C., 1969.
- [74] H. Mitchener und H. Torfs, "Erosion of mud/sand mixtures," *Coastal Engineering*, vol. 29, pp. 1-25, 1996.
- [75] V. Müller, D. Vorrath, A. Werner, und G. Witte, "Schubspannungscharakteristik des EROMES-Systems.-Messungen zur Hydrodynamik und Erosionsversuche mit Kaolinit," GKSS-Forschungszentrum Geesthacht, Geesthacht 1995.
- [76] I. Nezu und H. Nakagawa, *Turbulence in open-channel flows*. Rotterdam: A.A. Balkema, 1993.
- [77] T. M. Parchure und A. J. Mehta, "Erosion of soft cohesive sediment deposits," *J. Hydraulic Engineering*, vol. 111, pp. 1308-1327, 1985.
- [78] W. R. Parker, "On the charakterisation of cohesive sediment for transport modelling," in *Cohesive Sediments*, N. Burt, R. Parker, und J. Watts, Eds. Chichester: Wiley, 1997, pp. 175-186.

- [79] E. Partheniades, "Erosion and deposition of cohesive soils," *Amer. Soc. Civ. Eng., J. Hydraulics Division*, vol. HY 1, pp. 105-139, 1965.
- [80] E. Partheniades, J. F. Kennedy, R. J. Etter, and R. P. Hoyer, "Investigation of the depositional behavior of fine cohesive sediments in an annular rotating channel," *Hydrodynamics Lab.*, vol. 96, 1966.
- [81] D. M. Paterson, "Biological Mediation of Sediment Erodibility: Ecology and Physical Dynamics," in *Cohesive Sediments*, N. Burt, R. Parker, and J. Watts, Eds. New York: John Wiley & Sons, 1997, pp. 215-225.
- [82] E. Plate, "Erzeugung von Schwebstoffen," in *Feststofftransport und Gewässerökologie.- Möglichkeiten der Berechnung und Risikobewertung*, vol. 90, G. Rouvé, Ed. Aachen: Academia Verlag, 1992, pp. 47-62.
- [83] A. J. Raudkivi und D. L. Hutchinson, "Erosion of Kaolinite by flowing water," *Proceedings of the Royal Society of London*, vol. 337, pp. 537 - 554, 1974.
- [84] V. Ravisangar, K. E. Dennett, W. Sturm, und A. Amirtharajah, "Effect of Sediment ph on Resuspension of Kaolinite sediments," *Environmental Engineering*, vol. 127, pp. 531-538, 2001.
- [85] D. C. Rhoads und L. F. Boyer, "The effect of marine benthos on physical properties of sediments, a sucesional perspective," in *Animal-Sediment Relations*, P. L. McCall und M. J. Tevesz, Eds. New York: Plenum Press, 1982, pp. 3-52.
- [86] v. Rijn, "Mathematical modelling of suspended sediment in nonuniform flows," Publication No. 365 Delft Hydraulic Laboratory, Delft 1986.
- [87] P. Ruland, "Möglichkeiten der numerischen Simulation von Sedimentbewegungen in Flussniederungen," in *Feststofftransport und Gewässerökologie*, G. Rouvé, Ed. Aachen: Institut für Wasserbau und Wasserwirtschaft - Rheinisch-Westfälische Technische Hochschule Aachen, 1992.
- [88] P. Ruland, *Numerische Simulation des Sedimenttransports unter Verwendung eines objektorientierten Geographischen Informationssystems*, vol. 87: Academia Verlag, 1993.
- [89] P. Schachtschabel, H. Blume, G. Brümmer, K. Hartge, und U. Schwertmann, *Lehrbuch der Bodenkunde*, vol. 13. Stuttgart: Enke Verlag, 1992.
- [90] R. Scharf, "Design and testing of a small scale gamma-ray densiometer for in situ measurement of two-phase void fraction in subsurface soils," in *Institut für Wasserbau*. Universität Stuttgart: Stuttgart, 1995, pp. 16.
- [91] M. Schünemann und H. Kühl, "A device for erosion-measurements on naturally formed, muddy sediments: the EROMES-System," GKSS-Forschungszentrum Geesthacht 1991.
- [92] A. Shields, "Anwendung der Ähnlichkeitsmechanik und der Turbulenzforschung auf die Geschiebebewegung," Berlin 1936.
- [93] A. Simon, A. Curini, J. H. Hanson, und A. J. Collison, "The role of pore-water pressures and upward-directed seepage forces in the erosion of cohesive streambeds," presented at Joint Conference on Water Resources Engineering and Water Resources Planning and Management, Minneapolis, 2000.
- [94] V. Spork, J. V. Prochnow, J. Jahnke, und J. Köngeter, "Auswirkungen benthischer Mikroalgen auf die Erosion kohäsiver Sedimente," *Wasser und Boden*, vol. 52, pp. 21-26, 2000.
- [95] V. Spork, P. Ruland, und G. Rouve, "Laboruntersuchungen und Berechnungen zum Transportverhalten kohäsiver Sedimente," *Wasser und Boden*, vol. 47, pp. 24-28, 1995.
- [96] V. Spork, P. Ruland, B. Schneider, und J. Köngeter, "Das Kreisgerinne, ein Gerät zur Untersuchung der Transportvorgänge feiner Sedimente," *Wasserwirtschaft*, vol. 85, pp. 480-484, 1995.

- [97] SSG, "SMS Surface-Water Modeling System V 7.0," 7.0 ed. Sandy, Utah (USA): Scientific Software Group, 2001.
- [98] M. B. Sumer, L. H. C. Chua, N. S. Cheng, und J. Fredsoe, "Influence of turbulence on bed load sediment transport," *Journal of Hydraulic Engineering*, vol. 129, pp. 585-596, 2003.
- [99] M. F. C. Thorn und J. G. Parsons, "Erosion of cohesive sediments in estuaries: an engineering guide," in *Proceedings Third International Conference on Dredging Techniques, BHRA*, H. S. Stephens, Ed. Bordeaux Frankreich, 1980.
- [100] T. J. Tolhurst, K. S. Black, S. A. Shayler, S. Mather, I. Black, K. Baker, und D. M. Paterson, "Measuring the in situ erosion shear stress of intertidal sediments with the Cohesive Strength Meter (CSM)," *Estuarine Coastal Shelf Science*, vol. 49, pp. 281-294, 1999.
- [101] T. J. Tolhurst, R. Riethmüller, und D. M. Paterson, "In situ laboratory analysis of sediment stability from intertidal mudflats," *Continental Shelf Research*, vol. 20, pp. 1317-1334, 2000.
- [102] TSI, "Produktinformationen <http://www.tsi.com/>," TSI Incorporated, 2003.
- [103] G. Unsöld, "Der Transportbeginn rolligen Sohlmaterials in gleichförmigen turbulenten Strömungen - Eine kritische Überprüfung der Shields-Funktion und ihre experimentelle Erweiterung auf feinkörnige, nichtbindige Sedimente." Kiel: Dissertation Universität Kiel, 1984.
- [104] B. Westrich, "Fluvialer Feststofftransport - Auswirkungen auf die Morphologie und Bedeutung für die Gewässergüte," in *Habilitationsschrift - Schriftenreihe Wasser - Abwasser*, gfw, Ed. München, Wien, 1988.
- [105] B. Westrich und M. Juraschek, "Flow transport capacity for hydraulic research," presented at XXI IAHR Congress, Vol. 3, Melbourne, Australia, 1985.
- [106] B. Westrich und G. Schmid, "Entwicklung und Einsatz eines mobilen Gerätes zur in-situ Bestimmung der Erosionsstabilität kontaminierter Feinsedimente," Institut für Wasserbau.-Universität Stuttgart, Stuttgart 2003.
- [107] B. Westrich, G. Schmid, und O. Witt, "Comprehensive investigation on cohesive sediment erodibility by field and laboratory experiments," presented at XXX Congress IAHR (International Association of Hydraulic Engineering and Research) "Water Engineering and Research in a Learning Society", Thessaloniki, Greek, 2003.
- [108] B. Westrich und O. Witt, "Sampling and Investigation on Sediment Cores from Head Water Reservoirs of the Upper Rhine," presented at 4th International Rhine Conference The River, the Port an the Sea, Rotterdam, 2000.
- [109] D. H. Willis und B. G. Krishnappan, "Numerical modelling of cohesive sediment transport," presented at 9th International Symposium on the Interaction between Sediments and Water, Banff, Kanada, 2002.
- [110] O. Witt, M. Keller, D. ten Hulscher, M. Lehmann, und B. Westrich, "Untersuchungen zum Resuspensionsrisiko belasteter Sedimentablagerungen im Rhein," *Vom Wasser*, vol. 101, pp. 171 - 186, 2003.
- [111] O. Witt, M. Keller, D. ten Hulscher, und B. Westrich, "Untersuchungen zum Resuspensionsrisiko belasteter Sedimentablagerungen im Rhein," presented at Annual Meeting of the Water Chemical Society, Division of the GDCh, Stade, 2003.
- [112] O. Witt und B. Westrich, "Quantification of Erosion Rates for Undisturbed Contaminated Cohesive Sediment Cores by Image Analysis," *Hydrobiologia*, vol. 494 (1 - 3), pp. 271 - 276, 2003.
- [113] WRRL: <http://www.bmu.de/sachthemen/gewaesser/wasserrichtlinie.htm>, 2000.
- [114] WSA, "Persönliche Mitteilung (BDR H. Klose)," Wasser- und Schifffahrtsamt Freiburg 2000.



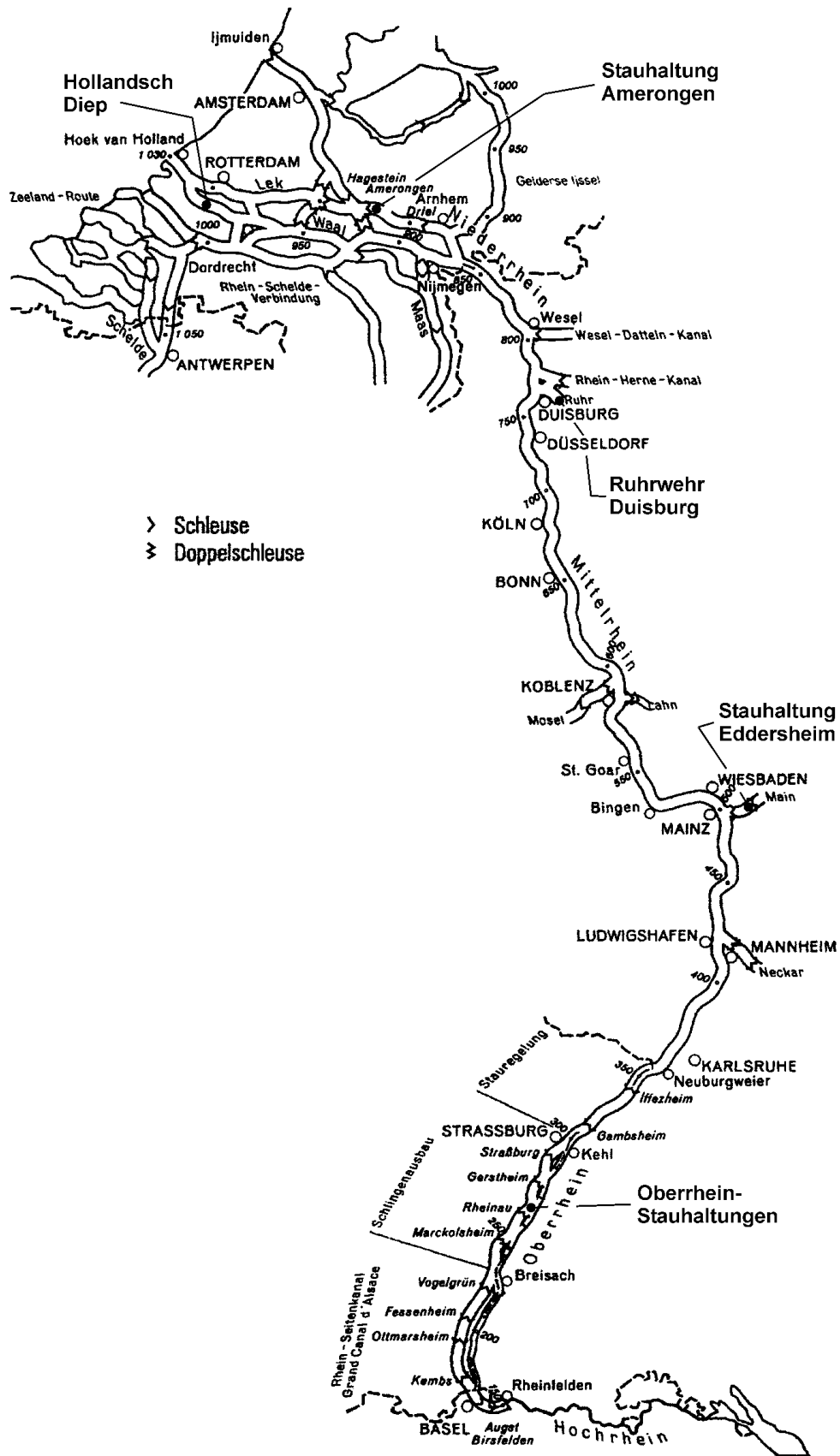
- [115] WSA, "Informationen über die Stauhaltungen am Oberrhein," Wasser- und Schifffahrtsamt Freiburg, Persönliche Mitteilung 2001.
- [116] WSA, "Luftbilder Stauhaltungen Oberrhein," Wasser- und Schifffahrtsamt Freiburg, 2001.
- [117] WSA, "Persönliche Mitteilung (BDR H. Klose)," Wasser- und Schifffahrtsamt Freiburg 2002.
- [118] WSA, "Informationen zum Betrieb der Stauhaltung Marckolsheim," Wasser- und Schifffahrtsamt, Freiburg, Persönliche Mitteilungen 2003.
- [119] WSA, "Technische Informationen Stauhaltung Marckolsheim," Wasser- und Schifffahrtsamt, Freiburg, Persönliche Mitteilungen 2003.
- [120] WSD, "Information über Bundeswasserstraßen und Schifffahrt," Wasser- und Schifffahrtsdirektion Südwest, Mainz 1988.
- [121] WSV, "Ausbau des Rheins zwischen Kehl/Straßburg und Neuburgweier/Lauterburg - Kurzreport," Wasser- und Schifffahrtsverwaltung des Bundes Neubauamt Oberrhein, Rastatt 1976.
- [122] M. S. Yalin, *Mechanics of sediment transport*. Braunschweig: Pergamon Press, 1972.
- [123] M. S. Yalin, *River mechanics*, vol. 1. Oxford, New York, Seoul, Tokyo: Pergamon Press, 1992.
- [124] U. Zanke, *Grundlagen der Sedimentbewegung*. Berlin, Heidelberg, New York: Springer-Verlag, 1982.
- [125] U. Zanke, "Zum Einfluss der Turbulenz auf den Beginn der Sedimentbewegung," in *Institut für Wasserbau und Wasserwirtschaft.- Mitteilungen des Instituts für Wasserbau und Wasserwirtschaft der Technischen Universität Darmstadt*, vol. 120, 2001, pp. 24.
- [126] D. A. Zreik, G. Krishnappan, J. T. Germaine, O. S. Madsen, and C. Ladd, "Erosional and Mechanical Strengths of Deposited Cohesive Sediments," *Hydraulic Engineering*, vol. 124, pp. 1076-1085, 1998.

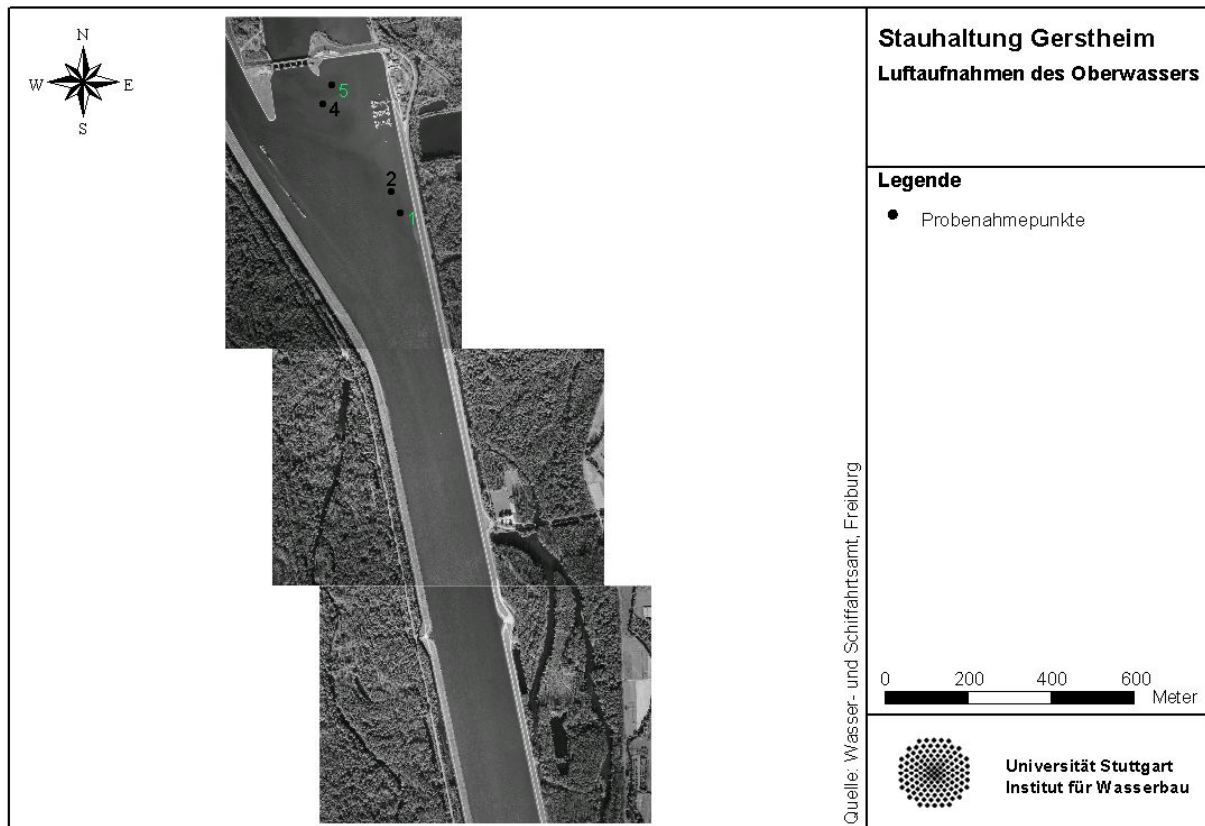
## **Kapitel 12**

### **12 Anhang**

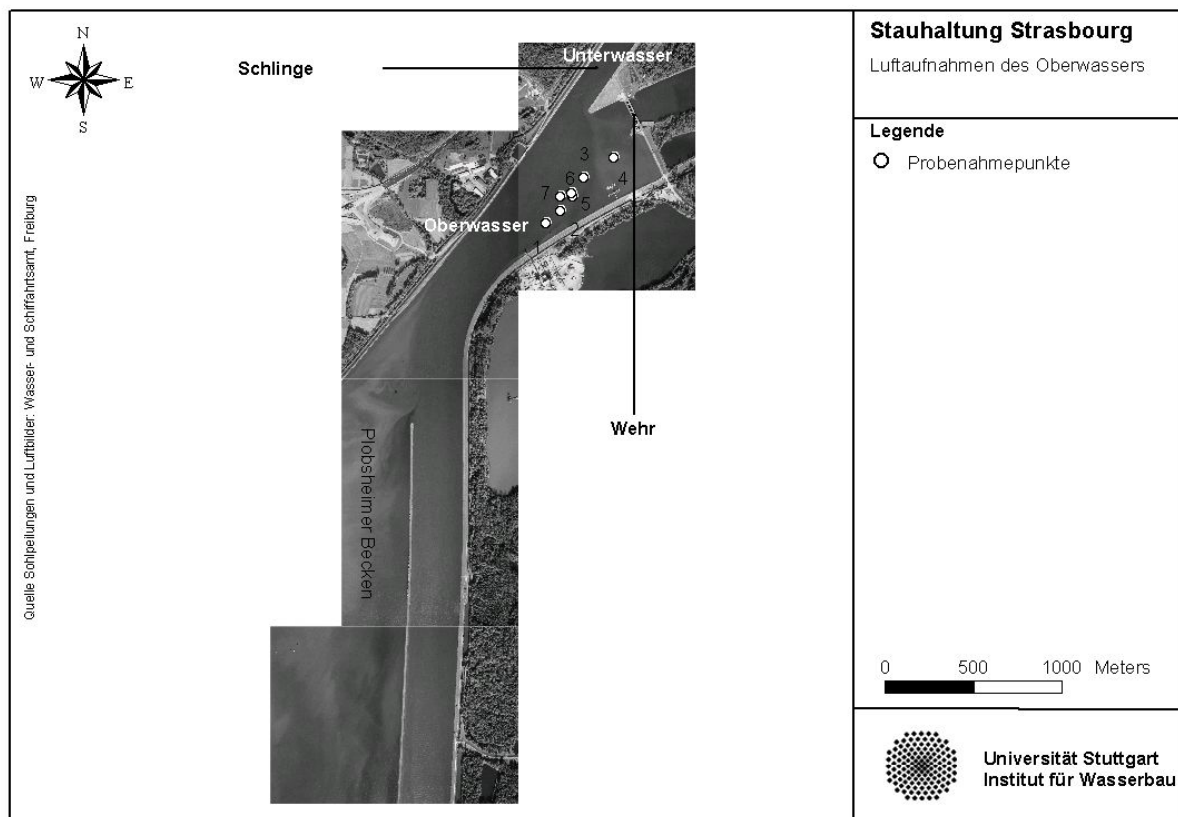
- Anhang 1:** Überblick über die Lage der beprobten Stauhaltungen am Rhein und seinen Nebenflüssen
- Anhang 2:** Lageplan der Probenahmepunkte der Stauhaltung Gerstheim (Rhein)
- Anhang 3:** Lageplan der Probenahmepunkte der Stauhaltung Strasbourg (Rhein)
- Anhang 4:** Lageplan der Probenahmepunkte der Stauhaltung Gamsheim (Rhein)
- Anhang 5:** Lageplan der Probenahmepunkte der Stauhaltung Iffezheim (Rhein)
- Anhang 6:** Stauhaltung Gerstheim - Sohlhöhen der Peilung 2000
- Anhang 7:** Stauhaltung Strasbourg - Sohlhöhen der Peilung 2000
- Anhang 8:** Stauhaltung Gamsheim - Sohlhöhen der Peilung 2000
- Anhang 9:** Stauhaltung Iffezheim - Sohlhöhen der Peilung 2002
- Anhang 10:** Variantenbeschreibung für Kapitel 8.4.3 ff.

Anhang 1: Übersicht über den Rheinverlauf und die beprobten Stauhaltungen [13]

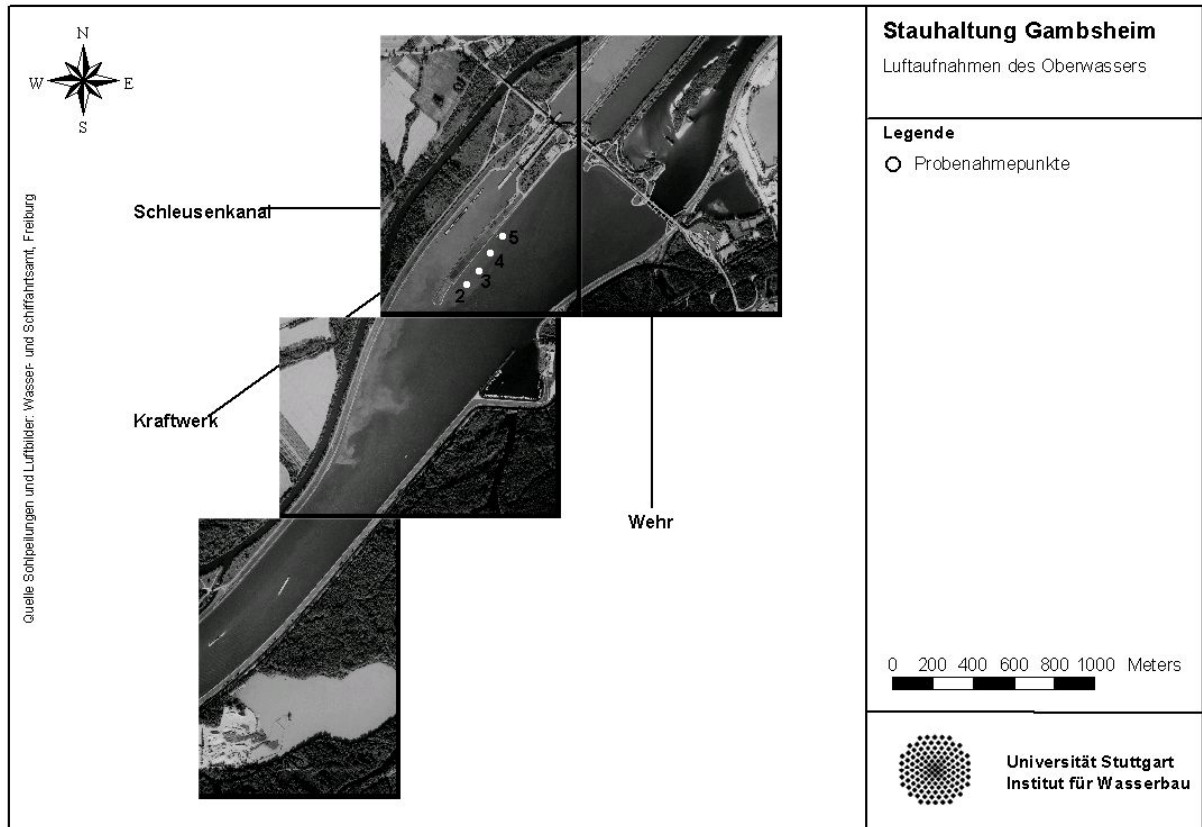




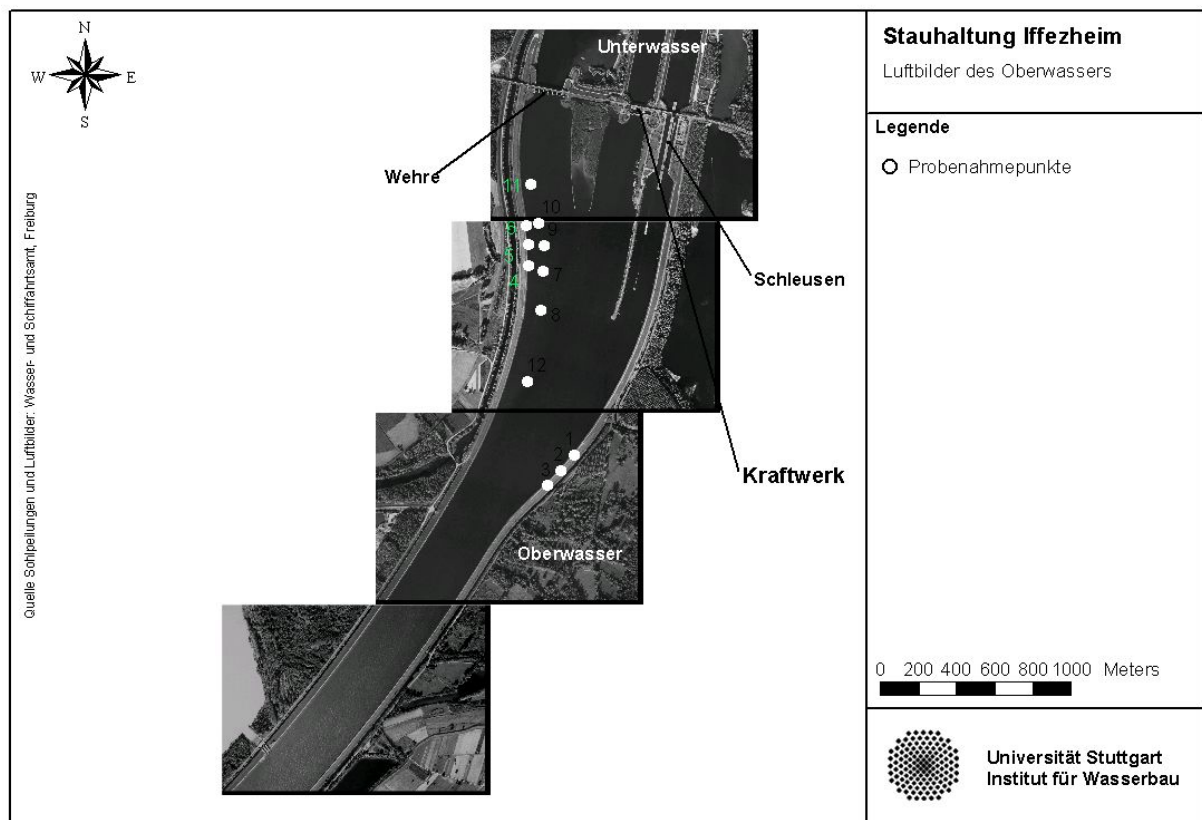
**Anhang 2:** Stauhaltung Gerstheim – Luftaufnahmen mit Probenahmepunkten



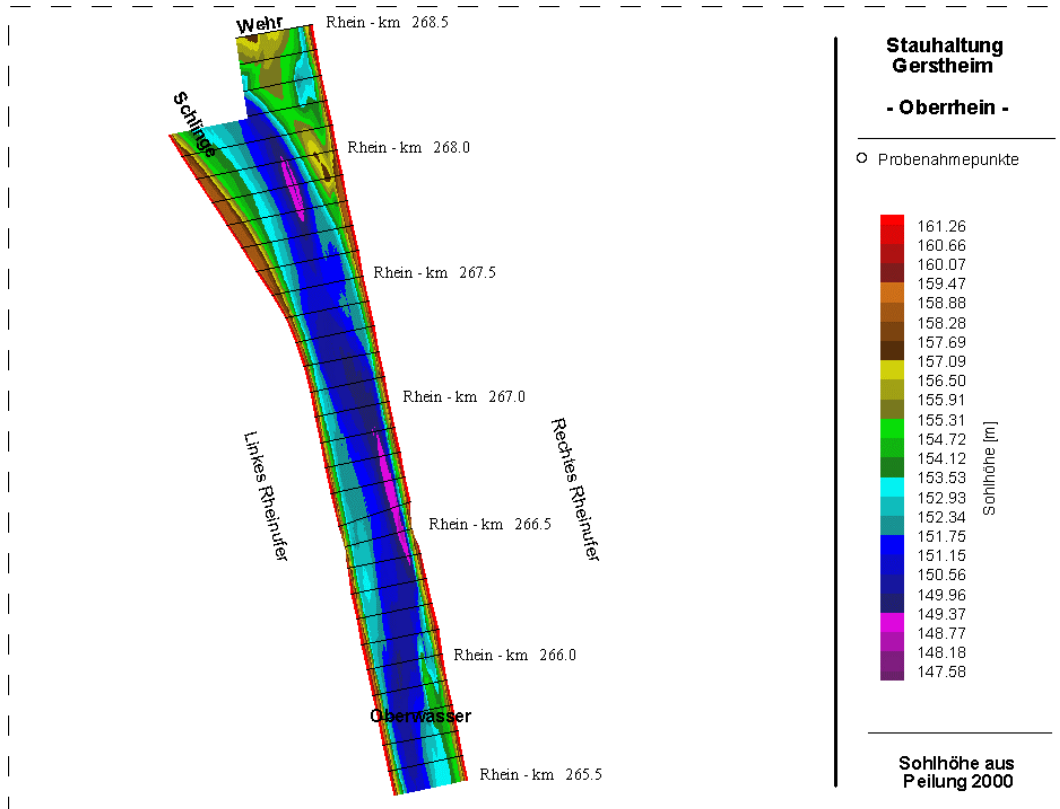
**Anhang 3:** Stauhaltung Strasbourg – Luftaufnahmen mit Probenahmepunkten



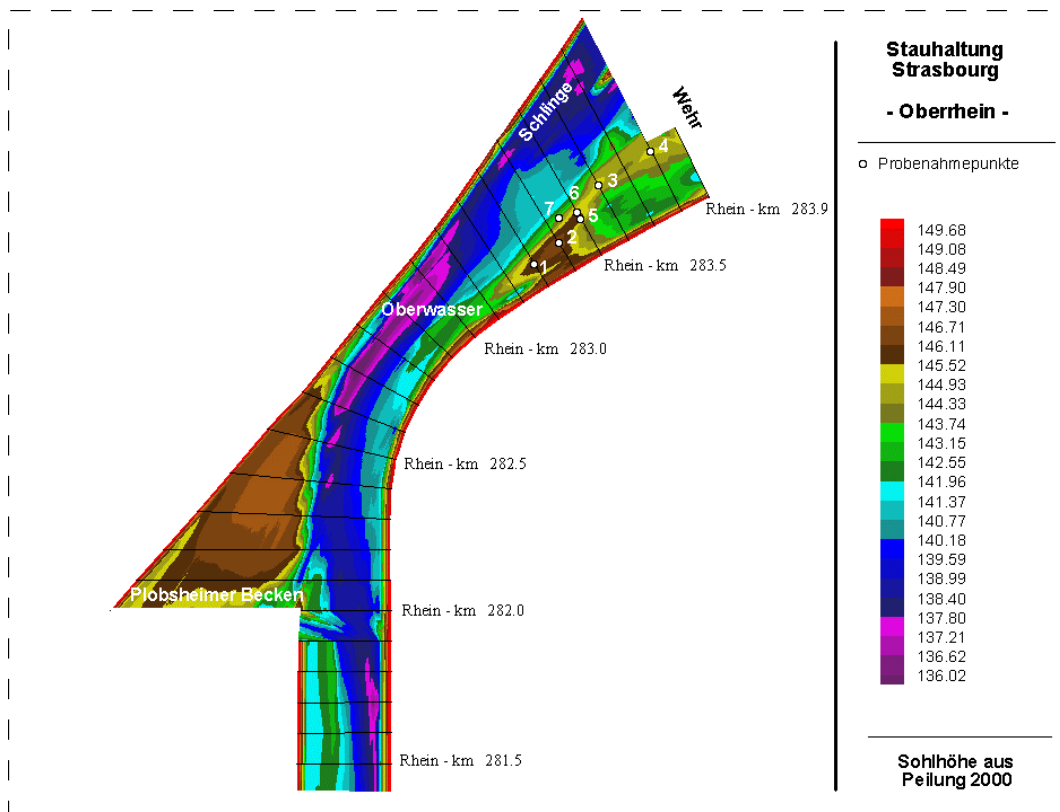
**Anhang 4:** Stauhaltung Gamsheim – Luftaufnahmen mit Probenahmepunkten



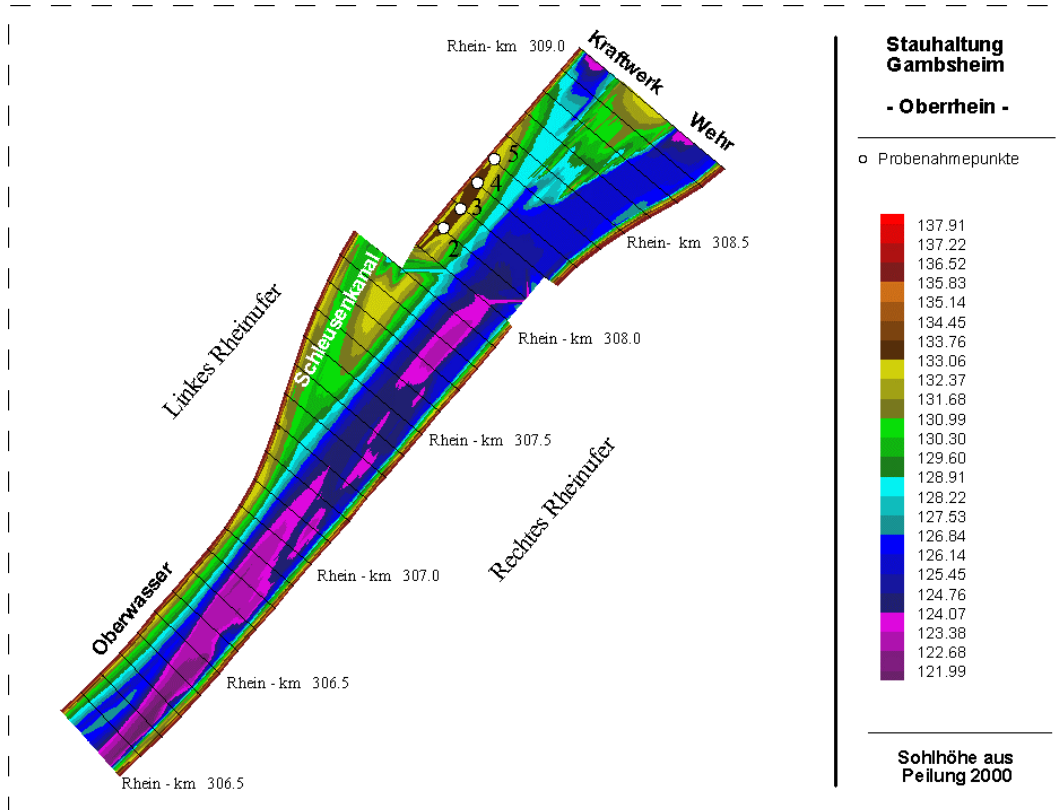
**Anhang 5:** Stauhaltung Iffezheim – Luftaufnahmen mit Probenahmepunkten



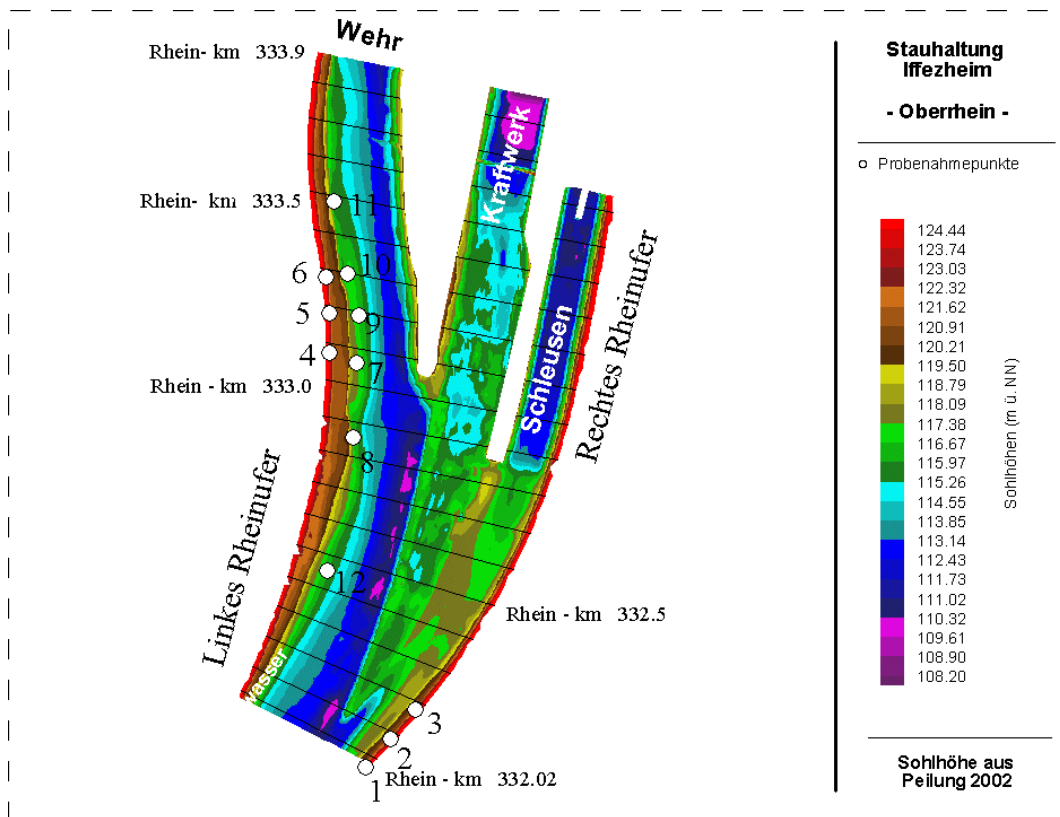
Anhang 6: Stauhaltung Gerstheim - Sohlhöhen der Peilung 2000



Anhang 7: Stauhaltung Strasbourg - Sohlhöhen der Peilung 2000



Anhang 8: Stauhaltung Gamsheim - Sohlhöhen der Peilung 2000



Anhang 9: Stauhaltung Iffezheim - Sohlhöhen der Peilung 2002

Variante	Kurzbeschreibung der Berechnungsvariante	Sedimentaustrag (m <sup>3</sup> )	HCB-Austrag (kg)
I	Alle Messdaten – Gesamtes Hochwasser	33247	8,5
Fehler „+“ (für Variante I)		52167	16,1
Fehler „-“ (für Variante I)		14463	2,8
II	$Q > 3000 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$	25631	5,3
III	$Q = 4371 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$ 1 Tag	16547	2,4
IV	$Q = 4371 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$ 2 Tag	24195	4,7
V	$Q = 4371 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$ 3 Tag	31887	8,0
VI	Bereiche stark erhöhter Kontamination ersetzt durch Mittelwerte der übrigen Probenahmepunkte		6,2
VII	Mittelwert aller Probenahmepunkte (excl. Bereiche stark erhöhter Kontamination)		6,7
VIII	Mittelwert aller Probenahmepunkte (incl. Bereichen stark erhöhter Kontamination)		17
IX	“Worst Case”		57
X	IKSR-Zielvorgabe		1,3

#### Variantenbeschreibung und Ergebnisdarstellung für Szenarienhochwasser 1999

Variante	Kurzbeschreibung	Sedimentaustrag (m <sup>3</sup> )	HCB-Austrag (kg)
I	Alle Messdaten	11371	1,3
II			
III	$Q = 3629 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$ 1 Tag	10017	1,2
IV	$Q = 3629 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$ 2 Tag	11870	1,5
V	$Q = 3629 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$ 3 Tag	13471	1,8
X	IKSR-Zielvorgabe		0,4

#### Variantenbeschreibung und Ergebnisdarstellung für Szenarienhochwasser 1994

Variante I: Vollständige Berechnung der Abflussganglinie mit den HCB-Gehalten aus Tabelle 8.8. Diese Variante gibt die Situation wieder, wie sie sich, nach Bewertung der vorhanden Messdaten, am wahrscheinlichsten im Falle eines erneuten Hochwassers der Intensität von 1999 darstellen wird.

Variante II: Berechnung ausschließlich von Hochwassertagen mit Abflüssen über  $3000 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$  und den HCB-Gehalten aus Tabelle 8.8.

Variante III: Berechnung ausschließlich mit der Abflussspitze und den HCB-Gehalten aus Tabelle 8.8. Ziel - Mit Hilfe der Varianten II und III sollen die Anteile der einzelnen Hochwassertage, d.h. der Abflussmengen an der Gesamtmenge des erodierten Sedimentvolumens bzw. des HCB-Austrags aufgezeigt werden.

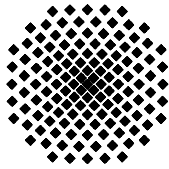
Variante IV und V: Berechnung ausschließlich mit der Abflussspitze, deren Dauer jedoch auf Grund der Ergebnisse von Variante III verdoppelt (2 Tage, Variante IV) bzw. verdreifacht wurde (3 Tage, Variante V) und den HCB-Gehalten aus Tabelle 8.8. Ziel – Abschätzung des HCB-Austrags für den Fall, dass sich das für die Gesamtausträge an Sediment und HCB hauptverantwortliche Einzelabflussereignis über die beobachtete Dauer von einem Tag hinaus verlängert.

Variante VI: Vollständige Berechnung der Abflussganglinie mit den HCB-Gehalten aus Tabelle 8.8 und Abbildung 7.3. Für Rheinkilometer 234,1 wurden hierbei allerdings HCB-Gehalte angenommen, wie sie sich aus den Mittelwerten aller übriger Probenahmepunkte, d.h. ohne Probenahmepunkte 8 und 12, ergaben. Ziel – Ermittlung des Einflusses der HCB-Gehalte der Bereiche mit Maximalwerten der Kontamination auf den Gesamtaustrag an HCB.

Variante VII: Vollständige Berechnung der Abflussganglinie. Hierbei wurden für alle Querprofile ein HCB-Tiefenprofil angesetzt, wie es sich aus den Mittelwerten aller Probenahmepunkte aber ohne Probenahmepunkte 8 und 12 ergibt (Abbildung 8.29). Ziel – Ermittlung des Einflusses einzelner hoher HCB-Peaks an verschiedenen Probenahmepunkten, z.B. Probenahmepunkte 6 und 10 in Tiefen von 35 bzw. 20 cm, auf den Gesamtaustrag an HCB.

Variante VIII: Vollständige Berechnung der Abflussganglinie. Hierbei wurden für alle Querprofile ein einziges HCB-Tiefenprofil angesetzt, wie es sich aus den Mittelwerten aller Probenahmepunkte, d.h. mit den Probenahmepunkte 8 und 12 ergibt (Abbildung 8.29). Ziel – Abschätzung des HCB-Austrags für den Fall, dass im Bereich der Stauhaltung Marckolsheim mehrere Bereiche erhöhter HCB-Kontamination vorliegen und somit die mittlere HCB-Belastung in der „realitätsnahen“ Variante I unterschätzt wird.





## Institut für Wasserbau Universität Stuttgart

Pfaffenwaldring 61  
70569 Stuttgart (Vaihingen)  
Telefon (0711) 685 - 64717/64749/64752/64679  
Telefax (0711) 685 - 67020 o. 64746 o. 64681  
E-Mail: [iws@iws.uni-stuttgart.de](mailto:iws@iws.uni-stuttgart.de)  
<http://www.iws.uni-stuttgart.de>

### Direktoren

Prof. Dr. rer. nat. Dr.-Ing. András Bárdossy  
Prof. Dr.-Ing. Rainer Helmig  
Prof. Dr.-Ing. Silke Wieprecht

### Vorstand (Stand 1.2.2008)

Prof. Dr. rer. nat. Dr.-Ing. A. Bárdossy  
Prof. Dr.-Ing. R. Helmig  
Prof. Dr.-Ing. S. Wieprecht  
Prof. Dr.-Ing. habil. B. Westrich  
Jürgen Braun, PhD  
Dr.-Ing. H. Class  
Dr.-Ing. S. Hartmann  
Dr.-Ing. H.-P. Koschitzky  
PD Dr.-Ing. W. Marx  
Dr. rer. nat. J. Seidel

### Emeriti

Prof. Dr.-Ing. habil. Dr.-Ing. E.h. Jürgen Giesecke  
Prof. Dr.h.c. Dr.-Ing. E.h. Helmut Kobus, PhD

### Lehrstuhl für Wasserbau und Wassermengenwirtschaft

Leiter: Prof. Dr.-Ing. Silke Wieprecht  
Stellv.: PD Dr.-Ing. Walter Marx, AOR

### Lehrstuhl für Hydromechanik und Hydrosystemmodellierung

Leiter: Prof. Dr.-Ing. Rainer Helmig  
Stellv.: Dr.-Ing. Holger Class, AOR

### Lehrstuhl für Hydrologie und Geohydrologie

Leiter: Prof. Dr. rer. nat. Dr.-Ing. András Bárdossy  
Stellv.: Dr. rer. nat. Jochen Seidel

### VEGAS, Versuchseinrichtung zur Grundwasser- und Altlastensanierung

Leitung: Jürgen Braun, PhD  
Dr.-Ing. Hans-Peter Koschitzky, AD

### Versuchsanstalt für Wasserbau

Leiter: apl. Prof. Dr.-Ing. habil. Bernhard Westrich

## Verzeichnis der Mitteilungshefte

- 1 Röhnisch, Arthur: *Die Bemühungen um eine Wasserbauliche Versuchsanstalt an der Technischen Hochschule Stuttgart, und*  
Fattah Abouleid, Abdel: *Beitrag zur Berechnung einer in lockeren Sand gerammten, zweifach verankerten Spundwand, 1963*
- 2 Marotz, Günter: *Beitrag zur Frage der Standfestigkeit von dichten Asphaltbelägen im Großwasserbau, 1964*
- 3 Gurr, Siegfried: *Beitrag zur Berechnung zusammengesetzter ebener Flächen-tragwerke unter besonderer Berücksichtigung ebener Stauwände, mit Hilfe von Randwert- und Lastwertmatrizen, 1965*
- 4 Plica, Peter: *Ein Beitrag zur Anwendung von Schalenkonstruktionen im Stahlwasserbau, und* Petrikat, Kurt: *Möglichkeiten und Grenzen des wasserbaulichen Versuchswesens, 1966*

- 5 Plate, Erich: *Beitrag zur Bestimmung der Windgeschwindigkeitsverteilung in der durch eine Wand gestörten bodennahen Luftschicht, und*  
Röhnisch, Arthur; Marotz, Günter: *Neue Baustoffe und Bauausführungen für den Schutz der Böschungen und der Sohle von Kanälen, Flüssen und Häfen; Gesteigungskosten und jeweilige Vorteile, sowie Unny, T.E.: Schwingungsuntersuchungen am Kegelstrahlschieber, 1967*
- 6 Seiler, Erich: *Die Ermittlung des Anlagenwertes der bundeseigenen Binnenschiffahrtsstraßen und Talsperren und des Anteils der Binnenschifffahrt an diesem Wert, 1967*
- 7 *Sonderheft anlässlich des 65. Geburtstages von Prof. Arthur Röhnisch mit Beiträgen von* Benk, Dieter; Breitling, J.; Gurr, Siegfried; Haberhauer, Robert; Honekamp, Hermann; Kuz, Klaus Dieter; Marotz, Günter; Mayer-Vorfelder, Hans-Jörg; Miller, Rudolf; Plate, Erich J.; Radomski, Helge; Schwarz, Helmut; Vollmer, Ernst; Wildenhahn, Eberhard; 1967
- 8 Jumikis, Alfred: *Beitrag zur experimentellen Untersuchung des Wassernachschubs in einem gefrierenden Boden und die Beurteilung der Ergebnisse, 1968*
- 9 Marotz, Günter: *Technische Grundlagen einer Wasserspeicherung im natürlichen Untergrund, 1968*
- 10 Radomski, Helge: *Untersuchungen über den Einfluß der Querschnittsform wellenförmiger Spundwände auf die statischen und rammtechnischen Eigenschaften, 1968*
- 11 Schwarz, Helmut: *Die Grenztragfähigkeit des Baugrundes bei Einwirkung vertikal gezogener Ankerplatten als zweidimensionales Bruchproblem, 1969*
- 12 Erbel, Klaus: *Ein Beitrag zur Untersuchung der Metamorphose von Mittelgebirgsschneedecken unter besonderer Berücksichtigung eines Verfahrens zur Bestimmung der thermischen Schneequalität, 1969*
- 13 Westhaus, Karl-Heinz: *Der Strukturwandel in der Binnenschifffahrt und sein Einfluß auf den Ausbau der Binnenschiffskanäle, 1969*
- 14 Mayer-Vorfelder, Hans-Jörg: *Ein Beitrag zur Berechnung des Erdwiderstandes unter Ansatz der logarithmischen Spirale als Gleitflächenfunktion, 1970*
- 15 Schulz, Manfred: *Berechnung des räumlichen Erddruckes auf die Wandung kreiszylindrischer Körper, 1970*
- 16 Mobasserri, Manoutschehr: *Die Rippenstützmauer. Konstruktion und Grenzen ihrer Standsicherheit, 1970*
- 17 Benk, Dieter: *Ein Beitrag zum Betrieb und zur Bemessung von Hochwasserrückhaltebecken, 1970*

- 18 Gàl, Attila: *Bestimmung der mitschwingenden Wassermasse bei überströmten Fischbauchklappen mit kreiszylindrischem Staublech*, 1971, vergriffen
- 19 Kuz, Klaus Dieter: *Ein Beitrag zur Frage des Einsetzens von Kavitationserscheinungen in einer Düsenströmung bei Berücksichtigung der im Wasser gelösten Gase*, 1971, vergriffen
- 20 Schaak, Hartmut: *Verteilleitungen von Wasserkraftanlagen*, 1971
- 21 *Sonderheft zur Eröffnung der neuen Versuchsanstalt des Instituts für Wasserbau der Universität Stuttgart mit Beiträgen von* Brombach, Hansjörg; Dirksen, Wolfram; Gàl, Attila; Gerlach, Reinhard; Giesecke, Jürgen; Holthoff, Franz-Josef; Kuz, Klaus Dieter; Marotz, Günter; Minor, Hans-Erwin; Petrikat, Kurt; Röhnisch, Arthur; Rueff, Helge; Schwarz, Helmut; Vollmer, Ernst; Wildenhahn, Eberhard; 1972
- 22 Wang, Chung-su: *Ein Beitrag zur Berechnung der Schwingungen an Kegelstrahlschiebern*, 1972
- 23 Mayer-Vorfelder, Hans-Jörg: *Erdwiderstandsbeiwerte nach dem Ohde-Variationsverfahren*, 1972
- 24 Minor, Hans-Erwin: *Beitrag zur Bestimmung der Schwingungsanfachungsfunktionen überströmter Stauklappen*, 1972, vergriffen
- 25 Brombach, Hansjörg: *Untersuchung strömungsmechanischer Elemente (Fluidik) und die Möglichkeit der Anwendung von Wirbelkammerelementen im Wasserbau*, 1972, vergriffen
- 26 Wildenhahn, Eberhard: *Beitrag zur Berechnung von Horizontalfilterbrunnen*, 1972
- 27 Steinlein, Helmut: *Die Eliminierung der Schwebstoffe aus Flußwasser zum Zweck der unterirdischen Wasserspeicherung, gezeigt am Beispiel der Iller*, 1972
- 28 Holthoff, Franz Josef: *Die Überwindung großer Hubhöhen in der Binnenschifffahrt durch Schwimmerhebwerke*, 1973
- 29 Röder, Karl: *Einwirkungen aus Baugrundbewegungen auf trog- und kastenförmige Konstruktionen des Wasser- und Tunnelbaues*, 1973
- 30 Kretschmer, Heinz: *Die Bemessung von Bogenstaumauern in Abhängigkeit von der Talform*, 1973
- 31 Honekamp, Hermann: *Beitrag zur Berechnung der Montage von Unterwasserpipelines*, 1973
- 32 Giesecke, Jürgen: *Die Wirbelkammertriode als neuartiges Steuerorgan im Wasserbau*, und Brombach, Hansjörg: *Entwicklung, Bauformen, Wirkungsweise und Steuereigenschaften von Wirbelkammerverstärkern*, 1974

- 33 Rueff, Helge: *Untersuchung der schwingungserregenden Kräfte an zwei hintereinander angeordneten Tiefschützen unter besonderer Berücksichtigung von Kavitation*, 1974
- 34 Röhnisch, Arthur: *Einpreßversuche mit Zementmörtel für Spannbeton - Vergleich der Ergebnisse von Modellversuchen mit Ausführungen in Hüllwellrohren*, 1975
- 35 *Sonderheft anlässlich des 65. Geburtstages von Prof. Dr.-Ing. Kurt Petrikat mit Beiträgen von:* Brombach, Hansjörg; Erbel, Klaus; Flinspach, Dieter; Fischer jr., Richard; Gàl, Attila; Gerlach, Reinhard; Giesecke, Jürgen; Haberhauer, Robert; Hafner Edzard; Hausenblas, Bernhard; Horlacher, Hans-Burkhard; Hutarew, Andreas; Knoll, Manfred; Krummet, Ralph; Marotz, Günter; Merkle, Theodor; Miller, Christoph; Minor, Hans-Erwin; Neumayer, Hans; Rao, Syamala; Rath, Paul; Rueff, Helge; Ruppert, Jürgen; Schwarz, Wolfgang; Topal-Gökceli, Mehmet; Vollmer, Ernst; Wang, Chung-su; Weber, Hans-Georg; 1975
- 36 Berger, Jochum: *Beitrag zur Berechnung des Spannungszustandes in rotations-symmetrisch belasteten Kugelschalen veränderlicher Wandstärke unter Gas- und Flüssigkeitsdruck durch Integration schwach singulärer Differentialgleichungen*, 1975
- 37 Dirksen, Wolfram: *Berechnung instationärer Abflußvorgänge in gestauten Gerinnen mittels Differenzenverfahren und die Anwendung auf Hochwasserrückhaltebecken*, 1976
- 38 Horlacher, Hans-Burkhard: *Berechnung instationärer Temperatur- und Wärmespannungsfelder in langen mehrschichtigen Hohlzylindern*, 1976
- 39 Hafner, Edzard: *Untersuchung der hydrodynamischen Kräfte auf Baukörper im Tiefwasserbereich des Meeres*, 1977, ISBN 3-921694-39-6
- 40 Ruppert, Jürgen: *Über den Axialwirbelkammverstärker für den Einsatz im Wasserbau*, 1977, ISBN 3-921694-40-X
- 41 Hutarew, Andreas: *Beitrag zur Beeinflussbarkeit des Sauerstoffgehalts in Fließgewässern an Abstürzen und Wehren*, 1977, ISBN 3-921694-41-8, vergriffen
- 42 Miller, Christoph: *Ein Beitrag zur Bestimmung der schwingungserregenden Kräfte an unterströmten Wehren*, 1977, ISBN 3-921694-42-6
- 43 Schwarz, Wolfgang: *Druckstoßberechnung unter Berücksichtigung der Radial- und Längsverschiebungen der Rohrwandung*, 1978, ISBN 3-921694-43-4
- 44 Kinzelbach, Wolfgang: *Numerische Untersuchungen über den optimalen Einsatz variabler Kühlsysteme einer Kraftwerkskette am Beispiel Oberrhein*, 1978, ISBN 3-921694-44-2
- 45 Barczewski, Baldur: *Neue Meßmethoden für Wasser-Luftgemische und deren Anwendung auf zweiphasige Auftriebsstrahlen*, 1979, ISBN 3-921694-45-0

- 46 Neumayer, Hans: *Untersuchung der Strömungsvorgänge in radialen Wirbelkammerverstärkern*, 1979, ISBN 3-921694-46-9
- 47 Elalfy, Youssef-Elhassan: *Untersuchung der Strömungsvorgänge in Wirbelkammerdioden und -drosseln*, 1979, ISBN 3-921694-47-7
- 48 Brombach, Hansjörg: *Automatisierung der Bewirtschaftung von Wasserspeichern*, 1981, ISBN 3-921694-48-5
- 49 Geldner, Peter: *Deterministische und stochastische Methoden zur Bestimmung der Selbstdichtung von Gewässern*, 1981, ISBN 3-921694-49-3, vergriffen
- 50 Mehlhorn, Hans: *Temperaturveränderungen im Grundwasser durch Brauchwassereinleitungen*, 1982, ISBN 3-921694-50-7, vergriffen
- 51 Hafner, Edzard: *Rohrleitungen und Behälter im Meer*, 1983, ISBN 3-921694-51-5
- 52 Rinnert, Bernd: *Hydrodynamische Dispersion in porösen Medien: Einfluß von Dichteunterschieden auf die Vertikalvermischung in horizontaler Strömung*, 1983, ISBN 3-921694-52-3, vergriffen
- 53 Lindner, Wulf: *Steuerung von Grundwasserentnahmen unter Einhaltung ökologischer Kriterien*, 1983, ISBN 3-921694-53-1, vergriffen
- 54 Herr, Michael; Herzer, Jörg; Kinzelbach, Wolfgang; Kobus, Helmut; Rinnert, Bernd: *Methoden zur rechnerischen Erfassung und hydraulischen Sanierung von Grundwasserkontaminationen*, 1983, ISBN 3-921694-54-X
- 55 Schmitt, Paul: *Wege zur Automatisierung der Niederschlagsermittlung*, 1984, ISBN 3-921694-55-8, vergriffen
- 56 Müller, Peter: *Transport und selektive Sedimentation von Schwebstoffen bei gestautem Abfluß*, 1985, ISBN 3-921694-56-6
- 57 El-Qawasmeh, Fuad: *Möglichkeiten und Grenzen der Tropfbewässerung unter besonderer Berücksichtigung der Verstopfungsanfälligkeit der Tropfelemente*, 1985, ISBN 3-921694-57-4, vergriffen
- 58 Kirchenbaur, Klaus: *Mikroprozessorgesteuerte Erfassung instationärer Druckfelder am Beispiel seegangsbelasteter Baukörper*, 1985, ISBN 3-921694-58-2
- 59 Kobus, Helmut (Hrsg.): *Modellierung des großräumigen Wärme- und Schadstofftransports im Grundwasser*, Tätigkeitsbericht 1984/85 (DFG-Forschergruppe an den Universitäten Hohenheim, Karlsruhe und Stuttgart), 1985, ISBN 3-921694-59-0, vergriffen
- 60 Spitz, Karlheinz: *Dispersion in porösen Medien: Einfluß von Inhomogenitäten und Dichteunterschieden*, 1985, ISBN 3-921694-60-4, vergriffen
- 61 Kobus, Helmut: *An Introduction to Air-Water Flows in Hydraulics*, 1985, ISBN 3-921694-61-2

- 62 Kaleris, Vassilios: *Erfassung des Austausches von Oberflächen- und Grundwasser in horizontalebene Grundwassermodellen*, 1986, ISBN 3-921694-62-0
- 63 Herr, Michael: *Grundlagen der hydraulischen Sanierung verunreinigter Porengrundwasserleiter*, 1987, ISBN 3-921694-63-9
- 64 Marx, Walter: *Berechnung von Temperatur und Spannung in Massenbeton infolge Hydratation*, 1987, ISBN 3-921694-64-7
- 65 Koschitzky, Hans-Peter: *Dimensionierungskonzept für Sohlbelüfter in Schußbrinnen zur Vermeidung von Kavitationsschäden*, 1987, ISBN 3-921694-65-5
- 66 Kobus, Helmut (Hrsg.): *Modellierung des großräumigen Wärme- und Schadstofftransports im Grundwasser*, Tätigkeitsbericht 1986/87 (DFG-Forschergruppe an den Universitäten Hohenheim, Karlsruhe und Stuttgart) 1987, ISBN 3-921694-66-3
- 67 Söll, Thomas: *Berechnungsverfahren zur Abschätzung anthropogener Temperaturanomalien im Grundwasser*, 1988, ISBN 3-921694-67-1
- 68 Dittrich, Andreas; Westrich, Bernd: *Bodenseeufererosion, Bestandsaufnahme und Bewertung*, 1988, ISBN 3-921694-68-X, vergriffen
- 69 Huwe, Bernd; van der Ploeg, Rienk R.: *Modelle zur Simulation des Stickstoffhaushaltes von Standorten mit unterschiedlicher landwirtschaftlicher Nutzung*, 1988, ISBN 3-921694-69-8, vergriffen
- 70 Stephan, Karl: *Integration elliptischer Funktionen*, 1988, ISBN 3-921694-70-1
- 71 Kobus, Helmut; Zilliox, Lothaire (Hrsg.): *Nitratbelastung des Grundwassers, Auswirkungen der Landwirtschaft auf die Grundwasser- und Rohwasserbeschaffenheit und Maßnahmen zum Schutz des Grundwassers*. Vorträge des deutsch-französischen Kolloquiums am 6. Oktober 1988, Universitäten Stuttgart und Louis Pasteur Strasbourg (Vorträge in deutsch oder französisch, Kurzfassungen zweisprachig), 1988, ISBN 3-921694-71-X
- 72 Soyeaux, Renald: *Unterströmung von Stauanlagen auf klüftigem Untergrund unter Berücksichtigung laminarer und turbulenter Fließzustände*, 1991, ISBN 3-921694-72-8
- 73 Kohane, Roberto: *Berechnungsmethoden für Hochwasserabfluß in Fließgewässern mit überströmten Vorländern*, 1991, ISBN 3-921694-73-6
- 74 Hassinger, Reinhard: *Beitrag zur Hydraulik und Bemessung von Blocksteinrampen in flexibler Bauweise*, 1991, ISBN 3-921694-74-4, vergriffen
- 75 Schäfer, Gerhard: *Einfluß von Schichtenstrukturen und lokalen Einlagerungen auf die Längsdispersion in Porengrundwasserleitern*, 1991, ISBN 3-921694-75-2
- 76 Giesecke, Jürgen: *Vorträge, Wasserwirtschaft in stark besiedelten Regionen; Umweltforschung mit Schwerpunkt Wasserwirtschaft*, 1991, ISBN 3-921694-76-0

- 77 Huwe, Bernd: *Deterministische und stochastische Ansätze zur Modellierung des Stickstoffhaushalts landwirtschaftlich genutzter Flächen auf unterschiedlichem Skalenniveau*, 1992, ISBN 3-921694-77-9, vergriffen
- 78 Rommel, Michael: *Verwendung von Kluftdaten zur realitätsnahen Generierung von Kluftnetzen mit anschließender laminar-turbulenter Strömungsberechnung*, 1993, ISBN 3-92 1694-78-7
- 79 Marschall, Paul: *Die Ermittlung lokaler Stofffrachten im Grundwasser mit Hilfe von Einbohrloch-Meßverfahren*, 1993, ISBN 3-921694-79-5, vergriffen
- 80 Ptak, Thomas: *Stofftransport in heterogenen Porenaquiferen: Felduntersuchungen und stochastische Modellierung*, 1993, ISBN 3-921694-80-9, vergriffen
- 81 Haakh, Frieder: *Transientes Strömungsverhalten in Wirbelkammern*, 1993, ISBN 3-921694-81-7
- 82 Kobus, Helmut; Cirpka, Olaf; Barczewski, Baldur; Koschitzky, Hans-Peter: *Versucheinrichtung zur Grundwasser und Altlastensanierung VEGAS, Konzeption und Programmrahmen*, 1993, ISBN 3-921694-82-5
- 83 Zang, Weidong: *Optimaler Echtzeit-Betrieb eines Speichers mit aktueller Abflußregenerierung*, 1994, ISBN 3-921694-83-3, vergriffen
- 84 Franke, Hans-Jörg: *Stochastische Modellierung eines flächenhaften Stoffeintrages und Transports in Grundwasser am Beispiel der Pflanzenschutzmittelproblematik*, 1995, ISBN 3-921694-84-1
- 85 Lang, Ulrich: *Simulation regionaler Strömungs- und Transportvorgänge in Karst-aquiferen mit Hilfe des Doppelkontinuum-Ansatzes: Methodenentwicklung und Parameteridentifikation*, 1995, ISBN 3-921694-85-X, vergriffen
- 86 Helmig, Rainer: *Einführung in die Numerischen Methoden der Hydromechanik*, 1996, ISBN 3-921694-86-8, vergriffen
- 87 Cirpka, Olaf: *CONTRACT: A Numerical Tool for Contaminant Transport and Chemical Transformations - Theory and Program Documentation -*, 1996, ISBN 3-921694-87-6
- 88 Haberlandt, Uwe: *Stochastische Synthese und Regionalisierung des Niederschlages für Schmutzfrachtberechnungen*, 1996, ISBN 3-921694-88-4
- 89 Croisé, Jean: *Extraktion von flüchtigen Chemikalien aus natürlichen Lockergesteinen mittels erzwungener Luftströmung*, 1996, ISBN 3-921694-89-2, vergriffen
- 90 Jorde, Klaus: *Ökologisch begründete, dynamische Mindestwasserregelungen bei Ausleitungskraftwerken*, 1997, ISBN 3-921694-90-6, vergriffen
- 91 Helmig, Rainer: *Gekoppelte Strömungs- und Transportprozesse im Untergrund - Ein Beitrag zur Hydrosystemmodellierung-*, 1998, ISBN 3-921694-91-4

- 92 Emmert, Martin: *Numerische Modellierung nichtisothermer Gas-Wasser Systeme in porösen Medien*, 1997, ISBN 3-921694-92-2
- 93 Kern, Ulrich: *Transport von Schweb- und Schadstoffen in staugeregelten Fließgewässern am Beispiel des Neckars*, 1997, ISBN 3-921694-93-0, vergriffen
- 94 Förster, Georg: *Druckstoßdämpfung durch große Luftblasen in Hochpunkten von Rohrleitungen* 1997, ISBN 3-921694-94-9
- 95 Cirpka, Olaf: *Numerische Methoden zur Simulation des reaktiven Mehrkomponententransports im Grundwasser*, 1997, ISBN 3-921694-95-7, vergriffen
- 96 Färber, Arne: *Wärmetransport in der ungesättigten Bodenzone: Entwicklung einer thermischen In-situ-Sanierungstechnologie*, 1997, ISBN 3-921694-96-5
- 97 Betz, Christoph: *Wasserdampfdestillation von Schadstoffen im porösen Medium: Entwicklung einer thermischen In-situ-Sanierungstechnologie*, 1998, ISBN 3-921694-97-3
- 98 Xu, Yichun: *Numerical Modeling of Suspended Sediment Transport in Rivers*, 1998, ISBN 3-921694-98-1, vergriffen
- 99 Wüst, Wolfgang: *Geochemische Untersuchungen zur Sanierung CKW-kontaminierter Aquifere mit Fe(0)-Reaktionswänden*, 2000, ISBN 3-933761-02-2
- 100 Sheta, Hussam: *Simulation von Mehrphasenvorgängen in porösen Medien unter Einbeziehung von Hysterese-Effekten*, 2000, ISBN 3-933761-03-4
- 101 Ayros, Edwin: *Regionalisierung extremer Abflüsse auf der Grundlage statistischer Verfahren*, 2000, ISBN 3-933761-04-2, vergriffen
- 102 Huber, Ralf: *Compositional Multiphase Flow and Transport in Heterogeneous Porous Media*, 2000, ISBN 3-933761-05-0
- 103 Braun, Christopherus: *Ein Upscaling-Verfahren für Mehrphasenströmungen in porösen Medien*, 2000, ISBN 3-933761-06-9
- 104 Hofmann, Bernd: *Entwicklung eines rechnergestützten Managementsystems zur Beurteilung von Grundwasserschadensfällen*, 2000, ISBN 3-933761-07-7
- 105 Class, Holger: *Theorie und numerische Modellierung nichtisothermer Mehrphasenprozesse in NAPL-kontaminierten porösen Medien*, 2001, ISBN 3-933761-08-5
- 106 Schmidt, Reinhard: *Wasserdampf- und Heißluftinjektion zur thermischen Sanierung kontaminierter Standorte*, 2001, ISBN 3-933761-09-3
- 107 Josef, Reinhold.: *Schadstoffextraktion mit hydraulischen Sanierungsverfahren unter Anwendung von grenzflächenaktiven Stoffen*, 2001, ISBN 3-933761-10-7



- 108 Schneider, Matthias: *Habitat- und Abflussmodellierung für Fließgewässer mit unscharfen Berechnungsansätzen*, 2001, ISBN 3-933761-11-5
- 109 Rathgeb, Andreas: *Hydrodynamische Bemessungsgrundlagen für Lockerdeckwerke an überströmbaren Erddämmen*, 2001, ISBN 3-933761-12-3
- 110 Lang, Stefan: *Parallele numerische Simulation instationärer Probleme mit adaptiven Methoden auf unstrukturierten Gittern*, 2001, ISBN 3-933761-13-1
- 111 Appt, Jochen; Stumpp Simone: *Die Bodensee-Messkampagne 2001, IWS/CWR Lake Constance Measurement Program 2001*, 2002, ISBN 3-933761-14-X
- 112 Heimerl, Stephan: *Systematische Beurteilung von Wasserkraftprojekten*, 2002, ISBN 3-933761-15-8
- 113 Iqbal, Amin: *On the Management and Salinity Control of Drip Irrigation*, 2002, ISBN 3-933761-16-6
- 114 Silberhorn-Hemminger, Annette: *Modellierung von Kluftaquifersystemen: Geostatistische Analyse und deterministisch-stochastische Kluftgenerierung*, 2002, ISBN 3-933761-17-4
- 115 Winkler, Angela: *Prozesse des Wärme- und Stofftransports bei der In-situ-Sanierung mit festen Wärmequellen*, 2003, ISBN 3-933761-18-2
- 116 Marx, Walter: *Wasserkraft, Bewässerung, Umwelt - Planungs- und Bewertungsschwerpunkte der Wasserbewirtschaftung*, 2003, ISBN 3-933761-19-0
- 117 Hinkelmann, Reinhard: *Efficient Numerical Methods and Information-Processing Techniques in Environment Water*, 2003, ISBN 3-933761-20-4
- 118 Samaniego-Eguiguren, Luis Eduardo: *Hydrological Consequences of Land Use / Land Cover and Climatic Changes in Mesoscale Catchments*, 2003, ISBN 3-933761-21-2
- 119 Neunhäuserer, Lina: *Diskretisierungsansätze zur Modellierung von Strömungs- und Transportprozessen in geklüftet-porösen Medien*, 2003, ISBN 3-933761-22-0
- 120 Paul, Maren: *Simulation of Two-Phase Flow in Heterogeneous Poros Media with Adaptive Methods*, 2003, ISBN 3-933761-23-9
- 121 Ehret, Uwe: *Rainfall and Flood Nowcasting in Small Catchments using Weather Radar*, 2003, ISBN 3-933761-24-7
- 122 Haag, Ingo: *Der Sauerstoffhaushalt staugeregelter Flüsse am Beispiel des Neckars - Analysen, Experimente, Simulationen -*, 2003, ISBN 3-933761-25-5
- 123 Appt, Jochen: *Analysis of Basin-Scale Internal Waves in Upper Lake Constance*, 2003, ISBN 3-933761-26-3

- 124 Hrsg.: Schrenk, Volker; Batereau, Katrin; Barczewski, Baldur; Weber, Karolin und Koschitzky, Hans-Peter: *Symposium Ressource Fläche und VEGAS - Statuskolloquium 2003, 30. September und 1. Oktober 2003*, 2003, ISBN 3-933761-27-1
- 125 Omar Khalil Ouda: *Optimisation of Agricultural Water Use: A Decision Support System for the Gaza Strip*, 2003, ISBN 3-933761-28-0
- 126 Batereau, Katrin: *Sensorbasierte Bodenluftmessung zur Vor-Ort-Erkundung von Schadensherden im Untergrund*, 2004, ISBN 3-933761-29-8
- 127 Witt, Oliver: *Erosionsstabilität von Gewässersedimenten mit Auswirkung auf den Stofftransport bei Hochwasser am Beispiel ausgewählter Stauhaltungen des Oberrheins*, 2004, ISBN 3-933761-30-1
- 128 Jakobs, Hartmut: *Simulation nicht-isothermer Gas-Wasser-Prozesse in komplexen Kluft-Matrix-Systemen*, 2004, ISBN 3-933761-31-X
- 129 Li, Chen-Chien: *Deterministisch-stochastisches Berechnungskonzept zur Beurteilung der Auswirkungen erosiver Hochwasserereignisse in Flusstauhaltungen*, 2004, ISBN 3-933761-32-8
- 130 Reichenberger, Volker; Helmig, Rainer; Jakobs, Hartmut; Bastian, Peter; Niessner, Jennifer: *Complex Gas-Water Processes in Discrete Fracture-Matrix Systems: Upscaling, Mass-Conservative Discretization and Efficient Multilevel Solution*, 2004, ISBN 3-933761-33-6
- 131 Hrsg.: Barczewski, Baldur; Koschitzky, Hans-Peter; Weber, Karolin; Wege, Ralf: *VEGAS - Statuskolloquium 2004*, Tagungsband zur Veranstaltung am 05. Oktober 2004 an der Universität Stuttgart, Campus Stuttgart-Vaihingen, 2004, ISBN 3-933761-34-4
- 132 Asie, Kemal Jabir: *Finite Volume Models for Multiphase Multicomponent Flow through Porous Media*. 2005, ISBN 3-933761-35-2
- 133 Jacoub, George: *Development of a 2-D Numerical Module for Particulate Contaminant Transport in Flood Retention Reservoirs and Impounded Rivers*, 2004, ISBN 3-933761-36-0
- 134 Nowak, Wolfgang: *Geostatistical Methods for the Identification of Flow and Transport Parameters in the Subsurface*, 2005, ISBN 3-933761-37-9
- 135 Süß, Mia: *Analysis of the influence of structures and boundaries on flow and transport processes in fractured porous media*, 2005, ISBN 3-933761-38-7
- 136 Jose, Surabhin Chackiath: *Experimental Investigations on Longitudinal Dispersive Mixing in Heterogeneous Aquifers*, 2005, ISBN: 3-933761-39-5
- 137 Filiz, Fulya: *Linking Large-Scale Meteorological Conditions to Floods in Mesoscale Catchments*, 2005, ISBN 3-933761-40-9

- 138 Qin, Minghao: *Wirklichkeitsnahe und recheneffiziente Ermittlung von Temperatur und Spannungen bei großen RCC-Staumauern*, 2005, ISBN 3-933761-41-7
- 139 Kobayashi, Kenichiro: *Optimization Methods for Multiphase Systems in the Sub-surface - Application to Methane Migration in Coal Mining Areas*, 2005, ISBN 3-933761-42-5
- 140 Rahman, Md. Arifur: *Experimental Investigations on Transverse Dispersive Mixing in Heterogeneous Porous Media*, 2005, ISBN 3-933761-43-3
- 141 Schrenk, Volker: *Ökobilanzen zur Bewertung von Altlastensanierungsmaßnahmen*, 2005, ISBN 3-933761-44-1
- 142 Hundecha, Hirpa Yeshewatersa: *Regionalization of Parameters of a Conceptual Rainfall-Runoff Model*, 2005, ISBN: 3-933761-45-X
- 143 Wege, Ralf: *Untersuchungs- und Überwachungsmethoden für die Beurteilung natürlicher Selbstreinigungsprozesse im Grundwasser*, 2005, ISBN 3-933761-46-8
- 144 Breiting, Thomas: *Techniken und Methoden der Hydroinformatik - Modellierung von komplexen Hydrosystemen im Untergrund*, 2006, 3-933761-47-6
- 145 Hrsg.: Braun, Jürgen; Koschitzky, Hans-Peter; Müller, Martin: *Ressource Untergrund: 10 Jahre VEGAS: Forschung und Technologieentwicklung zum Schutz von Grundwasser und Boden*, Tagungsband zur Veranstaltung am 28. und 29. September 2005 an der Universität Stuttgart, Campus Stuttgart-Vaihingen, 2005, ISBN 3-933761-48-4
- 146 Rojanschi, Vlad: *Abflusskonzentration in mesoskaligen Einzugsgebieten unter Berücksichtigung des Sickerraumes*, 2006, ISBN 3-933761-49-2
- 147 Winkler, Nina Simone: *Optimierung der Steuerung von Hochwasserrückhaltebecken-systemen*, 2006, ISBN 3-933761-50-6
- 148 Wolf, Jens: *Räumlich differenzierte Modellierung der Grundwasserströmung alluvialer Aquifere für mesoskalige Einzugsgebiete*, 2006, ISBN: 3-933761-51-4
- 149 Kohler, Beate: *Externe Effekte der Laufwasserkraftnutzung*, 2006, ISBN 3-933761-52-2
- 150 Hrsg.: Braun, Jürgen; Koschitzky, Hans-Peter; Stuhmann, Matthias: *VEGAS-Statuskolloquium 2006*, Tagungsband zur Veranstaltung am 28. September 2006 an der Universität Stuttgart, Campus Stuttgart-Vaihingen, 2006, ISBN 3-933761-53-0
- 151 Niessner, Jennifer: *Multi-Scale Modeling of Multi-Phase - Multi-Component Processes in Heterogeneous Porous Media*, 2006, ISBN 3-933761-54-9
- 152 Fischer, Markus: *Beanspruchung eingeeerdeter Rohrleitungen infolge Austrocknung bindiger Böden*, 2006, ISBN 3-933761-55-7

- 153 Schneck, Alexander: *Optimierung der Grundwasserbewirtschaftung unter Berücksichtigung der Belange der Wasserversorgung, der Landwirtschaft und des Naturschutzes*, 2006, ISBN 3-933761-56-5
- 154 Das, Tapash: *The Impact of Spatial Variability of Precipitation on the Predictive Uncertainty of Hydrological Models*, 2006, ISBN 3-933761-57-3
- 155 Bielinski, Andreas: *Numerical Simulation of CO<sub>2</sub> sequestration in geological formations*, 2007, ISBN 3-933761-58-1
- 156 Mödinger, Jens: *Entwicklung eines Bewertungs- und Entscheidungsunterstützungssystems für eine nachhaltige regionale Grundwasserbewirtschaftung*, 2006, ISBN 3-933761-60-3
- 157 Manthey, Sabine: *Two-phase flow processes with dynamic effects in porous media - parameter estimation and simulation*, 2007, ISBN 3-933761-61-1
- 158 Pozos Estrada, Oscar: *Investigation on the Effects of Entrained Air in Pipelines*, 2007, ISBN 3-933761-62-X
- 159 Ochs, Steffen Oliver: *Steam injection into saturated porous media – process analysis including experimental and numerical investigations*, 2007, ISBN 3-933761-63-8
- 160 Marx, Andreas: *Einsatz gekoppelter Modelle und Wetterradar zur Abschätzung von Niederschlagsintensitäten und zur Abflussvorhersage*, 2007, ISBN 3-933761-64-6
- 161 Hartmann, Gabriele Maria: *Investigation of Evapotranspiration Concepts in Hydrological Modelling for Climate Change Impact Assessment*, 2007, ISBN 3-933761-65-4
- 162 Kebede Gurmessa, Tesfaye: *Numerical Investigation on Flow and Transport Characteristics to Improve Long-Term Simulation of Reservoir Sedimentation*, 2007, ISBN 3-933761-66-2
- 163 Trifković, Aleksandar: *Multi-objective and Risk-based Modelling Methodology for Planning, Design and Operation of Water Supply Systems*, 2007, ISBN 3-933761-67-0
- 164 Götzinger, Jens: *Distributed Conceptual Hydrological Modelling - Simulation of Climate, Land Use Change Impact and Uncertainty Analysis*, 2007, ISBN 3-933761-68-9
- 165 Hrsg.: Braun, Jürgen; Koschitzky, Hans-Peter; Stuhmann, Matthias: *VEGAS – Kolloquium 2007*, Tagungsband zur Veranstaltung am 26. September 2007 an der Universität Stuttgart, Campus Stuttgart-Vaihingen, 2007, ISBN 3-933761-69-7
- 166 Freeman, Beau: *Modernization Criteria Assessment for Water Resources Planning; Klamath Irrigation Project, U.S.*, 2008, ISBN 3-933761-70-0

- 167 Dreher, Thomas: *Selektive Sedimentation von Feinstschwebstoffen in Wechselwirkung mit wandnahen turbulenten Strömungsbedingungen*, 2008, ISBN 3-933761-71-9
- 168 Yang, Wei: *Discrete-Continuous Downscaling Model for Generating Daily Precipitation Time Series*, 2008, ISBN 3-933761-72-7
- 169 Kopecki, Ianina: *Calculational Approach to FST-Hemispheres for Multiparametrical Benthos Habitat Modelling*, 2008, ISBN 3-933761-73-5
- 170 Brommundt, Jürgen: *Stochastische Generierung räumlich zusammenhängender Niederschlagszeitreihen*, 2008, ISBN 3-933761-74-3
- 171 Papafotiou, Alexandros: *Numerical Investigations of the Role of Hysteresis in Heterogeneous Two-Phase Flow Systems*, 2008, ISBN 3-933761-75-1
- 172 He, Yi: *Application of a Non-Parametric Classification Scheme to Catchment Hydrology*, 2008, ISBN 978-3-933761-76-7
- 173 Wagner, Sven: *Water Balance in a Poorly Gauged Basin in West Africa Using Atmospheric Modelling and Remote Sensing Information*, 2008, ISBN 978-3-933761-77-4
- 174 Hrsg.: Braun, Jürgen; Koschitzky, Hans-Peter; Stuhmann, Matthias; Schrenk, Volker: *VEGAS-Kolloquium 2008 Ressource Fläche III*, Tagungsband zur Veranstaltung am 01. Oktober 2008 an der Universität Stuttgart, Campus Stuttgart-Vaihingen, 2008, ISBN 978-3-933761-78-1
- 175 Patil, Sachin: *Regionalization of an Event Based Nash Cascade Model for Flood Predictions in Ungauged Basins*, 2008, ISBN 978-3-933761-79-8
- 176 Assteerawatt, Anongnart: *Flow and Transport Modelling of Fractured Aquifers based on a Geostatistical Approach*, 2008, ISBN 978-3-933761-80-4

Die Mitteilungshefte ab der Nr. 134 (Jg. 2005) stehen als pdf-Datei über die Homepage des Instituts: [www.iws.uni-stuttgart.de](http://www.iws.uni-stuttgart.de) zur Verfügung.