

Das Projekt wurde aus Mitteln der Deutschen Bundesstiftung Umwelt (DBU) gefördert.

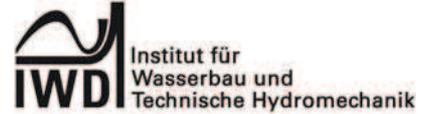


Deutsche  
Bundesstiftung Umwelt

[www.dbu.de](http://www.dbu.de)



Dresdner Wasserbauliche Mitteilungen  
Heft 55



Paolo Dapoz

## **REINIGUNG VON ABWASSERKANÄLEN MITTELS NIEDERDRUCKSPÜLVERFAHREN**

Der Titel und der Inhalt des Heftes entsprechen der zur Erlangung des akademischen Grades Doktor-Ingenieur (Dr.-Ing.) an der Fakultät Bauingenieurwesen der Technischen Universität Dresden im Januar 2015 eingereichten und genehmigten Dissertation von Dipl.-Ing. Paolo Dapoz.

Verteidigung: 29.04.2015

Vorsitzender der Promotionskommission:  
Univ.-Prof. Dr.-Ing. P. Jehle, Technische Universität Dresden

Gutachter:  
Univ.-Prof. Dr.-Ing. J. Stamm, Technische Universität Dresden  
Univ.-Prof. Dr.-Ing. habil. J. Tränckner, Universität Rostock

Dresden, November 2015

## **Bibliografische Informationen**

Die Deutsche Bibliothek verzeichnet diese Publikation in der Deutschen Nationalbibliographie. Die bibliografischen Daten sind im Internet über <http://dnb.ddb.de> abrufbar.

### **Reinigung von Abwasserkanälen mittels Niederdruckspülverfahren (Sewer Cleaning by the Use of the Low-pressure Flush Technology)**

Technische Universität Dresden, Fakultät Bauingenieurwesen,  
Institut für Wasserbau und Technische Hydromechanik.

Dresden: Institut für Wasserbau und Technische Hydromechanik, 2015  
(Dresdner Wasserbauliche Mitteilungen; H. 55)  
Zugl.: Dresden, Techn. Univ., 2015  
ISBN 978-3-86780-432-5

Herausgegeben im Auftrag des Rektors der Technischen Universität Dresden von

Univ.-Prof. Dr.-Ing. J. Stamm  
Univ.-Prof. Dr.-Ing. habil. K.-U. Graw

Technische Universität Dresden  
Fakultät Bauingenieurwesen  
Institut für Wasserbau und Technische Hydromechanik  
01062 Dresden

Tel.: +49 351 463 34397  
Fax: +49 351 463 37120  
Email: [mail@iwd.tu-dresden.de](mailto:mail@iwd.tu-dresden.de)  
WWW: <http://iwd.tu-dresden.de>

Redaktion: Paolo Dapoz

Redaktionsschluss: 16.11.2015

Verlag: Selbstverlag der Technischen Universität Dresden

Der Nachdruck des Heftes bedarf der Genehmigung durch die Redaktion und ist nur mit Quellenangabe gestattet.

ISSN 0949-5061  
ISBN 978-3-86780-432-5





*Meiner lieben Familie.*



# Vorwort

Die vorliegende Arbeit ist während meiner fünfjährigen Tätigkeit als wissenschaftlicher Mitarbeiter am Institut für Wasserbau und Technische Hydromechanik der Technischen Universität Dresden entstanden. Die Anregung dazu kam im Jahre 2011 von apl. Prof. Dr.-Ing. habil. Detlef Aigner zusammen mit Prof. Dr.-Ing. habil. Jens Tränckner während der Bearbeitung meines ersten Drittmittelprojektes. Hiermit möchte ich mich nochmals herzlichst bedanken, sowohl für die ermöglichte Beschäftigung am Institut als auch für die vielen fachlichen Fragestellungen, welche mir stets beantwortet wurden. Zweifelsohne geht mein größter Dank an meinen Doktorvater Prof. Dr.-Ing. Jürgen Stamm. Die unzähligen Konsultationen und wissenschaftlichen Diskussionen bei ihm brachten mich von Mal zu Mal näher an das angestrebte Ziel. Dafür möchte ich ihm aufrichtig danken.

Infolge der hohen praktischen Relevanz dieses Forschungsthemas war von Anfang an die Stadtentwässerung Dresden sowohl finanziell als auch gedanklich an der Entwicklung des Prototyps mit beteiligt. Hier geht mein Dank an Herrn Dipl.-Ing Thomas Würfel zusammen mit seinem Team Frank, Alex, Marko und weitere Mitarbeiter der Stadtentwässerung, mit denen ich dutzende Male die Dresdner Unterwelt unsicher gemacht habe.

Weiterhin hat die Firma „WKS Technik GmbH“ zum Gelingen dieser Arbeit beigetragen. Die Planung und der Bau des Prototyps wurde von Herrn Dipl.-Ing. Holger Wünsch koordiniert.

Mein herzlicher Dank gilt weiterhin den Kollegen für die einen oder anderen zusätzlichen hervorgerufenen fachlichen Diskussionen, ihre Unterstützung bei den Probevorträgen und vor Allem für die schöne Dresdner Zeit.

Ein herzliches Dankeschön geht an Kristin, die während der Entstehung dieser Arbeit es neben mir ausgehalten hat und meine vielen berufsbedingten Stressmomente stets mit einem Lächeln angenommen und verdrängt hat. Sie zusammen mit Tom haben schließlich durch die Korrekturlesung die vorliegende Arbeit rund gemacht.

Paolo Dapoz  
im November 2015



# Kurzfassung

In dieser Arbeit wird anfangs dargestellt, wie kostenintensiv und problematisch die Kanalreinigung ausfällt. Durch die demographisch bedingt rückläufigen Schmutzwassermengen und gleichzeitig prognostizierten langen Trockenperioden in den Sommermonaten muss allerdings mit einer verstärkten Akkumulation von Ablagerungen in den Kanalsystemen gerechnet werden. Zudem erweist es sich in Voraussicht auf den Klimawandel als notwendig, den gesamten Kanalquerschnitt für Starkregenereignisse von Ablagerungen freizuhalten; ansonsten ist die häufigere Entlastung des Abwassernetzes in den Vorfluter nach Füllung der vorhandenen Regenrückhaltebecken vorprogrammiert. Die Kanalreinigung wird somit in den nächsten Jahren an Bedeutung gewinnen. Vor allem bei der Reinigung von Großprofilen ist jedoch der Stand der Technik noch nicht ausgereift und die jetzigen Reinigungsmethoden erweisen sich wegen des niedrigen Reinigungserfolges sowie der starken Umweltbelastung durch die genutzten Geräte als ungeeignet.

Durch die in dieser Arbeit vorgestellte und auf den Stand der Technik gebrachte Reinigungsmethode wird jedoch eine leistungsstarke Alternative geboten. In Zukunft wird es möglich sein, große Kanaldurchmesser fast vollkommen umweltneutral zu reinigen und nur mit Hilfe der Wasserkraft das gesammelte Sediment bis zum nachgeschalteten Sandfang zu mobilisieren.

Mit den durchgeführten und hier dargestellten numerischen Versuchen wird in erster Linie eine geometrische Optimierung zur Erreichung der größten Mobilisierungskräfte im Hinblick auf einen ausgewählten Abschnitt der Dresdner Kanalisation vollzogen. In der nachfolgenden physikalischen Modellierung wird der Schwerpunkt auf die optimale Reinigungsgeschwindigkeit gelegt, um ein möglichst großes Volumen an Ablagerungen zu bewegen. Es muss allerdings präzisiert werden, dass während der Modellierung kein Grenzzustand erreicht werden konnte. Dieser wird schließlich durch die folgende analytische Beschreibung des Transportvorganges theoretisch bestimmt. Für das genutzte physikalische Modell wird analytisch ein Grenztransportkörper aus Modellsediment errechnet. Bei einer Übertragung auf den dazugehörigen vorhandenen Abschnitt im Dresdner Kanalnetz durch Ansetzen des Ähnlichkeitsgesetzes wird ein mobilisierbares Grenzvolumen überschlagen.

Die hier dargestellten Ergebnisse der theoretischen Untersuchungen bzw. der physikalischen Modellierung wurden mit den Betreibern und den Herstellern des neuen Stauwagens diskutiert und hinsichtlich konstruktiver Schwerpunkte optimiert. Unter besonderer Berücksichtigung der Kostenoptimierung und der konstruktiven Realisierung wurde von der Firma „WKS Technik GmbH“ ein Forschungsmuster zur Untersuchung in einer Pilottestphase entwickelt und gebaut.

In der nachfolgenden dargestellten Testphase wurde das Ergebnis als Pilotprojekt im Dresdner Kanalnetz in mehreren Testläufen erprobt und untersucht. Nach jedem Testlauf wurden die aufgetretenen Probleme analysiert und durch Umbauten oder Veränderungen behoben. Regelmäßige Reinigungsfahrten sollten wegen der geringeren Ablagerungsmengen ein gleichmäßiges Fahren gewährleisten bzw. die Ablagerungen vollständig mobilisieren und bis zum Sandfang transportieren, um sie dort zu entnehmen.

Während der Testphase wurde eine viel höhere Sedimentmenge gesammelt und transportiert als die, welche sich aus der analytischen Berechnung ergab. Dies folgte aus dem beim Naturversuch zugelassenen höheren Aufstauniveau hinter dem Spülwagen, welches ausnahmsweise zugelassen wurde, um auf eine zwischenzeitliche Sedimentabsaugung zu verzichten.

# Abstract

The early pages of this research thesis demonstrate how costly and problematic sewer cleaning is. Due to changing demographics causing declining amounts of wastewater and, at the same time, to predicted long dry spells during the summer months, an increased accumulation of sediments in the sewer systems has to be expected. With respect to climate change it is necessary to keep the entire sewer cross section free of sediments in order to manage heavy rainfall events; otherwise a more frequent relief of the wastewater system into the receiving water is inevitable once the rain retention basins have been filled. Thus sewer cleaning will gain in importance within the next few years. Predominantly the cleaning of large-diameter profiles, however, has not reached a state-of-the-art technology, and the current cleaning methods prove themselves to be inapt due to their very limited success as well as to the environmental burden posed by the equipment they employ. The state-of-the-art cleaning method presented in this research paper constitutes a high-powered alternative. In the future, it will be possible to clean large sewer cross sections almost entirely in an environmentally neutral fashion and to mobilize the accumulated sediment all the way to the downstream sand trap by exclusively harnessing water power.

The numerical experiments conducted for this paper primarily effected a geometric optimization to achieve the maximal mobilization forces in a selected section of Dresden's sewer system. In the subsequent physical modeling the emphasis is placed on the optimal cleaning speed in order to move a maximum volume of sediments. It has to be clarified, however, that no limit state could be reached during the modeling procedure. This limit state is determined theoretically only through the following analytical description of the transport process. For the physical model at hand, the maximum transportable sediment volume made of model sediment is calculated analytically. In an extrapolation for the associated existent section in the Dresden sewer system, a mobilizable limit volume is estimated applying the law of similarity.

The results of the theoretical analysis and the physical modeling presented in this work were discussed with the operators and manufacturers of the new storage vehicle and were optimized with regard to constructional core aspects. In special consideration

## ABSTRACT

---

of the cost optimization and the constructional realization, the „WKS Technik GmbH“ company developed and constructed a research prototype for a survey in a pilot test phase.

During the subsequent test phase, the result was tried out and examined as a pilot project in several trial runs in Dresden's sewer system. After each trial run, the problems which had occurred were analyzed and then eliminated through constructional modifications or other alterations. Regular cleaning runs were intended to guarantee a steady movement of the cleaning vehicle due to a reduced amount of sediments, or to completely mobilize the sediments and transport them to the sand trap in order to remove them there.

The sediment volume actually gathered and transported during the test phase was significantly larger than the one derived from the analytical calculation. This increase results from greater storage depths behind the flush car, which were permitted as an exception for the field test in order to go without any interim sediment extractions.

# Riassunto

La prima parte della presente tesi di dottorato mette in evidenza le problematiche legate alla pulizia dei canali delle acque reflue, sottolineando in particolare gli enormi costi generati dall'alta frequenza di depositi e dalla grandezza delle reti di raccolta presenti sui territori. A causa della riduzione demografica e delle condizioni meteorologiche che si stanno alterando, per il prossimo futuro si prevedono lunghi periodi di siccità, interrotti da acquazzoni intensi e brevi. Questo porterà ad un accumulo di depositi nelle reti di raccolta delle acque miste soprattutto nei mesi estivi, che implicherà a sua volta la necessità di tenere le sezioni dei canali presenti libere da depositi per consentire un appropriato deflusso e ritenzione in presenza delle suddette intense precipitazioni. Se in questi casi la ritenzione della rete fognaria non sarebbe data, infatti, si andrebbe a scaricare acque sporche sempre in maggiore quantità e con maggiore frequenza nei corsi d'acqua di superficie, inquinando in secondo luogo anche le falde acquifere. Da questo quadro, si evince come la pulizia delle canalizzazioni acquisterà in futuro sempre una maggiore importanza. Attualmente, per la pulizia di canali di grandi dimensioni (maggiori di 1000 *mm*) non esistono metodi efficaci ed ecologici per movimentare i depositi presenti.

Il presente lavoro espone una soluzione competitiva ai suddetti problemi. Grazie al lavoro di ricerca e sviluppo svolto, infatti, è stato elaborato un metodo con cui sarà possibile in futuro pulire canali di grosse dimensioni pressoché senza l'impiego di energia esterna, ma solamente grazie all'utilizzo dell'energia dell'acqua reflua presente nei canali, mobilizzando i depositi fino al prossimo punto presente dove sarà possibile estrarre dalla rete fognaria il materiale raccolto.

L'analisi numerica eseguita e qui rappresentata porta innanzitutto ad un'ottimizzazione geometrica ed idraulica che consente il raggiungimento delle maggiori forze di mobilizzazione possibili per un segmento scelto della rete fognaria della città di Dresda (Sassonia). Nelle prove in laboratorio correlate si è cercato di ottimizzare la velocità con la quale deve avvenire la pulizia del fondo del canale in modo da poter trasportare il più elevato volume di sedimenti possibile. Si precisa a questo riguardo che in laboratorio non è stato possibile raggiungere il limite volumetrico correlato al modello fisico utilizzato, perché i soli 24 *m* di lunghezza del banco di prova non hanno consentito il rag-

giungimento di tale stato limite. Questo limite è stato determinato successivamente attraverso un modello analitico sviluppato appositamente, il quale descrive la mobilitazione dei sedimenti attraverso la tecnologia di pulizia utilizzata. Attraverso i fattori di conversione che regolano le leggi fisiche presenti tra modello di laboratorio e natura è stato possibile in seguito riportare il limite volumetrico al segmento reale utilizzato per le prove numeriche.

Usando i risultati ottenuti sia dalle analisi numeriche che dalle prove di laboratorio è stato sviluppato e poi realizzato un prototipo assieme al partner commerciale „WKS Technik GmbH“, prestando particolare attenzione all’ottimizzazione costruttiva e dei costi di produzione. Questo prototipo è stato testato per diverse volte in un tratto di circa quattro chilometri della canalizzazione di Dresda. Dopo ogni corsa sono stati analizzati i punti deboli del metodo di pulizia nonché del prototipo stesso e si è provveduto ad eliminarli. Gli ultimi test hanno confermato il funzionamento di tale prototipo offrendo inoltre una buona validazione del modello analitico sviluppato in precedenza.

# Inhaltsverzeichnis

<b>Vorwort</b>	<b>V</b>
<b>Kurzfassung</b>	<b>VII</b>
<b>Abstract</b>	<b>IX</b>
<b>Riassunto</b>	<b>XI</b>
<b>Inhaltsverzeichnis</b>	<b>XIII</b>
<b>Abbildungsverzeichnis</b>	<b>XIX</b>
<b>Tabellenverzeichnis</b>	<b>XXX</b>
<b>Symbolverzeichnis</b>	<b>XXXI</b>
<b>Abkürzungsverzeichnis</b>	<b>XXXVII</b>
<b>1 Einführung</b>	<b>1</b>
1.1 Ausgangssituation . . . . .	1
1.2 Abgrenzung und Zielstellung der Arbeit . . . . .	2
1.3 Wissenschaftliche Aufgabenstellung . . . . .	3
1.4 Gliederung der Arbeit . . . . .	4
<b>2 Kanalablagerungen und Kanalreinigung</b>	<b>5</b>
2.1 Kanalablagerungen . . . . .	5
2.1.1 Herkunft und Charakterisierung von Kanalablagerungen . . . . .	5
2.1.2 Probleme durch Ablagerungen in der Kanalisation . . . . .	12
2.1.3 Notwendigkeit und Häufigkeit der Ablagerungsbeseitigung . . . . .	14
2.2 Kanalreinigung . . . . .	14
2.2.1 Historische Entwicklung der Kanalisation . . . . .	14
2.2.2 Historische Entwicklung der Kanalreinigung . . . . .	17
2.2.3 Kanalreinigung - Stand der Technik . . . . .	24

2.2.4	Schlussfolgerungen zum Stand der Reinigungsmethoden . . . . .	48
<b>3</b>	<b>Niederdruckspülverfahren - Stand der Technik</b>	<b>53</b>
3.1	Erfahrungen von Kanalnetzbetreibern . . . . .	53
3.1.1	Berlin . . . . .	54
3.1.2	Bremen . . . . .	55
3.1.3	Dresden . . . . .	56
3.1.4	Halle a. d. Saale . . . . .	59
3.1.5	Karlsruhe . . . . .	60
3.1.6	Leipzig . . . . .	61
3.1.7	Magdeburg . . . . .	63
3.1.8	Mönchengladbach . . . . .	64
3.1.9	München . . . . .	65
3.1.10	Wien . . . . .	66
3.1.11	Zusammenfassung und Schlussfolgerungen . . . . .	67
3.1.12	Diskussion und Fazit . . . . .	70
3.2	Voraussetzungen für den Einsatz von Spülwagen zur Kanalreinigung . . .	72
3.2.1	Geometrie des Kanalnetzes . . . . .	72
3.2.2	Abflüsse und Wasserhöhen . . . . .	73
3.2.3	Einhub und Aushub des Stauwagens . . . . .	74
3.3	Anforderungen an die neue Stauwagengeneration . . . . .	74
3.3.1	Lastenheft neuer Stauwagen . . . . .	74
3.3.2	Einsatz des Stauwagens am Beispiel Dresdner . . . . .	77
<b>4</b>	<b>Freispiegelabfluss und Sedimenttransport in teilgefüllten Kanalrohren</b>	<b>79</b>
4.1	Strömung in offenen Gerinnen . . . . .	79
4.1.1	Fließformeln . . . . .	79
4.1.2	Geschwindigkeitsverteilungen im Querschnitt . . . . .	81
4.2	Feststofftransport in der Kanalisation . . . . .	82
4.2.1	Unterschiede zwischen fluvialem Feststofftransport und Feststofftransport in der Kanalisation . . . . .	82
4.2.2	Feststofftransportprozesse . . . . .	83
4.2.3	Fluid . . . . .	85
4.2.4	Korngrößen, -formen und Dichten der Feststoffpartikel . . . . .	86
4.2.5	Feststofftransportkonzentrationen und -volumina . . . . .	87
4.2.6	Sinkgeschwindigkeit . . . . .	91
4.2.7	Sohlschubspannung . . . . .	94
4.2.8	Hubkraft . . . . .	97
4.2.9	Gefügestruktur von Ablagerungen (vgl. Lick, W. 2009) . . . . .	99

<b>5</b>	<b>Hydronumerische und physikalische Modelluntersuchungen von Kanalabflussprozessen</b>	<b>103</b>
5.1	Hydronumerische Modelluntersuchungen . . . . .	103
5.1.1	Grundlagen der Modellierung . . . . .	103
5.1.2	Ergebnisse der hydraulischen Optimierung . . . . .	107
5.1.3	Numerische Untersuchungen zum Sedimenttransport . . . . .	112
5.2	Physikalische Modelluntersuchungen . . . . .	116
5.2.1	Physikalische Modellierung . . . . .	116
5.2.2	AICON® Messverfahren . . . . .	126
5.2.3	Ergebnisse der Modelluntersuchungen . . . . .	130
5.3	Numerisches vs. physikalisches Modell . . . . .	146
<b>6</b>	<b>Analytische Sedimenttransportmodellierung in Abwasserkanalleitungen</b>	<b>147</b>
6.1	Ähnlichkeit zur Wanderung von Sicheldünen . . . . .	147
6.2	Herleitung der geometrischen Parameter zur Beschreibung der Sedimentdüne . . . . .	149
6.3	Zweidimensionale Analyse für die Kanalmitte . . . . .	152
6.3.1	Zielstellung und Methode . . . . .	152
6.3.2	Strömung in unmittelbarer Nähe der Stauwand . . . . .	153
6.3.3	Erosion der verfestigten Ablagerungen . . . . .	156
6.3.4	Analytisches Gleichgewicht am Einzelkorn . . . . .	158
6.3.5	Numerische 2D-HN-Untersuchung zur Ermittlung der Fließcharakteristik im Bereich des Dünenkopfes . . . . .	160
6.3.6	Geschiebetransport auf dem Dünenrücken . . . . .	161
6.4	Maximal umgelagertes Sedimentvolumen . . . . .	162
6.4.1	Aufstellung der Berechnungsgleichungen . . . . .	162
6.4.2	Auswertung der entwickelten Formel am untersuchten physikalischen Modell . . . . .	165
6.4.3	Übertragung auf das Naturbauwerk . . . . .	167
6.4.4	Übertragung auf die Teststrecke . . . . .	168
6.4.5	Einschätzung der Genauigkeit für die Maßstabsübertragung . . . . .	169
<b>7</b>	<b>Naturversuche anhand eines Forschungsmusters im Dresdner Kanalnetz</b>	<b>171</b>
7.1	Forschungsmuster . . . . .	171
7.2	Naturversuche in der Kanalisation . . . . .	172
7.3	Versuchsplan . . . . .	172
7.4	Erste Versuchsreihe . . . . .	173
7.4.1	Einstaucharakteristik . . . . .	173
7.4.2	Funktion der Entlastungsklappe . . . . .	175
7.4.3	Wasserdruckkraftmessung . . . . .	175
7.4.4	Bremswirkung . . . . .	177

7.5	Zweite Versuchsreihe . . . . .	178
7.6	Dritte Versuchsreihe . . . . .	180
<b>8</b>	<b>Zusammenfassung und Ausblick</b>	<b>185</b>
8.1	Zusammenfassung . . . . .	185
8.2	Ergebnisse der Untersuchung . . . . .	185
8.3	Interpretation der Ergebnisse . . . . .	187
8.4	Ausblick . . . . .	188
	<b>Literaturverzeichnis</b>	<b>191</b>
<b>A</b>	<b>Kostenanalyse der Kanalreinigungsmethoden</b>	<b>199</b>
A.1	Containerfahrzeug mit Ladekran . . . . .	200
A.2	Saugwagen . . . . .	201
A.3	Hochdruckspül- und Saugwagen ohne Wasserrückgewinnung . . . . .	202
A.4	Hochdruckspül- und Saugwagen mit Wasserrückgewinnung . . . . .	203
A.5	Manuelle Beräumung von begehbaren Kanäle . . . . .	205
A.6	Reinigung durch traditionellen Spülwagen unter ständiger Begleitung . . . . .	206
A.7	Reinigung durch den neu entwickelten Spülwagen unter ständiger Begleitung . . . . .	207
A.8	Reinigung durch neu entwickelten Spülwagen ohne Begleitung . . . . .	208
A.9	Jahreskosten für die Reinigung eines 500 m langen fiktiven Stauraumkanales mit einer ohne Fremdenergie betriebenen Schwallspülklappe . . . . .	209
A.10	Jahreskosten für die Reinigung eines 500 m langen fiktiven Stauraumkanales mit einer Fremdenergie betriebenen Schwallspülklappe . . . . .	210
A.11	Jahreskosten für die Reinigung eines 500 m langen fiktiven Stauraumkanales mit Vakuum-Kammer-Anlagen . . . . .	210
<b>B</b>	<b>Ergebnisse der 3D-HN-Untersuchung</b>	<b>211</b>
<b>C</b>	<b>Ergebnisse der Modelluntersuchung</b>	<b>217</b>
<b>D</b>	<b>Ergebnisse der 2D-HN-Untersuchung</b>	<b>225</b>
<b>E</b>	<b>Verlauf der Sedimentoberfläche für die Modellversuche</b>	<b>229</b>
E.1	Approximation der Sedimentoberfläche im Querschnitt . . . . .	229
E.2	Approximation der Sedimentoberfläche im Längsschnitt . . . . .	232
<b>F</b>	<b>Analytische Berechnung des Grenztransportkörpers</b>	<b>233</b>
F.1	Ermittlung des Grenzsedimentvolumens für das geometrische Modell des parallelen Spaltes . . . . .	233
F.2	Hochrechnung auf das Naturbauwerk . . . . .	235

F.3	Ermittlung des Grenzsedimentvolumens für die Teststrecke . . . . .	236
<b>G</b>	<b>Satzung der Gesellschaft der Förderer des Hubert-Engels-Institutes für Wasserbau und Technische Hydromechanik an der Technischen Universität Dresden e. V.</b>	<b>239</b>



# Abbildungsverzeichnis

2.1	Beispiel einer Jahresbilanz des Feststoffeintrages im Mischsystem (eigene Darstellung nach Artiéres 1988). . . . .	6
2.2	Schematische Schichtung der Ablagerungen im Abwasserkanal mit Fließgeschwindigkeits- und Schubspannungsverlauf (aus Gebhard, V. 2002). . . . .	7
2.3	Jahresbilanz des Austragsverhaltens von Feststoffen des Mischsystems der Gemeinde Entzheim (Eigene Darstellung nach Geib 2002). . . . .	8
2.4	Wasser- und Feststoffkreislauf eines Abwasserkanals. . . . .	9
2.5	Struktur der abgesetzten Feststoffablagerungen (aus Artiéres 1988). . . . .	10
2.6	Darstellung von Sielhautablagerungen: A - Sielhaut, B - Sielhaut vorwiegend aus Fett, C - Sielhaut mit Fasern und Fett (aus Harting, K. 2006). . . . .	11
2.7	Verringerung der Leistungsfähigkeit mit der Zunahme der Sedimenthöhe (modifizierte Darstellung aus Butler 2004). . . . .	13
2.8	Links - „Cloaca Maxima“: größter Abwasserkanal in Rom (aus <i>Cloaca Maxima</i> 2013). Rechts - Oberirdischer Abflusskanal einer heutigen Armensiedlung (aus <i>TU Graz</i> 2013). . . . .	15
2.9	Eiprofile, Haubenprofile mit und ohne Trockenwetterrinne der Kanalisation der Stadt Dresden im Jahre 1912 (Darstellung aus Stein 2000). . . . .	16
2.10	Handreinigungstechnik und Senkreinigungswagen (aus <i>Handreinigung</i> 2013 und Anonymus 1996). . . . .	18
2.11	Links - Werbung eines automatisierten Spülschachtes. Rechts - Spülvorrichtung am Tiber Creek Kanal in Washington zur Kanalspülung (aus <i>Sewerhistory</i> 2013). . . . .	19
2.12	Oben - Mechanische Reinigung durch Windenzug. Unten links - Benötigte Zugaggregate (aus Dettmar, J. 2006). Unten rechts - Handgestänge zur Beseitigung von Verstopfungen (aus <i>Sewerhistory</i> 2013). . . . .	20
2.13	Links - Arbeitsprinzip einer Wulstkugel (aus Kirchheim, N. 2005). Rechts - Historische Wulstkugeln der Pariser Kanalisation). . . . .	21
2.14	Längsschnitt und Aufsicht zum Erläutern des Arbeitsprinzips einer selbstlaufenden Reinigungswalze (aus Böhm, A. 2001). . . . .	22

2.15	Oben - Arbeitsprinzip eines Spülwagens (aus <i>Sewerhistory</i> 2013). Unten - Unterströmter (links) und überströmter (rechts) Spülwagen im Einsatz (Foto: Wien Kanal, Städtische Werke Magdeburg GmbH - <i>SWM</i> ). . . . .	23
2.16	Links - Arbeitsprinzip eines „Iltises“ (aus Kirchheim, N. 2005). Rechts - „Iltis“ im Einsatz (Foto: <i>NVV-AG Mönchengladbach</i> ). . . . .	23
2.17	Oben - Arbeitsprinzip eines Spülkanus (aus <i>Sewerhistory</i> 2013). Unten - Historisches Spülkanu der Pariser Kanalisation. Rechts - Historischer Spülschlitten der Pariser Kanalisation. . . . .	24
2.18	Aufbau eines Straßenablaufes mit Trockenschlammgewinnung (links) und mit Nassschlammgewinnung (rechts) (aus Stein, R. 2008). . . . .	25
2.19	Reduzierung und Verzögerung des Regenwasserabflusses durch die Installation eines begrünten Daches (Abbildung aus <i>Progetto Tetti Verdi</i> 2013 übersetzt). . . . .	26
2.20	Graphische Darstellung der zuvor genannten Bemessungsansätze (aus Butler 1993). . . . .	27
2.21	Variation der Mindestfließgeschwindigkeit ausgehend von verschiedenen Berechnungsansätzen (aus Kirchheim, N. 2005). . . . .	28
2.22	Aufbau eines Geschiebeschachtes mit automatisiertem Entnahmegreifer und Belüftungsanlage (aus Stein, R. 2008). . . . .	29
2.23	Oben - HD-Kanalreinigungstechnik. Unten - Funktionsprinzip der Düse (Modifizierung aus <i>Stadtentwässerung Dresden</i> 2013). . . . .	31
2.24	Erste Zeile - Entwicklung der HD-Düsen: Spülratte und Düsenkopf aus den 1960er Jahren, Sohlreiniger auf Schlitten aus den 90er Jahren, heutiger Sohlreiniger mit integrierter Kamera (aus Dettmar, J. 2006). Ab zweiter Zeile - Auszug der auf dem Markt erhältlichen HD-Düsen: Reinigungsdüsen, Sohlreiniger, Fräswerkzeuge und Wurzelschneider (aus <i>Power Jet Düsen</i> 2012). . . . .	32
2.25	Schäden infolge einer unsachgemäßen bzw. wiederholten HD-Reinigung. a - Abrieb der Betonoberfläche. b, c und d - Riefenbildung und lokale Abplatzungen. e - Ablösung der Innenauskleidung (aus Bossler 2004). . . . .	33
2.26	Verschiedene Spülvorrichtungen, welche heute wieder zum Einsatz kommen (aus Dettmar, J. 2006). . . . .	36
2.27	Zeitliche Ausbreitung einer Schwallwelle im Ansatz zur Ausbreitung einer Dambruchkurve nach Ritter, A. 1892 (Näherung gilt für $t > 1,41 \cdot \sqrt{h_0/g}$ in [s]). . . . .	37
2.28	Abhängigkeiten zwischen Spülwasservolumen (oben) bzw. Stauhöhe (unten) und Spüllänge einer Schwallspülung für verschiedene Kanalnennweiten (aus Dettmar, J. 2006). . . . .	39
2.29	Erläuterung zur Berechnung der Mindesteinstaulänge. . . . .	40
2.30	Erforderliche Spülwasservolumina (oben) und Stauhöhen (unten) für eine Schwallwellenbemessung (aus Dettmar, J. 2006). . . . .	41

2.31	Göttinger Kugel (aus Barenthien, L. 2005). . . . .	46
2.32	Spezialreinigungsverfahren und -geräte (von oben links): Handreinigung (aus <i>Wienkanal</i> 2013), Stahlfedermolch, Rohrmeißelkranz für Eiprofil, Rohrfräsroboter, Ringschneider und Kettenschleuder ( <i>Instandhaltung von Kanalisationen</i> 2013). . . . .	47
2.33	Kanalreinigungskosten in Abhängigkeit von der gereinigten Kanallänge für die vier Hauptreinigungsmethoden (Kostenansatz nach Barenthien, L. 2005 und Dettmar, J. 2006). Die Steigung der Geraden entspricht den spezifischen Reinigungskosten der jeweiligen Methode in [€/m]. . . . .	51
2.34	Spezifische Kanalreinigungskosten für die vier Hauptreinigungsmethoden (Kostenansatz nach Barenthien, L. 2005 und Dettmar, J. 2006). . . . .	52
3.1	Links - Spülapparat für Eiprofil <i>DN</i> 1300/900 mm. Rechts - Spülapparat für Maulprofil <i>DN</i> 2200/2000 mm (Foto: Berliner Kanalnetz). . . . .	55
3.2	Spülwagen für Eiprofil <i>DN</i> 1800/1200 mm (Foto: Hansewasser Ver- und Entsorgungs-GmbH). . . . .	56
3.3	Links - „Kleiner Spülwagen“ für Haubenprofil <i>DN</i> 2000 mm. Rechts - „Großer Spülwagen“ für Maulprofil <i>DN</i> 3200/3060 mm. . . . .	58
3.4	„Iltis 2007“ für den Einsatz im U-Profil 2100/2300 mm (Foto: Hallesche Wasser- und Stadtwirtschaft GmbH). . . . .	59
3.5	Stauwagen für den Einsatz im <i>DN</i> 2000 mm (Foto: Tiefbauamt der Stadt Karlsruhe). . . . .	60
3.6	Einhub (links) und Ausrichtung (rechts) des Leipziger Kanalspülwagens für Maulprofil <i>DN</i> 2100/2300 mm. . . . .	62
3.7	Links - Stauwagen für Eiprofil <i>DN</i> 1000/1500 mm (variabel). Rechts - Stauwagen für Maulprofil <i>DN</i> 1330/2000 mm (Fotos: Städtische Werke Magdeburg GmbH). . . . .	64
3.8	„Iltis“ für den Einsatz im Kastenprofil 2100/1650 mm (Foto: NVV AG Mönchengladbach). . . . .	65
3.9	„Hunt“ für den Einsatz im Eiprofil <i>DN</i> 1200/1800 mm (Foto: Stadtentwässerung München). . . . .	66
3.10	„Hunt“ für Maulprofil <i>DN</i> 1800/1900 mm (Foto: Wien Kanal). . . . .	67
3.11	Kanalquerschnittsanpassung durch Baukastenprinzip - Durch Anbringung von Stauschilden mit unterschiedlicher Größe am selben Stauwagen kann er für ein weites Durchmesserpektrum eingesetzt werden. . . . .	73
3.12	Dresdner Kanalnetz mit farblicher Hervorhebung der Kanalstrecken, welche durch die Stauwagentechnologie gereinigt werden [Auszug aus dem 1D-HN-Modell des Institutes für Siedlungs- und Industrieresourcemanagement der TU Dresden]. . . . .	78

4.1	Hydraulische Kenngrößen für ein PE-Rohr mit Gefälle $I = 0,0343 \%$ ; Durchmesser $D = 591,4 \text{ mm}$ ; und Oberflächenrauheit $k = 0,007 \text{ mm}$ (nach Aigner, D. 1996). Schlüsselkurve für die mittlere Fließgeschwindigkeit (links) und für den Abfluss (rechts). . . . .	81
4.2	Geschwindigkeitsverteilung im kreisförmigen Querschnitt bei sehr glatten Kanalmaterialien ( $k = 0,007 \text{ mm}$ ) und mittleren Abflussbedingungen (aus der Berechnung mit <i>FLOW – 3D</i> <sup>®</sup> ). . . . .	82
4.3	Fluviale Transportmechanismen von Lockermaterial (nach Christopher-son, R.W. 1994). . . . .	84
4.4	Sieblinien für Kanalablagerungen aus der Literatur verglichen mit einer Sieblinie von Ablagerungen, welche aus der Dresdner Mischkanalisation entnommen wurden Tränckner, J. 2012. . . . .	87
4.5	Konzentrationsprofile von Feststoffpartikel bei Freispiegelabfluss, in Abhängigkeit von der mittleren Strömungsgeschwindigkeit (überarbeitete Darstellung nach Sander, T. 1994 aus Staufer, P. 2010). . . . .	90
4.6	Links - Stokes-Gesetz der Sinkgeschwindigkeit in Abhängigkeit des Korn-durchmessers und der Dichte. Rechts - Sinkgeschwindigkeiten nach dem Ansatz von Cheng im Vergleich zum Stokes-Gesetz (modifiziert aus Lick, W. 2009). . . . .	92
4.7	Ablösung eines Feststoffpartikels von der obersten Ablagerungsschicht (aus Glose, C. 2005). . . . .	97
4.8	Lagerungsdichte als Funktion der Sedimenthöhe beim Sediment des Detroit Flusses, für verschiedene Konsolidierungszeiten (Lick, W. 2009). . .	101
5.1	Darstellung der untersuchten Modellgeometrien sowie -parameter. Links - dichter/undichter Schild. Rechts - Variation der Oberwasserhöhe. . . . .	105
5.2	Darstellung der untersuchten Modellgeometrien sowie -parameter. Links - Variation der Rückstauhöhe. Rechts - Variation der Schildneigung. . . . .	105
5.3	Darstellung der untersuchten Modellgeometrien sowie -parameter: Variation der Spaltform. . . . .	106
5.4	Darstellung der untersuchten Modellgeometrien sowie -parameter: Variation der Grundform der Stauwand. . . . .	106
5.5	Darstellung der Geschwindigkeitsverteilung im Längsschnitt für die Kanalmitte $y = 0,00 \text{ m}$ („Spalt gerade $80 \text{ mm}$ “). . . . .	107
5.6	Darstellung des Geschwindigkeitsverlaufs in der Aufsicht bei $z = 15 \text{ mm}$ , $z = 45 \text{ mm}$ und $z = 75 \text{ mm}$ über der Kanalsole für die Untersuchung „Spalt gerade $80 \text{ mm}$ “. . . . .	108
5.7	Darstellung der Geschwindigkeitsverteilung im Querschnitt $50 \text{ mm}$ vor bzw. $50 \text{ mm}$ , $550 \text{ mm}$ , $1050 \text{ mm}$ und $2050 \text{ mm}$ nach und am Stauschild für die Untersuchung „Spalt gerade $80 \text{ mm}$ “. . . . .	109
5.8	Schubspannungsverlauf für unterschiedliche Spalt- und Schildformen. . .	110

5.9	Untersuchungen mit Sedimenttransport. Links - Unterströmte Stauwand. Rechts - Überströmte Stauwand. . . . .	112
5.10	Untersuchungen mit Sedimenttransport. Links - Unterströmte und überströmte Stauwand. Rechts - Unterströmte und überströmte Stauwand mit Umlenkung des herabfallenden Wasserstrahls. . . . .	112
5.11	Untersuchungen mit Sedimenttransport: „Iltis“ . . . . .	113
5.12	Qualitative Darstellung des Sedimentmassenabtrages nach 60 Sekunden Strömungssimulation ausgehend vom Anfangszustand (links oben). . . . .	114
5.13	Sedimentmassenabtrag in Abhängigkeit von der Zeit für den stehenden (oben) und für den fahrenden Stauwagen (unten). . . . .	115
5.14	Geometrie der verwendeten Stauwandspalte für die Modelluntersuchungen: „parallel“, „gerade“ und überströmte Stauwand (v. l. n. r.). . . . .	116
5.15	Stauwagen mit „geradem Schild“ für die Modelluntersuchungen, Ansicht mit geöffneter Entlastungsklappe (links) und im Einsatz (rechts). . . . .	119
5.16	Verlängerung des Versuchsstandes im Hubert-Engels-Labor, in Planung (links und Mitte) und während des Umbaus (rechts). . . . .	119
5.17	Schematische Darstellung des Wasserkreislaufes zur Durchführung der physikalischen Versuche. . . . .	120
5.18	Ultraschallmessung für die Erfassung der Aufstauhöhe (links) und für die Rückstauhöhe (Mitte). Festinstallierte <i>WEB-CAM</i> zur Überwachung des Reinigungsprozesses (rechts). . . . .	121
5.19	Kornverteilungskurve des Modellsedimentes (links) und Ausgangsbedingungen vor einem Versuchsdurchlauf (rechts). . . . .	124
5.20	Stauwagen während des Reinigungsbetriebes (links oben) und nach einem Versuchsdurchlauf (rechts oben). Erzielte Sedimentdüne nach einem Versuchsdurchlauf (unten). . . . .	125
5.21	Arbeitsprinzip der fotogrammetrischen Oberflächenmessung. Trockenmessung (links) und Unterwassermessung (rechts) (Bilder aus Hentschel, B. 2007 modifiziert). . . . .	126
5.22	Anbringung der CCD-Kameras am Hallenkran mit Rasterprojektor und Orientierungsmarken sowie Versuchsstandsabmessungen (oben links). Beispiel einer Kameraaufnahme des projizierten Rasters auf der Kanalsole mit drei extern angeordneten Orientierungsmarken (oben rechts). Kalibrierplatte (unten links) und Abbildung des projizierten Rasters auf einer Sedimentdüne (unten rechts). . . . .	128
5.23	Höhendarstellung des Sedimentberges nach dem Versuch Nr. 39: „gerader Spalt“ 35 mm, 6 m Reinigungslänge, 10 mm/s Fahrgeschwindigkeit und 190 mm Rückstauhöhe. . . . .	129
5.24	Längsschnitt in der Kanalmitte des Sedimentberges nach dem Versuch Nr. 39: „gerader Spalt“ 35 mm, 6 m Reinigungslänge, 10 mm/s Fahrgeschwindigkeit und 190 mm Rückstauhöhe. . . . .	130

5.25	Unterschiedliche Sekundärströmungsbedingungen in Abhängigkeit der Spaltform: „paralleler Spalt“ (links), „gerader Spalt“ (rechts). . . . .	131
5.26	Von der Strömung aufgeschüttete Sedimentdünen: „paralleler Spalt“ (oben), „gerader Spalt“ (Mitte) und „überströmte Stauwand“ (unten). .	132
5.27	Entwicklung der Unterwasserdüne bei der Stauwagenreinigung beim Einhalten der Grenzfahrgeschwindigkeit. . . . .	133
5.28	Vergleich zwischen den Unterwasserdünen, welche infolge unterschiedlicher Spaltformen (oben = „paralleler Spalt“ 35 mm; unten = „gerader Spalt“ 35 mm) entstanden sind. Versuch Nr. 3 bzw. 23: 2 m Arbeitslänge, 15 mm/s Reinigungsgeschwindigkeit und 190 mm Rückstauhöhe. . . . .	135
5.29	Vergleich zwischen den Unterwasserdünen, welche infolge unterschiedlicher Spaltformen (oben = „paralleler Spalt“ 35 mm; unten = „gerader Spalt“ 35 mm) entstanden sind. Versuch Nr. 19 und Nr. 39: 6 m Arbeitslänge, 10 mm/s Reinigungsgeschwindigkeit und 190 mm Rückstauhöhe. .	136
5.30	Vergleich der Längsschnitte in der Kanalmitte von den Unterwasserdünen, welche infolge unterschiedlicher Spaltformen („paralleler Spalt“ [gestrichelte Linie] und „gerader Spalt“ [durchgezogene Linie] 35 mm) entstanden sind. . . . .	136
5.31	Längsschnitte in der Kanalmitte von den Unterwasserdünen, welche infolge unterschiedlichen Reinigungslängen (2; 4; 5; 6 m) entstanden sind. Versuch Nr. 1, Nr. 5, Nr. 15 und Nr. 18: „paralleler Spalt“ 35 mm, 5 mm/s Reinigungsgeschwindigkeit und 190 mm Rückstauhöhe. . . . .	137
5.32	Vergleich zwischen den Unterwasserdünen, welche infolge unterschiedlicher Reinigungslängen entstanden sind. . . . .	138
5.33	Vergleich zwischen den Unterwasserdünen, welche infolge unterschiedlicher Reinigungsgeschwindigkeiten (2; 5; 10 und 15 mm/s) entstanden sind. Versuch Nr. 4, Nr. 5, Nr. 6 und Nr. 7: „paralleler Spalt“ 35 mm, 4 m Reinigungslänge und 190 mm Rückstauhöhe. . . . .	139
5.34	Vergleich der Längsschnitte in der Kanalmitte von den Unterwasserdünen, welche infolge unterschiedlichen Fahrgeschwindigkeiten entstanden sind. . . . .	140
5.35	Vergleich der Längsschnitte in der Kanalmitte von den Unterwasserdünen, welche infolge unterschiedlichen Rückstauhöhen entstanden sind. Versuch Nr. 5, Nr. 8 und Nr. 11: „paralleler Spalt“ 35 mm, 4 m Reinigungslänge und 5 mm/s Reinigungsgeschwindigkeit. . . . .	140
5.36	Vergleich zwischen den Unterwasserdünen, welche infolge unterschiedlicher Rückstauhöhen entstanden sind. . . . .	141
5.37	Aufgenommene Zeitschritte für den Versuchslauf Nr. 41: P_4_02_t. . . .	142
5.38	Aufgenommene Zeitschritte für den Versuchslauf Nr. 43: G_4_02_t. . . .	143

5.39	Ergebnis eines Modellversuches mit „überspülter“ Stauwand: große Mengen an Modellsediment wurden zurückgelassen infolge der Überfahrt des Stauwagens. . . . .	144
5.40	Aufgenommene Zeitschritte für den Versuchslauf Nr. 45: „Überspült“ . .	145
6.1	Ähnlichkeit zwischen einer Sanddünenbewegung und dem Sedimenttransport in Abwasserkanälen unter Verwendung des Niederdruckspülverfahrens. . . . .	147
6.2	Skizze zur Erläuterung des Verlaufes der Sedimentoberflächen im Modellquerschnitt. . . . .	149
6.3	Verlauf der Sedimentoberfläche im Querschnitt für verschiedene Lagen in der Längsachse $x$ . Versuch Nr. 18: Spalt „parallel“, 6 m Reinigungslänge, 5 mm/s Fahrgeschwindigkeit und 190 mm Unterwasserstand. . . . .	150
6.4	Verlauf der Sedimentoberfläche im Längsschnitt in der Kanalmitte für die Versuche Nr. 15 bis 20: „paralleler Spalt“ . . . . .	150
6.5	Vollkommener Abfluss (oben) und unvollkommener Abfluss (unten) unter einem Schütz. . . . .	154
6.6	Beiwerte zur Ermittlung der Einschnürung bei unvollkommenem Abfluss (modifizierte Darstellung nach Bollrich, G. 2007). . . . .	155
6.7	Stromlinien in unmittelbarer Schildnähe für vier nacheinander folgende Zeitzustände. Der Abstand zwischen Stauwand und Sedimentdüne wurde in der Darstellung aus anschaulichen Gründen erhöht. . . . .	157
6.8	Links - Strömung im Bereich des Dünenkopfes. Rechts - Gleichgewicht am Einzelkorn auf dem LUV-Hang. . . . .	159
6.9	Geschwindigkeitsverteilung aus der Berechnung des zweidimensionalen numerischen Modells für eine 300 mm hohe Sedimentdüne. Diese Dünengeometrie resultiert als Grenzhöhe $h_{D.grenz.M}$ bei der die Grenzgeschwindigkeit aus Gleichung 6.16 noch erreicht wird. . . . .	161
6.10	Geometriedefinitionen zur Herleitung des maximal möglichen umgelagerten Sedimentvolumens. . . . .	162
6.11	Verlauf der Sedimenthöhe $h(x)$ in der Längsachse $x$ . . . . .	165
6.12	Geschwindigkeitsverteilung aus der Berechnung des zweidimensionalen numerischen Modells für eine 1110 mm hohe Sedimentdüne. Diese Dünengeometrie resultiert für den Testkanal mit einem Aufstau von $H_{OW} = 1300$ mm als Grenzhöhe $h_{D.grenz.T}$ bei der die Grenzgeschwindigkeit $v_{grenz.hub} = 0,29$ m/s aus Gleichung 6.16 noch erreicht wird. . . . .	170
7.1	Forschungsmuster für die Reinigung des „Altstädter Abfangkanals“, mit dem die Naturversuche durchgeführt wurden. . . . .	172
7.2	Links: erste Einstau - Dichtigkeitsprüfung des Schildes und Kanalangepassung. Rechts: Strömungsverhältnisse in unmittelbarer Nähe des Stauschildes bei einem Einstau von etwa 105 cm. . . . .	174

7.3	Reinigungsbetrieb mit geschlossener (links) und mit offener (rechts) Entlastungsklappe. . . . .	175
7.4	Gemessene sowie gerechnete Wasserdruckkräfte, welche auf den Stauwagen einwirken (gilt für den Kanalabschnitt der Größe <i>DN</i> 2900/2780). . .	176
7.5	Schematischer Lageplan der Teststrecke und Reinigungsfortschritt der ersten Kanalfahrt. . . . .	178
7.6	Stauwagen im Betrieb mit offener (links) und geschlossener (rechts) Entlastungsklappe während der ersten Testfahrt (Fotos: <i>wks Technik GmbH</i> ). Die Klappe wurde im rechten Bild mit einer Kette fixiert, da zum Zeitpunkt der professionellen Aufnahme der Fotodokumentation Regenwetterabfluss herrschte und die Klappe somit automatisch öffnete. . . .	179
7.7	Abstandshalter / Räumschieber, angebracht am Modellwagen (links) und am Pilotwagen (rechts). . . . .	180
7.8	Zeitlicher und räumlicher Ablauf der dritten Kanaldurchfahrt. . . . .	182
7.9	Geschwindigkeitsaufzeichnung während des Regenereignisses vor dem Erreichen des Sandfanges (12.09.2014 von 7:00 Uhr bis 8:10 Uhr). Der langgezogene Impulswert entspricht dem Zeitraum, während dessen der Stauwagen über die Ablagerungen geschoben wurde. . . . .	183
7.10	Aus dem Sedimentfang beförderte Ablagerungen nach der Stauwagenreinigung. . . . .	184
A.1	Kanalreinigungskosten nach Winkler, U. 2010. . . . .	204
B.1	Sohlschubspannungsverlauf in der Kanalmitte infolge unterschiedlichen Spaltformen. . . . .	211
B.2	Sohlschubspannungsverlauf in der Kanalmitte infolge unterschiedlichen Grundformen der Stauwand. . . . .	212
B.3	Sohlschubspannungsverlauf in der Kanalmitte infolge unterschiedlichen Neigungen der Stauwand. . . . .	213
B.4	Sohlschubspannungsverlauf in der Kanalmitte infolge unterschiedlichen Aufstauhöhen. . . . .	214
B.5	Schubspannungsverlauf in der Kanalmitte infolge unterschiedlichen Rückstauhöhen. . . . .	215
C.1	Vergleich zwischen den Unterwasserdünen, welche infolge unterschiedlicher Spaltformen (oben = „paralleler Spalt“ 35 mm; unten = „gerader Spalt“ 35 mm) entstanden sind. Versuch Nr. 20 bzw. 40: 6 m Arbeitslänge, 15 mm/s Reinigungsgeschwindigkeit und 190 mm Rückstauhöhe. . .	217
C.2	Vergleich zwischen den Unterwasserdünen, welche infolge unterschiedlicher Reinigungsgeschwindigkeiten (2; 5; 10 und 15 mm/s) entstanden sind. Versuch Nr. 24, Nr. 25, Nr. 26 und Nr. 27: „geraden Spalt“ 35 mm, 4 m Reinigungslänge und 190 mm Rückstauhöhe. . . . .	218

C.3	Vergleich zwischen den Unterwasserdünen, welche infolge unterschiedlicher Reinigungsgeschwindigkeiten (5; 10 und 15 $mm/s$ ) entstanden sind. Versuch Nr. 11, Nr. 13 und Nr. 14: „paralleler Spalt“ 35 $mm$ , 4 $m$ Reinigungslänge und 300 $mm$ Rückstauhöhe. . . . .	219
C.4	Vergleich zwischen den Unterwasserdünen, welche infolge unterschiedlicher Reinigungsgeschwindigkeiten (5; 10 und 15 $mm/s$ ) entstanden sind. Versuch Nr. 18, Nr. 19 und Nr. 20: „paralleler Spalt“ 35 $mm$ , 6 $m$ Reinigungslänge und 190 $mm$ Rückstauhöhe. . . . .	220
C.5	Vergleich zwischen den Unterwasserdünen, welche infolge unterschiedlicher Rückstauhöhen (190; 250; 300 $mm$ ) entstanden sind. Versuch Nr. 25, Nr. 28 und Nr. 31: „gerader Spalt“ 35 $mm$ , 4 $m$ Reinigungslänge und 5 $mm/s$ Reinigungsgeschwindigkeit. . . . .	221
C.6	Vergleich zwischen den Unterwasserdünen, welche infolge unterschiedlicher Rückstauhöhen (190; 250; 300 $mm$ ) entstanden sind. Versuch Nr. 7, Nr. 10 und Nr. 14: „paralleler Spalt“ 35 $mm$ , 4 $m$ Reinigungslänge und 15 $mm/s$ Reinigungsgeschwindigkeit. . . . .	222
C.7	Vergleich der Längsschnitte in der Kanalmitte von den Unterwasserdünen, welche infolge unterschiedlicher Reinigungslängen (2; 4; 6 $m$ ) entstanden sind. Versuch Nr. 3, Nr. 7 und Nr. 20: „paralleler Spalt“ 35 $mm$ , 15 $mm/s$ Reinigungsgeschwindigkeit und 190 $mm$ Rückstauhöhe. . . . .	223
C.8	Vergleich der Längsschnitte in der Kanalmitte von den Unterwasserdünen, welche infolge unterschiedlicher Reinigungslängen (23; 27; 40 $m$ ) entstanden sind. Versuch Nr. 3, Nr. 7 und Nr. 20: „gerader Spalt“ 35 $mm$ , 15 $mm/s$ Reinigungsgeschwindigkeit und 190 $mm$ Rückstauhöhe. . . . .	223
D.1	Fließgeschwindigkeitsverlauf [ $m/s$ ] in der Nähe der Stauwand bei einer Modelldüne der Höhe 250 $mm$ . . . . .	225
D.2	Fließgeschwindigkeitsverlauf [ $m/s$ ] in der Nähe der Stauwand bei einer Modelldüne der Höhe 290 $mm$ . . . . .	226
D.3	Fließgeschwindigkeitsverlauf [ $m/s$ ] in der Nähe der Stauwand bei einer Modelldüne der Höhe 310 $mm$ . . . . .	226
D.4	Fließgeschwindigkeitsverlauf [ $m/s$ ] in der Nähe der Stauwand bei einer Modelldüne der Höhe 350 $mm$ . . . . .	227
E.1	Approximation der Sedimentoberfläche durch einen Kreis für den Versuch Nr. 15: „paralleler Spalt“ 35 $mm$ , 5 $m$ Reinigungslänge, 5 $mm/s$ Fahrgeschwindigkeit und 190 $mm$ Rückstauhöhe. . . . .	229
E.2	Approximation der Sedimentoberfläche durch einen Kreis für den Versuch Nr. 20: „paralleler Spalt“ 35 $mm$ , 6 $m$ Reinigungslänge, 15 $mm/s$ Fahrgeschwindigkeit und 190 $mm$ Rückstauhöhe. . . . .	230

E.3	Approximation der Sedimentoberfläche durch einen Kreis für den Versuch Nr. 34: „gerader Spalt“ 35 mm, 5 m Reinigungslänge, 05 mm/s Fahrgeschwindigkeit und 190 mm Rückstauhöhe. . . . .	230
E.4	Approximation der Sedimentoberfläche durch einen Kreis für den Versuch Nr. 37: „gerader Spalt“ 35 mm, 6 m Reinigungslänge, 05 mm/s Fahrgeschwindigkeit und 190 mm Rückstauhöhe. . . . .	231
E.5	Approximation der Sedimentoberfläche durch einen Kreis für den Versuch Nr. 40: „gerader Spalt“ 35 mm, 6 m Reinigungslänge, 15 mm/s Fahrgeschwindigkeit und 190 mm Rückstauhöhe. . . . .	231
E.6	Verlauf der Sedimentoberfläche im Längsschnitt in der Kanalmitte für die Versuche Nr. 34 bis 40: „gerader Spalt“ . . . . .	232

# Tabellenverzeichnis

2.1	Bemessungsgleichungen für Regen- und Mischwasserkanalisation (entnommen aus Schütz, M. 1983). . . . .	28
2.2	Einsatzbereiche für die verschiedenen Kanalreinigungstechnologien (entnommen aus Dettmar, J. 2006). . . . .	49
3.1	Zusammenfassung der Erfahrungen und Kommentare von den befragten Kanalnetzbetreibern (Teil 1 - Berlin, Bremen, Dresden, Halle und Karlsruhe). . . . .	68
3.2	Zusammenfassung der Erfahrungen und Kommentare von den befragten Kanalnetzbetreibern (Teil 2 - Leipzig, Magdeburg, Mönchengladbach, München, Wien). . . . .	69
4.1	Konzentrationen des häuslichen Abwassers nach Koppe 1999 (entnommen aus Kirchheim, N. 2005). . . . .	88
4.2	Beispiel von mittleren Verschmutzungskenngrößen für den Regenwasserabfluss nach Weyand, M. 1992 (entnommen aus Kirchheim, N. 2005). . . . .	89
4.3	Kritische Sohlschubspannung zur Festlegung des Erosionsbeginns (übernommen aus Dettmar, J. 2006). . . . .	97
5.1	Hydraulische Randbedingungen. . . . .	103
5.2	Maßstabsfaktoren im hydraulischen Modell nach <i>FROUDE</i> (Martin 2008). . . . .	117
5.3	Natur- und Modelldaten gemäß der Anwendung des Froude'schen Modellgesetzes . . . . .	118
5.4	Auflistung und Benennung der gefahrenen physikalischen Versuche für den parallelen Spalt. . . . .	122
5.5	Auflistung und Benennung der gefahrenen physikalischen Versuche für den geraden Spalt. . . . .	123
5.6	Auflistung der gefahrenen physikalischen Untersuchungen zur Zeitentwicklung der Sedimentdüne. . . . .	123
6.1	Geometrische Parameter der bei den physikalischen Versuchen aufgewirbelten Sedimentdünen - „Paralleler Spalt“ 35 mm. . . . .	151

6.2 Geometrische Parameter der bei den physikalischen Versuchen aufgewirbelten Sedimentdünen - „Gerader Spalt“ 35 mm. . . . . 152

# Symbolverzeichnis

## Großbuchstaben

$A$	Kontrollfläche	$m^2$
$A$	Spaltfläche	$mm^2$
$A'$	Infolge Kontraktion reduzierte Strahlfläche	$mm^2$
$A_1, A_2$	Teilflächen des jeweiligen Kreissegmentes	$m^2$
$A_F$	Querschnitt des Feststoffpartikels senkrecht zur Sinkrichtung	$m^2$
$A'_F$	Senkrecht zur Fließrichtung angeströmte Fläche des Feststoffpartikels	$m^2$
$A_S, A_B$	Kontrollfläche der Spülfracht bzw. der Bodenfracht	$m^2$
$A_W$	Fließquerschnitt	$m^2$
$AFS$	Abfiltrierbare Stoffe (Gewichtsbestimmung nach Trocknung des Filtrerrückstands bei $\vartheta = 105^\circ C$ )	$mg/l$
$BSB_5$	Biochemischer Sauerstoffbedarf in 5 Tagen	$mg/l$
$C_d$	Strömungswiderstandskoeffizient	–
$C_{F,T}, C_{F,T}(y)$	Feststofftransportkonzentration	$kg/m^3$
$C_S, C_B$	Massenkonzentration der suspendierten Feststoffe bzw. der Bodenfracht	$kg/m^3$
$D$	Kanaldurchmesser	$m$
$E_k$	Kinetische Energie	$J$
$F_d$	Auf das Partikel wirkende Widerstandskraft bzw. Strömungskraft	$N$
$F'_d$	Strömungskraft parallel zum Dünenkopf	$N$
$F_g$	Auf das Partikel wirkende Schwerkraft	$N$
$F'_g$	Auf das Partikel wirkende Schwerkraft unter Wasserauftrieb	$N$
$F_{g.W}$	Stauwagengewichtskraft unter Auftrieb	$kg$
$F_{lift}$	Hubkraft infolge Umlenkung der Stromlinien (engl. Lift force)	$N$
$F_{WD.grenz}$	Grenzwasserdruckkraft, bei der die Haftreibung überschritten wird	$kN$
$G$	Stauwagengesamtgewicht	$kg$

## SYMBOLVERZEICHNIS

---

$H_{OW}, H_{RS}$	Oberwasserstand bzw. Rückstauhöhe	$m$
$I$	Gefälle der Kanalhalterung	–
$I_E$	Energieliniengefälle	–
$I_{D.M}$	Neigung des Dünenrückens im Modellversuch	–
$I_{krit}$	Gefälle der Kanalhalterung, bei dem noch keine Sedimentation beginnt	–
$I_{min}$	Mindestgefälle der Kanalhalterung als Definition zur Erzielung eines ablagerungsfreien Kanalabflusses	–
$L_{D.M}$	Länge des Dünenrückens im Modellversuch	$mm$
$L_{D.max.M}$	Maximal erreichbare Länge des Dünenrückens im Modellversuch	$mm$
$L_{LUV}$	Projizierte Länge des Dünenkopfes	$m$
$L_R$	Projizierte Länge des Dünenrückens	$m$
$L_K$	Kanallänge	$m$
$L_{R.M}$	Reinigungslänge im Modellversuch	$m$
$L_{s.m}$	Mittlerer Transportweg des Feststoffpartikels	$m$
$L_{S.min}$	Mindesteinstaulänge	$m$
$M_{F.T}$	Masse der transportierten Feststoffes	$kg$
$M_i$	Masstabsfaktor der physikalischen Größe $i$	–
$M_l$	Maßstabsfaktor für eine Länge	–
$M_l^3$	Maßstabsfaktor für ein Volumen	–
$M_{l.OW}$	Maßstabsfaktor für die Oberwasserhöhe	–
$M_S, M_B$	Feststoffmasse der Spül- bzw. der Bodenfracht	$m^2$
$N_{ges}$	Gesamtstickstoff	$mg/l$
$P_{ges}$	Gesamtphosphor	$mg/l$
$Q$	Durchfluss	$m^3/s$
$Q_F, q_F^*$	Absolute bzw. spezifische Feststofftransportrate	$kg/m$
$Q_{G.M}, Q_{P.M}$	Durchfluss im Modell für den „geraden“ bzw. „parallelen“ Spalt	$m^3/s$
$Q_{grenz}$	Grenzdurchfluss bei dem noch keine Sedimentation beginnt	$m^3/s$
$Q_{max/min/med}$	Maximaler, minimaler bzw. mittlerer Durchfluss	$m^3/s$
$Q_t, Q_v$	Teil- bzw. Vollfüllungsabfluss	$m^3/s$
$R$	Kreissegment zur Abbildung der Sedimentoberkante im Modellversuch	$m$
$R_T$	Kreissegment zur Abbildung der Sedimentoberkante für die Teststrecke	$m$
$Re$	Reynoldszahl	–
$T_s$	Absetzzeit	$s$
$V$	Bezugsvolumen	$m^3$
$V_F$	Volumen des Feststoffpartikels	$m^3$
$V_{Schw.erf}$	Erforderliches Schwallvolumen	$m^3$

$V_{Sed.max.M}$	Maximal mobilisierbares Volumen im Modell	$m^3$
$V_{Sed.max.N}$	Maximal mobilisierbares Volumen im Naturbauwerk	$m^3$
$V_{Sed.max.T}$	Maximal mobilisierbares Volumen auf der Teststrecke	$m^3$
$W$	Wassergehalt	–

## Kleinbuchstaben

$a$	Hebelarm der vertikalen Kräfte	$m$
$a'$	Infolge Kontraktion reduzierte Spalthöhe	$mm$
$a, a_{med}, a_{max}$	Spalthöhe, mittlere bzw. maximale Spalthöhe	$m$
$b$	Kanalbreite	$m$
$d_{10}, d_{50}, d_{90}$	Korngröße des 10 %, 50 % bzw. des 90 % Kornfraktils	$mm$
$d_{ch}$	Charakteristische Korngröße	$mm$
$d_F$	Durchmesser des Feststoffpartikels	$m^3$
$d_i$	Korngröße der Kornfraktion $i$	$mm$
$f$	Frequenz	$Hz$
$f_g, f_r$	Formbeiwerte für das Gerinne	–
$g$	Erdbeschleunigung	$m/s^2$
$h$	Wassertiefe, Fließtiefe	$m$
$h_0$	Wasserstand zur Zeit	$t_0 \ m$
$h_\infty$	Ungestörte Ausgangssedimenthöhe	$m$
$h_{\infty.T}$	Ungestörte Ausgangssedimenthöhe im Testkanal	$m$
$h_{D.grenz.M}$	Maximal erreichbare Kammhöhe der Düne im Modellversuch	$mm$
$h_{D.grenz.N}$	Maximal erreichbare Kammhöhe der Düne im Naturbauwerk	$mm$
$h_{D.grenz.T}$	Maximal erreichbare Kammhöhe der Düne im Testkanal	$mm$
$h_{D.max.M}$	Maximale Kammhöhe der Düne im Modellversuch	$mm$
$h_{max}, h_{min}, h_{med}$	Maximaler, minimaler bzw. mittlerer Wasserstand	$mm$
$h_{OW.M}$	Aufstauhöhe im Modellversuch (Oberwasserhöhe)	$m$
$h_R$	Rückstauhöhe	$m$
$h_{Sed}$	Verlauf der Sedimenttiefe in der Kanallängsachse	$m$
$h_t, h_v$	Wasserstand in der Kanalhalterung bei Teil- bzw. Vollfüllung	$m$
$k$	Absolute Oberflächenrauheit	$mm$
$k_{PE}, k_{PVC}$	Absolute Oberflächenrauheit von Polyäthylen bzw. Polyvinylchlorid	$mm$
$k_{St}$	Manning-Strickler-Beiwert	$m^{1/3}/s$
$l_u$	Benetzter Umfang	$m$

## SYMBOLVERZEICHNIS

$m_F, m_W, m_G$	Spezifische Masse der Feststoffpartikel, des Wassers bzw. der Luft	$kg$
$p$	Kornfraktion	$mm$
$q$	Spezifischer Abfluss	$m^3/s$ je $m$
$r$	Radius des Modellkanales	$m$
$r_T$	Radius des Testkanales	$m$
$r_{hy}, d_{hy}$	Hydraulischer Radius bzw. hydraulischer Durchmesser	$m$
$t_i$	Zeitpunkt $i$	$s$
$v_G^*$	Geschwindigkeit im Grundstrahl	$m/s$
$v_{G.g}^*$	Geschwindigkeit im Grundstrahl für den „geraden Spalt“	$m/s$
$v_{G.p}^*$	Geschwindigkeit im Grundstrahl für den „parallelen Spalt“	$m/s$
$v_{grenz.hub}$	Grenzgeschwindigkeit bei der ein charakteristischer Feststoffpartikel gerade noch angehoben wird	$m/s$
$v_{grenz.lift}$	Grenzgeschwindigkeit bei der sich ein Feststoffpartikel durch die Hubkraft infolge einer Strömung anhebt	$m/s$
$v_m$	Mittlere Fließgeschwindigkeit	$m/s$
$v_{max}, v_{min}, v_{med}$	Maximale, minimale bzw. mittlere Fließgeschwindigkeit	$m^3/s$
$v_{max.B}$	Maximale Geschwindigkeit nach Bernoulli	$m/s$
$v_{R.M}$	Reinigungsgeschwindigkeit im Modellversuch	$cm/s$
$v_s$	Sinkgeschwindigkeit	$m/s$
$v_S, v_{WF}$	Sunkwellengeschwindigkeit bzw. Wellenfrontgeschwindigkeit	$m/s$
$v_v$	Fließgeschwindigkeit bei Vollfüllungsabfluss	$m/s$
$x_{WF}$	X-Koordinate der Wellenfront	$m$
$z_F$	Lage des Feststoffpartikels über der Kanalsohle	$m$

## Griechische Buchstaben

$\alpha$	Proportionalitätsfaktor	—
$\alpha_{LEE}$	Winkel des LEE-Hanges	◦
$\alpha_{LUV}$	Winkel des LUV-Hanges	◦
$\alpha_R$	Winkel zwischen der horizontalen Ebene und dem Sedi- mentrücken	◦
$\chi_F, \chi_W$	Volumenfraktionen des Feststoffes bzw. des Wassers	—
$\Delta L_{D.M}$	Abstand der Düne von der Stauwand im Modellversuch	$mm$
$\delta p$	prozentualer Anteil einer Kornfraktion am Gesamtgemisch	$mm$
$\Delta t$	Zeitintervall, Zeitspanne	$s$

$\eta_W, \eta_A, \eta_L$	Dynamische Viskosität des Wassers, des Abwassers bzw. der Luft	$Pa \cdot s$
$\lambda$	Widerstandsbeiwert infolge Rauheit der Rohrwandung	–
$\mu_{vorh}$	Vorhandener Haftreibungskoeffizient zwischen Rad und Kanalwandung	–
$\nu$	Kinematische Viskosität des Fluides	$m^2/s$
$\nu_W, \nu_A, \nu_L$	Kinematische Viskosität des Wassers, des Abwassers bzw. der Luft	$m^2/s$
$\Psi$	Kontraktionsbeiwert	–
$\rho$	Lagerungsdichte	$kg/m^3$
$\rho_F$	Dichte des Feststoffpartikels	$kg/m^3$
$\rho_{F.M}$	Dichte des Sedimentes im Modellversuch	$kg/m^3$
$\rho_{org}, \rho_{min}$	Dichte für organische bzw. mineralische Feststoffe	$kg/m^3$
$\rho_S$	Dichte des Edelstahls	$N/mm^2$
$\rho_W, \rho_A, \rho_L$	Dichte des Wassers, des Abwassers bzw. der Luft	$kg/m^3$
$\sigma_W$	Oberflächenspannung des Wassers	$N/m$
$\tau, \tau_0$	Sohlschubspannung	$N/mm^2$
$\tau_{c.p}, \tau_{c.g}$	Kritische Schubspannung für eine präventive bzw. gründliche Kanalreinigung	$N/mm^2$
$\tau_{e.krit}$	Kritische Erosionsschubspannung	$N/mm^2$
$\tau_{min}$	Mindestsohlschubspannung als Definition zur Erzielung eines abgelagerungsfreien Kanalabflusses	$N/mm^2$
$\theta_W, \theta_A$	Mittlere Temperatur des Wassers bzw. Abwassers	$^{\circ}C$
$\xi_S, \xi_B$	Fraktile der Wassertiefe zur Ermittlung der Kontrollfläche für die Spülfracht bzw. für die Bodenfracht	–



# Abkürzungsverzeichnis

## Abkürzungen

<i>1D</i>	Eindimensional
<i>2D</i>	Zweidimensional
<i>2D – HN</i>	Zweidimensionales hydrodynamisch-numerisches
<i>3D</i>	Dreidimensional
<i>3D – HN</i>	Dreidimensionales hydrodynamisch-numerisches
<i>AFS</i>	Abfiltrierbare Stoffe
<i>BSB</i>	Biochemischer Sauerstoffbedarf
<i>CAD</i>	Computer Aided Design
<i>CFD</i>	Computer Fluid Dynamics
<i>DBU</i>	Deutsche Bundesstiftung Umwelt
<i>DIN</i>	Deutsches Institut für Normierung
<i>DN</i>	Nenndurchmesser
<i>ISI</i>	Institut für Siedlungs- und Industriewasserwirtschaft
<i>IWD</i>	Institut für Wasserbau und Technische Hydromechanik
<i>GIS</i>	Geoinformationssystem
<i>GMO</i>	Global Motion Objekt
<i>HD</i>	Hochdruck
<i>HDSG-Fahrzeug</i>	Hochdruck und Absaug-Fahrzeug
<i>MSR-Technik</i>	Mess-, Steuerungs- und Regelungstechnik
<i>OW</i>	Oberwasser
<i>RS</i>	Rückstau
<i>RSH</i>	Rückstauhöhe
<i>SEDD</i>	Stadtentwässerung Dresden
<i>TUD</i>	Technische Universität Dresden
<i>UW</i>	Unterwasser
<i>VR</i>	Versuchsreihe
<i>WSP</i>	Wasserspiegel
<i>PE</i>	Polyethylen ( $C_2H_4$ )
<i>PVC</i>	Polyvinylchlorid ( $C_2H_3Cl$ )
<i>TIN</i>	Triangular Irregular Network

## Indizes

*	Dimensionslos	<i>N</i>	Modell
0	Initialzustand	<i>PE</i>	Polyethylen
0	Sohle	<i>s</i>	Sink
$\infty$	Endzustand	<i>S</i>	Sunkwelle
<i>B</i>	Bodenfracht	<i>S; Sed</i>	Sediment
<i>B</i>	Bernoulli	<i>S</i>	Schwebefracht
<i>c; krit</i>	Kritisch	<i>OW</i>	Oberwasser
<i>ch</i>	Charakteristisch	<i>p</i>	Präventiev
<i>d</i>	Dynamisch	<i>P</i>	Parallel
<i>D</i>	Düne	<i>R</i>	Reinigung
<i>F</i>	Feststoff	<i>R</i>	Rücken
<i>g</i>	Gründlich	<i>R</i>	Rückstau
<i>g</i>	Gravitation	<i>RW</i>	Regenwetter
<i>G</i>	Gerade	<i>St</i>	Strickler
<i>hub</i>	Hubkraft	<i>t</i>	Teil
<i>hy</i>	Hydraulisch	<i>T</i>	Teststrecke
<i>k</i>	Kinetisch	<i>T</i>	Total
<i>K</i>	Kanal	<i>TW</i>	Trockenwetter
<i>l</i>	Länge	<i>u</i>	Umfang
<i>L</i>	Luft	<i>UW</i>	Unterwasser
<i>m; med</i>	Mittlerer	<i>v</i>	Voll
<i>M</i>	Modell	<i>W</i>	Wasser
<i>max</i>	Maximal	<i>WF</i>	Wellenfront
<i>min</i>	Mindest		

# Kapitel 1

## Einführung

### 1.1 Ausgangssituation

Als Abwasser gilt nach dem Wasserhaushaltsgesetz der Bundesrepublik Deutschland das Niederschlagswasser, welches auf befestigten oder verbauten Flächen anfällt sowie das Schmutzwasser, welches durch Industrie, Landwirtschaft und Siedlungen zustande kommt. Hinzu kommen die aus Anlagen zum Behandeln, Lagern und Ablagern von Abfällen austretenden und gesammelten Flüssigkeiten (vgl. § 54 WHG 2009).

Die Aufgabe eines Abwasserkanalnetzes ist das Sammeln und Ableiten dieses Abwassers zum Reinigungsort. Die Abwasserkanalrohre eines Kanalnetzes werden heute so bemessen, dass diese eine reibungslose Ableitung des anfallenden Schmutzwassers, vom Entstehungsort bis zum Reinigungsort gewährleisten sollen. Um zu vermeiden, dass es zu Ablagerungsbildung und somit zu Verzögerungen oder sogar zu Verstopfungen der Abflüsse kommt, wird vom Arbeitsblatt *DWA A110*<sup>1</sup> das Einhalten einer Mindestsohlenschubspannung verlangt. In Abhängigkeit von der Kanalabmessung und vom Füllungsgrad des Rohres kann somit ein Mindestgefälle der Sohle (kritisches Sohlgefälle) ermittelt werden, bei dem die oben genannte Grenzsobspannung stets überschritten wird. Generell gilt: je größer der Rohrdurchmesser und die Füllungshöhe des Kanales ist, desto kleiner fällt das kritische Sohlgefälle aus.

In manchen Fällen (z. B. wegen der örtlichen Geomorphologie oder bei bestehenden Kanälen) ist das Einhalten von der Mindestkanalneigung nicht möglich bzw. nicht gegeben, sodass die Ableitung des Abwassers sich verzögert. Es entstehen hohe Rückstau und die Fließgeschwindigkeit sinkt stark. Mit der Abnahme der Fließgeschwindigkeit steigt die Sedimentationsgeschwindigkeit und es entstehen hohe Ablagerungen innerhalb kurzer Zeit, welche eine zusätzliche Verschlechterung der Abflussbedingungen mit sich bringen. In anderen Fällen ist die Feststofffracht, die mit dem Abwasser im Kanal eingeführt wird zu groß, oder der anfallende Trockenwetter-

---

<sup>1</sup>DWA A110 - Hydraulische Dimensionierung und Leistungsnachweis von Abwasserleitungen und -kanälen

abfluss ist so gering, dass sich die Feststoffe trotz einer optimalen Kanalneigung auf der Sohle absetzen. Schließlich wird vor dem Hintergrund demographisch bedingt rückläufiger Schmutzwassermengen und gleichzeitig prognostizierten langen Trockenperioden in den Sommermonaten mit einer verstärkten Akkumulation von Ablagerungen in Kanalsystemen (Mischsystem) gerechnet (Tränckner, J. 2008).

In jedem Kanalnetz existieren somit Kanalabschnitte, die besonders anfällig sind für die Sedimentation von Feststoffen, welche sich im Abwasser befinden. Diese führen zu erheblichen hydraulischen Beeinträchtigungen und werden erst bei Starkregenereignissen mobilisiert, wodurch deutlich höhere Entlastungsfrachten und Zulauffrachten zu den Kläranlagen während der Regenereignisse erwartet werden. Gleichzeitig ist im Bereich der Ablagerungen mit verstärkter biogener Schwefelsäurekorrosion und dadurch verkürzten technischen Nutzungsdauern der Kanäle zu rechnen. In diesen Kanalabschnitten muss der Kanalnetzbetreiber Vorkehrungen vorsehen und durchführen, um das auf der Sohle liegende Material zu entfernen und die hydraulisch günstigen Fließeigenschaften des Kanales wieder herzustellen. Es ist offensichtlich, dass diese Vorkehrungen in gewissen Zeitabständen wiederholt werden müssen.

Die derzeit am häufigsten genutzte Reinigungstechnologie ist die kombinierte Hochdruckspülung (HD-Spülung) mit Absaugung des Schlamm-Wasser-Gemisches. Diese ist insbesondere bei großen Nennweiten mit hohen Kosten, einer starken Umweltbelastung und der Gesundheitsgefährdung des Bedienpersonals verbunden. Um diese Nachteile zu umgehen wurde am Institut für Wasserbau und Technische Hydromechanik in Zusammenarbeit mit dem Institut für Industrie- und Siedlungswasserwirtschaft eine veraltete Kanalreinigungsmethode aufgegriffen und wissenschaftlich optimiert, um sie zu einer zeitgemäßen Reinigungstechnologie zu formen.

Diese Arbeit befasst sich mit dem Thema der Kanalreinigung mit Hilfe der Niederdruckspültechnologie und erläutert deren wissenschaftliche Entwicklung sowie die zugrunde liegende komplexe Hydraulik.

## **1.2 Abgrenzung und Zielstellung der Arbeit**

Wie zuvor beschrieben ist die Niederdruckspülung eine alte Kanalreinigungstechnologie, welche aufgrund der gegenwärtigen Hochdruckreinigungsverfahren fast vollkommen in Vergessenheit geraten ist. Die perfektionierte Strategie der Niederdruckspülung besitzt jedoch deutliche Vorteile gegenüber den heutigen Methoden, sowohl wirtschaftlich als auch in Hinsicht auf die Umweltbelastung. Die nachfolgende Arbeit stellt sich das Ziel, eine gesundheitsfreundliche, emissionsarme, fremdenergiefreie und kostengünstige Reinigungstechnologie für große und mittlere Nennweiten mit Hilfe eines neuartigen, mobilen und automatisierten Kanalspülwagens zu entwickeln.

Nach einer generellen Beschreibung der Ursprünge und der Charakteristiken von Ablagerungen werden die Reinigungsmethoden der Abwasserkanäle und deren histo-

rische Entwicklung detailliert beschrieben. Der Schwerpunkt wird dann auf die Kanalreinigung mit Hilfe des Niederdruckspülverfahrens fallen. In diesem Teil der Arbeit werden die wesentlichen Vor- und Nachteile der jeweiligen Methoden dargestellt und diskutiert. An dieser Stelle ist zu erwähnen, dass in vielen Literaturquellen die Problematik der Kanalreinigung bei Mittel- und Großprofilen noch nicht als vollkommen gelöst gilt. Werden die üblichen Reinigungstechnologien bei diesen Größen eingesetzt, versagen diese oft bzw. die Kanäle können nur mit erhöhtem Aufwand gereinigt werden. Vor allem die wirtschaftliche Analyse hinsichtlich der Reinigungskosten mit den verschiedenen Methoden wird zeigen, dass die vorgeschlagene Methode mindestens viermal kostengünstiger als die Hochdruckreinigung (HD-Reinigung) ausfällt.

Die Optimierung der „veralteten“ Reinigungsmethode erfolgt durch hydraulische Untersuchungen, sowohl mittels numerischer Strömungssimulationen als auch durch physikalische Modellversuche. Es wird ein Räumgerät entwickelt und hydraulisch optimiert, welches ohne Fremdeinwirkungen in der Lage ist, ablagerungsanfällige Kanäle zu reinigen.

Des Weiteren werden analytische Betrachtungen zur Beschreibung der hydraulischen Prozesse durchgeführt, welche zum Sedimenttransport durch die hydraulische Fließkraft des Abwassers führen. Ziel hierbei ist es, ein mathematisches Modell zu entwickeln, welches die Transportkapazität des Gerätes beschreiben kann.

Im letzten Teil der Arbeit wird die Erprobung des entwickelten Prototyps in der Dresdner Kanalisation ausgewertet und diskutiert. Die Verifizierung der vorgeschlagenen Ansätze zur analytischen Sedimenttransportbeschreibung wird anschließend dargestellt.

### **1.3 Wissenschaftliche Aufgabenstellung**

Mehrere eindimensionale sowie dreidimensionale hydraulische Strömungssimulationen (*CFD* Computational Fluid Dynamics) werden eingesetzt, um die Wirkung der Reinigungsmethode zu analysieren und zu optimieren. Über analytische Betrachtungen werden anschließend die Zusammenhänge zwischen dem Abfluss, den Geschwindigkeiten, der Fahrweise des Wagens und dem Abtrag von Ablagerungen aufgestellt. Es werden Ansätze zur Beschreibung des Sedimenttransportes in Abwasserkanälen für die angewandte Niederdruckspültechnologie hergeleitet und überprüft, um eine Quantifizierung des Transportvermögens zu ermöglichen.

Die Laboruntersuchungen zum Sedimenttransportvorgang erfolgen mit dem Einsatz einer neuartigen fotogrammetrischen Messtechnologie im Wasserbau: die Sohle und die Sedimentbewegungen werden mittels *AICON*<sup>®</sup> - Messtechnologie durch das aufgestaute Wasser gemessen, um anschließend dreidimensional dargestellt werden zu können. Sowohl die Sohlumlagerungen als auch die Wasseroberflächen wurden mittels dieser Messtechnologie gemessen.

Das wissenschaftliche Hauptziel der Arbeit ist eine Beschreibung der Transportkapazität dieser Reinigungstechnologie mit Hilfe der zuvor aufgestellten Ansätze zum Sedimenttransport, damit die Wirtschaftlichkeit und das Reinigungspotential dieser Methode auf einer wissenschaftlichen Basis demonstriert werden können. Durch die aufgestellten Transportgleichungen wird es möglich sein, das transportierte Sedimentvolumen in Abhängigkeit von der Reinigungsgeschwindigkeit und -länge sowie der Kanalgröße und der Ausgangsablagerungen zu errechnen. Eine objektive deterministische Lösung ist vor Allem für die Planung des gesamten Reinigungsprozesses von Kanalnetzen von enormer Bedeutung. Durch Anwendung dieses Ansatzes können z. B. der Abstand der Entnahmepunkte sowie die Abgrenzung zu den Einsatzbereichen von Hochdruckspül- und Sauggeräten abgeschätzt werden. Weiterhin ist die Kenntnis des Gesamttransportvermögens der in dieser Arbeit diskutierten Reinigungsmethode auch für die Betriebskostenkalkulation relevant.

### **1.4 Gliederung der Arbeit**

Nach der Einführung wird im Kapitel 2 dieser Arbeit auf die Eigenschaften der Kanalablagerungen eingegangen, um schließlich die heutigen Reinigungsmethoden zu beschreiben. Im Kapitel 3 wird der Stand der Technik bezüglich der Niederdruckreinigung dargestellt. Im nachfolgenden Kapitel werden die grundlegenden hydraulischen Fließprozesse bei einem Freispiegelabfluss sowie beim Sedimenttransport beschrieben. Im Kapitel 5 werden die numerischen sowie physikalischen Modelluntersuchungen präsentiert, die für die Optimierung des Stauwagens durchgeführt wurden. Darauf aufbauend werden im Kapitel 6 die analytischen Transportgleichungen zur Beschreibung des Sedimenttransportes aufgestellt. Schließlich wird im letzten Kapitel eine Validierung, anhand von Naturmessungen, welche im Dresdner Kanalnetz durchgeführt wurden, vollzogen. Es folgt eine Zusammenfassung der wesentlichen Ergebnisse und ein kurzer Ausblick.

# Kapitel 2

## Kanalablagerungen und Kanalreinigung

### 2.1 Kanalablagerungen

#### 2.1.1 Herkunft und Charakterisierung von Kanalablagerungen

##### 2.1.1.1 Ablagerungskreislauf

Teils durch die natürlichen Erosionsprozesse des ablaufenden Niederschlagswassers (sowohl oberirdisch durch die Straßeneinläufe als auch unterirdisch durch Infiltration von Fremdwasser im Falle von kleinen oder großen Undichtigkeiten des Kanalnetzes), teils durch den direkten Eintrag aus der Industrie und aus Privathaushalten gelangen verschiedene Festkörper und -partikel zusammen mit dem Abwasser in die Kanalisation. Der wesentliche Eintrag an mineralischen Stoffen erfolgt über den Oberflächenabfluss des Regenwassers, welches mit einer von der Oberfläche abgespülten Schmutzakkumulation von Staub, Feststoff-, Boden- und Abriebspartikeln belastet ist. Die festen Kanalablagerungen bilden sich anschließend durch Sedimentation dieser eingetragenen Festkörper.

Eine weitere Gruppe von „Ablagerungen“, die Sielhaut, entsteht durch chemische und biologische Umlagerungsprozesse, welche bereits im Kanal stattfinden, um den organischen Feststoffanteil des Schmutzwassers abzubauen (Faulprozess).

Die in der Kanalisation auftretenden Ablagerungen können, wie nach Verbanck 1991, in vier Haupttypen eingeteilt werden:

1. organische Feststoffe,
2. mineralische Feststoffe,
3. Mischungen und Verbindungen von mineralischen und organischen Feststoffen,

4. Sielhaut.

Die Beschaffenheit der Kanalablagerungen ermöglicht eine weitere Unterscheidung zwischen den **Feststoffablagerungen** (*Typ 1, 2 und 3*) einerseits, welche meistens einen hohen mineralischen Feststoffanteil aufweisen und sich wegen der höheren Dichte auf der Kanalsole ablagern, und der sogenannten **Sielhaut** (*Typ 4*) andererseits, welche sich aus den organischen Feststoffen und Fetten zusammen mit den im Abwasser enthaltenen Chemikalien (Waschmittel, Industriechemikalien, Mineralöle, Konservierungsstoffe) zusammensetzt und sich auf der Kanalwandung absetzt.

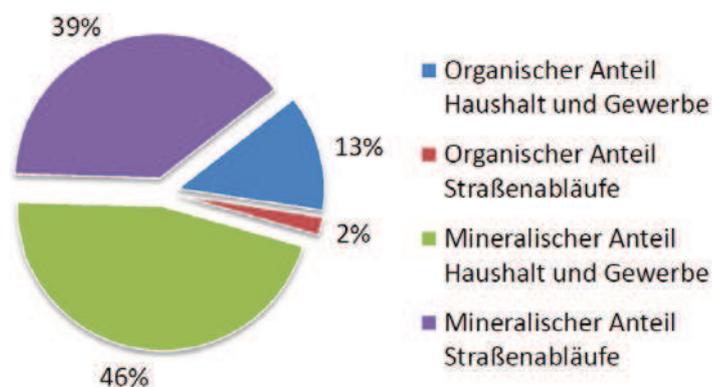


Abbildung 2.1: Beispiel einer Jahresbilanz des Feststoffeintrages im Mischsystem (eigene Darstellung nach Artiéres 1988).

Bei einer getrennten Kanalisation (Trennsystem) gelangen in den **Regenwasserkanal** zum größten Teil mineralische Feststoffe, wie Lehm, Sand, Kies, Geröll und Bauschutt, sodass sich ausschließlich Feststoffablagerungen bilden. In den **Schmutzwasserkanälen** bilden sich die Feststoffablagerungen wegen der niedrigen Abflüsse meist aus den organischen Feststoffen, wie Fäkalien, Textilien, Papier, Speisereste, Fett, Laub und Vegetationsbrocken (Barenthien, L. 2005). Mit der Zeit werden diese durch chemische Reaktionen abgebaut und führen zum Anwachsen der Sielhaut.

Bei einer **Mischkanalisation** sind die Eintragsstoffe vorwiegend von mineralischer Natur (85-prozentiger Anteil nach Müller, K. 2010, 95-prozentiger Anteil nach Böhm, A. 1989). Durch die hohen Regenwasserabflüsse werden die organischen Schmutzfrachten weggespült und es bilden sich auch hier vorwiegend Feststoffablagerungen auf mineralischer Basis. In Abbildung 2.1 ist beispielhaft eine Jahresbilanz des Feststoffeintrages im Mischsystem nach Untersuchungen von Artiéres 1988 dargestellt. Die angegebenen Werte unterliegen allerdings Schwankungen in Abhängigkeit von der Charakteristik des Einzugsgebietes (z. B. städtische oder ländliche Region, hügelig oder eben, Industrienation oder Entwicklungsland, u. a).

Abbildung 2.2 zeigt die schematische Schichtung der Ablagerungen in einem Abwasserkanal mit der Verteilung der Fließgeschwindigkeiten und der Schubspannungen.

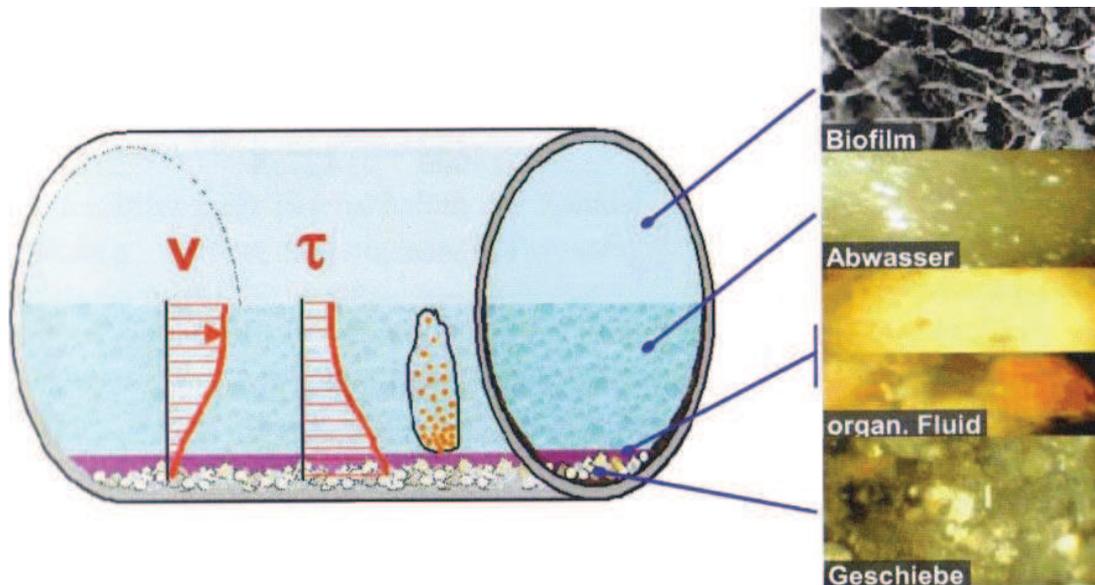


Abbildung 2.2: Schematische Schichtung der Ablagerungen im Abwasserkanal mit Fließgeschwindigkeits- und Schubspannungsverlauf (aus Gebhard, V. 2002).

Es muss beachtet werden, dass das Verhalten vom Ein- bzw. Austragsvorgang von vielen Faktoren abhängig ist. Die wesentlichen sind:

- Natur und Charakteristika der Eintragsstoffe sowie deren -konzentrationen (mineralische oder organische Feststoffe, Korngrößen, Dichte, ...),
- Beschaffenheit und bauliche Bedingungen der Siedlung (Wohn-, Arbeitsgebiet, große Industrien, bzw. gepflasterte, geteerte Flächen oder Dächer, viele Grünflächen und Parkanlagen mit hohem Retentionsvermögen, ...),
- Größe, Beschaffenheit, Morphologie und Niederschlagscharakteristika des Einzugsgebietes (Vegetationsarten, Geländeneigung, Trockenwetterperioden, ...),
- Art, Größe, Aufbau, Gestaltung und Alter des Kanalnetzes (Misch- oder Trennsystem, Länge, Neigung und Materialart der Kanäle, ...).

In der Abbildung 2.3 ist an einem Beispiel für das Austragsverhalten einer Mischkanalisation deutlich erkennbar, dass der organische Anteil der Feststofffracht zu über 90 Prozent (bei Berücksichtigung des Glühverlustes<sup>1</sup>) ohne externe Vorkehrungen aus

<sup>1</sup>Unter Glühverlust (in %) versteht man die prozentuale Abnahme an organischer Substanz infolge Faulprozessen und chemischen Reaktionen, welche bereits während des Abfließprozesses im Kanal in der Höhe kommen.

der Kanalisation gelangt. Im Gegensatz dazu verweilen die mineralischen Feststoffe 54 Prozent im Kanal und bilden demzufolge hohe Mengen an Feststoffablagerungen.

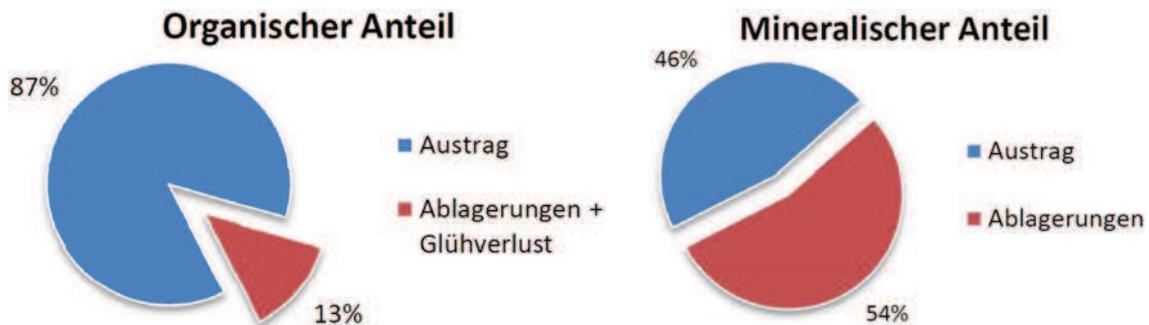


Abbildung 2.3: Jahresbilanz des Austragsverhaltens von Feststoffen des Mischsystems der Gemeinde Entzheim (Eigene Darstellung nach Geib 2002).

Um diese Ablagerungen aus dem Kanalnetz zu fördern, müssen zusätzlich zu dem minimalen Selbstaustrag des Abwassers externe Vorkehrungen getroffen werden. Eine detaillierte Beschreibung dieser Reinigungsmethoden wird im Abschnitt 2.2.3 vorgenommen.

In der Abbildung 2.4 ist der Abwasserkanalkreislauf mit Zufuhren und Emissionen schematisch zusammengefasst.

### 2.1.1.2 Feststoffablagerungen

Die Feststoffkörper, welche mit dem Abwasser in den Kanal mitgerissen bzw. eingeleitet werden, können sich aus drei Hauptgründen auf der Kanalsole absetzen (vgl. auch Schmitt, F. 1992):

- abflussbedingte Ablagerungen: bei zu niedrigen Abwassermengen und Teilfüllungen sinkt die Fließgeschwindigkeit, was zu einer erhöhten Sedimentationsgeschwindigkeit führt; bei zu hohen Feststoffkonzentrationen können nicht alle Feststoffpartikel in Schwebelage gehalten werden,
- Ablagerungen als Folge der Abwasserzusammensetzung: die mineralischen Feststoffpartikel neigen zur Sedimentation, da diese eine höhere Dichte gegenüber organischen Partikeln aufweisen; Sperrige Fremdkörper wie Papier, Küchenabfälle, Glas, usw. lassen sich nur schwer von der Strömung transportieren,
- baulich bedingte Ablagerungen: bei zu niedrigen Kanalneigungen oder an Diskontinuitäten der Kanalführung wie bei Kanalkrümmern oder bei seitlichen Einläufen, die unterschiedlich starke Strömungsbündelungen hervorrufen, entstehen Beruhigungszonen der Strömung, welche hohe Ablagerungen hervorrufen.

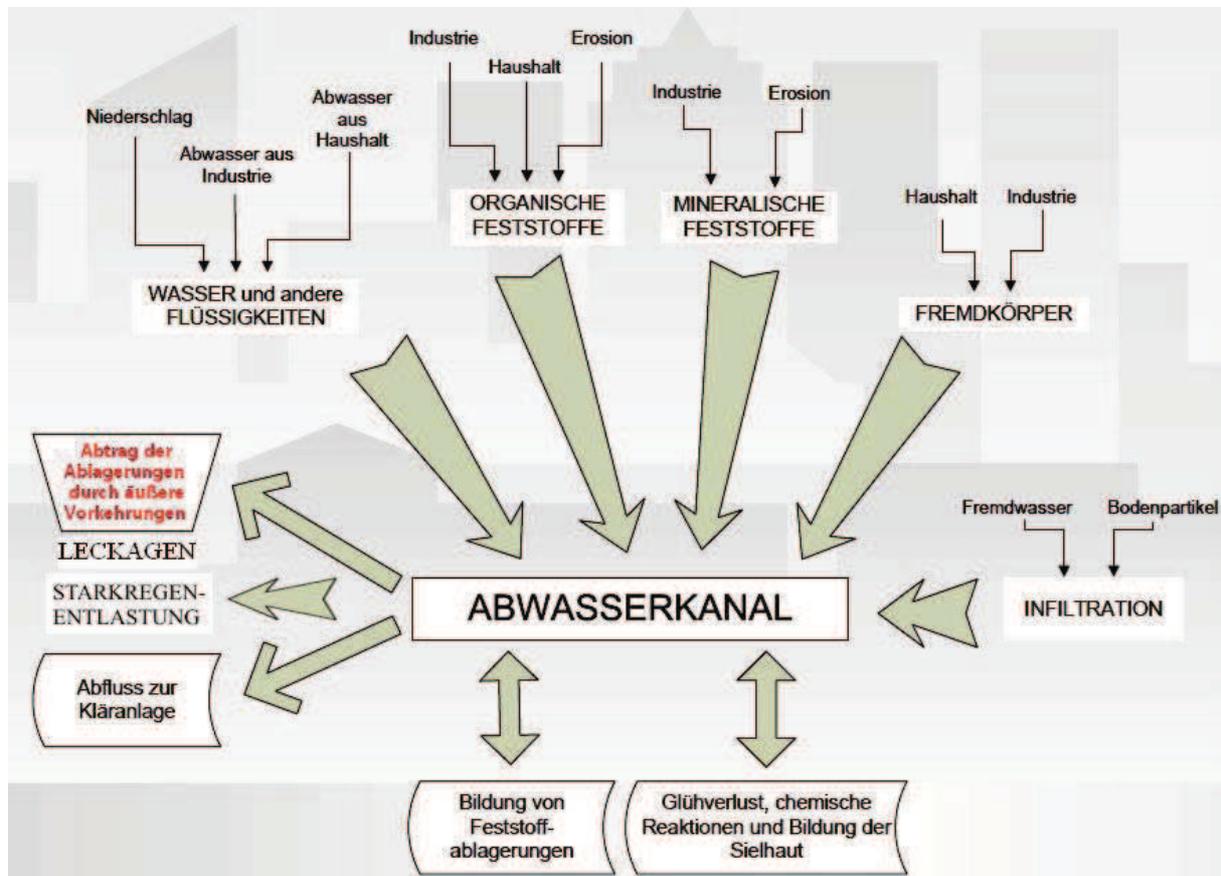


Abbildung 2.4: Wasser- und Feststoffkreislauf eines Abwasserkanals.

### 2.1.1.3 Konsolidierung und Kohäsion

Nach Artières 1988 weisen Kanalablagerungen ähnliche bodenmechanische Eigenschaften wie plastische Tone auf. Dies führt nach Absetzung der Feststoffgemische aus mineralischen und organischen Bestandteilen zur Konsolidierung der unteren Schichten. Durch langsame Abgabe des Porenwassers erfolgt ein Konsolidierungsvorgang in den unteren Sedimentationsschichten, ähnlich wie bei tonartigen Böden. Es bilden sich je nach Größe des organischen Anteiles mehr oder weniger stabile Verbindungen und Interaktionskräfte zwischen den einzelnen Partikeln, sodass es zu einer pastösen Konsistenz der Ablagerungen kommt.

Die Konsolidierung der Feststoffe ist stark abhängig von der Kornverteilung und vom organischen Anteil der Ablagerungen. Es kann unterschieden werden zwischen:

- gleichförmiger Kornverteilung:
  - vorwiegend nicht kohäsive Feststoffpartikel,

- mit geringem kohäsiven Feststoffanteil,
- mit hohem kohäsiven Feststoffanteil,

und

- ungleichförmiger Kornverteilung:
  - vorwiegend nicht kohäsive Feststoffpartikel,
  - mit geringem kohäsiven Feststoffanteil,
  - mit hohem kohäsiven Feststoffanteil.

In Abbildung 2.5 sind diese wesentlichen Kornstrukturen der Feststoffablagerungen dargestellt.

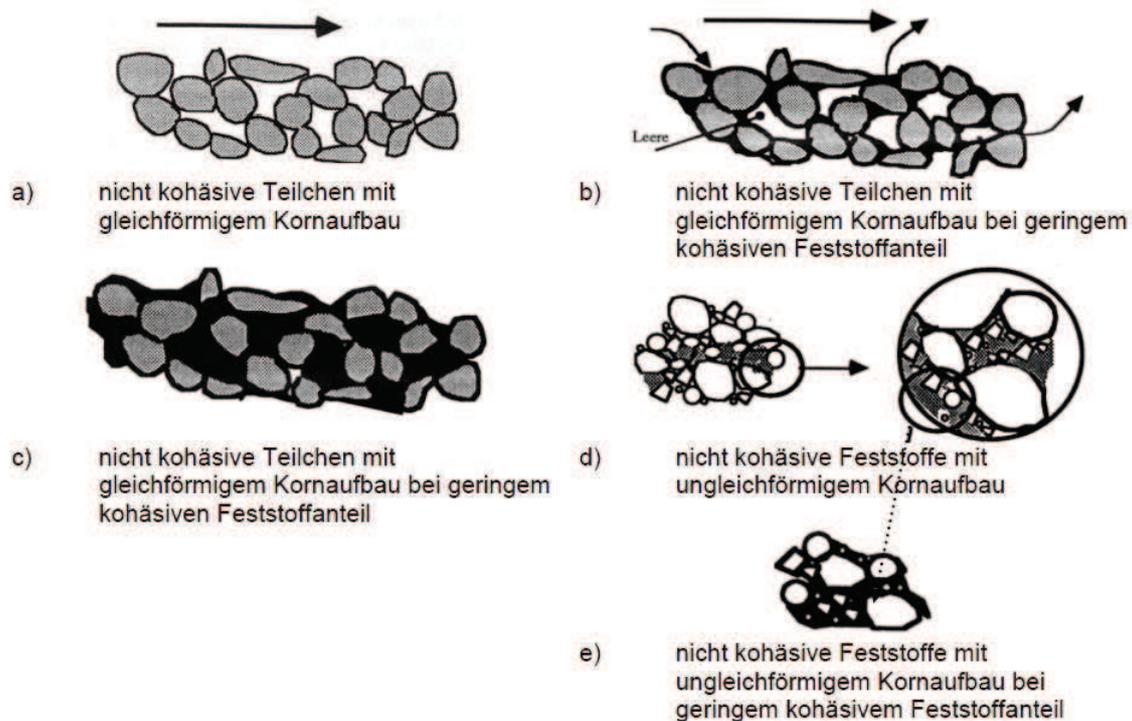


Abbildung 2.5: Struktur der abgesetzten Feststoffablagerungen (aus Artiéres 1988).

Nicht kohäsive Feststoffpartikel können schwer konsolidieren und gelten somit als leicht remobilisierbar. Sie kommen bereits bei Erreichen der Tageshöchstabflüsse oder bei Regenereignissen teilweise wieder in Bewegung. Schließlich werden sie leicht durch jährliche betriebliche Reinigungsmaßnahmen aus der Kanalisation entfernt. Ausschließlich organische Feststoffe können sich wiederum nicht verfestigen, weil die widerstandsfähige feste Matrix aus mineralischen Partikeln nicht vorhanden ist. Sie wer-

den meist von der Kanalströmung mitgerissen und aus dem Kanal gespült (bzw. getrieben). Bei kohäsiven Ablagerungen, welche sich teilweise schon konsolidiert haben, treten sehr stabile und tragfähige innere Verbindungen auf, die nur durch intensive äußere Einwirkungen gelöst werden können. Wenn sich zusätzliche Fremdkörper wie Faserstoffe, Haare, Papier und Küchenabfall in dem Feststoffgemisch befinden, kommt es zu einer „Armierung“ und somit zu einer erhöhten Verfestigung der Ablagerungsschichten, welche schließlich erhebliche Widerstände aufweisen und nur mit großem Aufwand entfernt werden können (Bossler 2004).

Die Kanalreinigung sollte deshalb nicht in allzu großen Zeitabständen erfolgen, um die Bildung von extrem widerstandsfähigen Ablagerungen und Inkrustationen zu vermeiden.

#### 2.1.1.4 Sielhaut

Durch den chemischen und biologischen Abbau des organischen Feststoffanteiles des Abwassers unter anaeroben Bedingungen entsteht die Sielhaut. Es handelt sich um Biofilme (mikrobieller Bewuchs), welche sich an den Kanalwandungen absetzen. Sie erscheint als Belag, Schleim oder in Suspension - als Flocken und Schäume (Kirchheim, N. 2005). Die Sielhaut führt in erster Linie zur erhöhten Korrosion und Alterung der Kanaloberflächen. Zudem bewirkt sie erhöhte hydraulische Fließwiderstände, welche zu einer weiteren Ablagerungsbildung führen. In Abbildung 2.6 ist die gebildete Sielhaut auf der Kanalwandung dargestellt.



Abbildung 2.6: Darstellung von Sielhautablagerungen: A - Sielhaut, B - Sielhaut vorwiegend aus Fett, C - Sielhaut mit Fasern und Fett (aus Harting, K. 2006).

Da die Niederdruckspültechnik generell zur Reinigung und zur Beseitigung von mineralischen sowie organischen Feststoffablagerungen benötigt wird und da der Schwerpunkt dieser Arbeit auf dieser Art von Ablagerungen liegt, werden im Weiteren, ausschließlich die organischen und mineralischen Feststoffablagerungen als Ablagerungen bezeichnet. Generell wird durch das Niederdruckverfahren teilweise auch die Sielhaut

entfernt, in dieser Arbeit werden jedoch keine weiteren Untersuchungen bezüglich dieser Problematik durchgeführt und dargestellt. Es wird hier auf die entsprechende Literatur hingewiesen (siehe Böhm, A. 1989, Lorenz, S. 2002, Kirchheim, N. 2005).

### **2.1.2 Probleme durch Ablagerungen in der Kanalisation**

In der Regel verweilen die Schmutzfrachten eine sehr lange Zeit im Kanal. Wegen der Erhöhung der Wandrauheit infolge der Bildung der Sielhaut und infolge der festen Ablagerungen auf der Sohle stellt sich eine hydraulische Verschlechterung der Abflussprozesse ein. Die Fließgeschwindigkeit des Abwassers nimmt ab und es bilden sich zusätzliche Ablagerungen. Dieser Sedimentationsprozess reduziert kontinuierlich den Abflussquerschnitt und kann nach einer gewissen Zeit zur völligen Verstopfung des Kanals führen. In diesen Extremfällen ist eine Überflutung der Kellergeschosse von umliegenden Siedlungen durch das zurückgestaute Abwasser nicht auszuschließen.

In Abbildung 2.7 ist die Abnahme der hydraulischen Leistungsfähigkeit in Abhängigkeit der Ablagerungshöhe an der Schlüsselkurve für den Durchfluss dargestellt. Es ist erkennbar, dass schon eine Ablagerungshöhe von 20 Prozent der Querschnittshöhe zu einer Verringerung der Abflusskapazität um etwa 40 Prozent führt.

Mit der Verringerung des Abflussquerschnittes sinkt das Retentionsvermögen des Kanalnetzes, sodass die Kanalisation bei Starkregenereignissen schneller überlastet ist. Sobald die Regenüberlaufbecken vollgelaufen sind, gelangt das Abwasser mit erhöhten remobilisierten Schmutzfrachten ohne Aufbereitung über die Notüberläufe zum Vorfluter.

Bei Starkregenereignissen werden große Mengen von Ablagerungen remobilisiert und aus der Kanalisation ausgetragen, wodurch deutlich höhere Entlastungsfrachten und Zulauffrachten zu den Kläranlagen erwartet werden. Insbesondere führt der sogenannte Spülstoß (engl. first flush) beim ersten Eintreffen eines Regenereignisses bei der Kläranlage deutlich erhöhte und konzentrierte Schmutzfrachten mit sich. Die völlig ausgelastete Kläranlage, welche infolge des hohen eintreffenden Abwassers den Reinigungsprozess beschleunigen muss (auf Kosten des Reinigungserfolges), verliert weiter an Effizienz. Das nur geringfügig gereinigte Wasser wird mit einer schlechteren Qualität zum Vorfluter geleitet (vgl. Gebhard, V. 2002, Kirchheim, N. 2005, Müller, K. 2010, Schaffner, J. 2008, Böhm, A. 1989).

Ein weiterer Nachteil des langzeitigen Aufenthaltes der Ablagerungen im Kanalnetz ist die Geruchsbelästigung, welche sich durch die Kanalschächte bis zur Oberfläche ausweitete, wodurch die Lebensqualität und die Hygiene in der Siedlung leiden. Grund hierfür ist die Bildung von Schwefelwasserstoff unter anaeroben Bedingungen. Bei mangelhafter Belüftung der Kanäle kann es zu Gasbildung und zur Explosionsgefahr kommen (ATV 1994). Deswegen ist auch das Arbeiten im Kanal mit Gefahren und

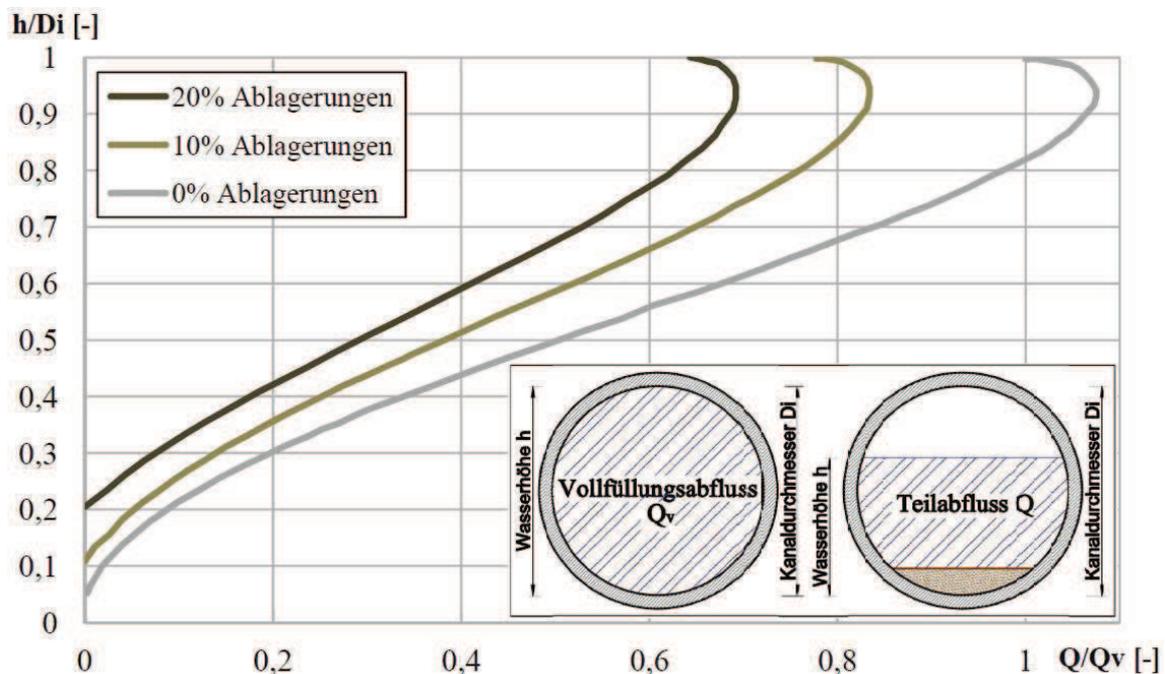


Abbildung 2.7: Verringerung der Leistungsfähigkeit mit der Zunahme der Sedimenthöhe (modifizierte Darstellung aus Butler 2004).

langzeitigen Erkrankungsrisiken verbunden.

Darüber hinaus erfolgt im Bereich der Ablagerungen eine erhöhte Korrosion der Rohrmaterialien (bei Beton und Mauerwerk), welche infolge der gebildeten biogenen Schwefelsäure die technische Nutzungsdauer der Rohre deutlich verkürzt. In zementgebundenen Werkstoffen verwandelt sich das widerstandsfähige Kalziumcarbonat zum leicht abtragbaren Gips. Die Substanz der Rohrwandung nimmt ab, deren Oberflächenbeschaffenheit verschlechtert sich und somit auch die hydraulischen Fließcharakteristiken (vgl. Weismann 2007, Weismann 2006, Stauer, P. 2010 und Kirchheim, N. 2005). Die technischen Einrichtungen des Kanalnetzes wie Pumpleitungen, Kanalkrümmen, Düker und Drehbögen sowie abrasionsgefährdete Kanalhaltungen werden zudem von den festen Abwasserinhaltsstoffen schneller verschlissen.

Hohe Ablagerungen mit einem großen Nahrungsangebot in einem feuchten und dunklen Umfeld bilden ein ideales Habitat für Ratten und andere Nager. Diese können durch ihre natürlichen Aktivitäten (durch Wühlen und Graben) zu erhöhten Schäden führen, wie z. B. Verstopfungen, Straßeneinbrüchen sowie Verschlechterung der Bausubstanz. Außerdem sind Nagetiere bekanntlich Überträger und Verbreiter von zahlreichen Krankheiten und Seuchen, wie Ruhr, Typhus oder Pest (Barenthien, L. 2005).

Schlussendlich steigt der Betriebsaufwand und somit auch die Kosten für die Reinigungsvorkehrungen mit dem Verschmutzungsgrad der Kanalisation. Sowohl die Ein-

satzdauer für den Reinigungsvorgang als auch die erforderliche Energie zur Beseitigung der Ablagerungen nehmen zu (vgl. Gebhard, V. 2002 und Geib 2002).

### **2.1.3 Notwendigkeit und Häufigkeit der Ablagerungsbeseitigung**

Zur zeitlichen Anordnung und Planung von externen Ablagerungsbeseitigungen stehen heute grundsätzlich drei Strategien zu Verfügung: die präventive, die bedarfsorientierte und die bedarfsgerechte Reinigung. Die erste besteht aus einer vollständigen Ablagerungsräumung: beginnend vom höchsten Punkt des Kanalnetzes wird progressiv das gesamte Kanalnetz präventiv geräumt. Bei der bedarfsorientierten Reinigung (auch Feuerwehrstrategie genannt) werden Räumungsarbeiten erst nach Entstehung von Verstopfungen und Abflussstörung vorgenommen. Eine bedarfsgerechte Reinigung setzt genügende Erfahrungen und Informationen des Ablagerungsverhaltens in den jeweiligen Kanalabschnitten voraus. Es werden somit die Zeitabschnitte geplant, nach denen die jeweiligen Kanalabschnitte gereinigt werden sollen, d. h. je nach Gefälle, Lage, Art und Alter des Kanals und je nach Abfluss- und Rückstauverhältnissen wird die Häufigkeit der Reinigung festgelegt. Diese Planung wird zusätzlich nach Erreichen bestimmter Ablagerungshöhen in Problemabschnitten verändert und angepasst (Barenthien, L. 2005). In den letzten Rechtsverordnungen zum Kanalnetzbetrieb sind keine festen Reinigungsintervalle vorgegeben; dem Kanalnetzbetreiber ist somit die Eigenkontrolle und Selbstüberwachung freigestellt (ATV-DVWK 2003b). Wegen der zu hohen anfallenden Kosten für eine präventive Kanalreinigung tendieren die meisten Kanalbetreiber zu einer bedarfsorientierten und bedarfsgerechten Reinigung (vgl. ATV-DVWK 2003b, DIN 14654-1 2005 und DWA A147 2005).

Im Abschnitt 4.2.9 wird gezeigt, dass die Ablagerungen sich mit der Zeit verfestigen, sodass die nachträgliche Beseitigung aufwendiger und kostenintensiver ausfällt. Die Anordnung einer präventiven Reinigungsstrategie, wie z. B. die Stauwagenreinigung wäre somit erfolgreicher.

## **2.2 Kanalreinigung**

### **2.2.1 Historische Entwicklung der Kanalisation**

In den ersten städtebaulichen Siedlungen wurde der anfallende häusliche Schmutz in die Gasse geworfen, wo er verwesete. Allein durch die Niederschläge wurden die Straßen teilweise gesäubert und die gröbere Schmutzfracht weggespült.

Mit dem Zunehmen der Siedlungsgröße und wegen deren katastrophalen hygienischen Zuständen entstanden und verbreiteten sich Seuchen sowie Krankheiten. Dies brachte die erste Entwicklung in der Schmutzwasserbehandlung: das häusliche Abwas-

ser musste durch oberirdische Rinnen längs der Hauptstraßen in die nahefließenden Gewässer umgeleitet werden. Laut Dettmar, J. 2006 reichten die ersten Funde von Kanalisationsanlagen bis in die jüngere Steinzeit zurück. Hier wurde das Abwasser in offene Erdgräben geleitet, wo es versickerte und verfaulte. In Mesopotamien wurden um 3500 v. Chr. Halbkreis- und U-förmige Tonrinnen verlegt und rechteckige offene Mauerwerkskanäle gebaut. In Griechenland sind Funde von steinernen Abwasserkanälen bekannt (Dettmar, J. 2006). Um das Leben in den Städte erträglicher und hochwertiger



Abbildung 2.8: Links - „Cloaca Maxima“: größter Abwasserkanal in Rom (aus *Cloaca Maxima* 2013). Rechts - Oberirdischer Abflusskanal einer heutigen Armensiedlung (aus *TU Graz* 2013).

zu machen, musste die Kanalisation von der Straßenoberfläche in den Untergrund verlegt werden. Es bedurfte einer statischen Lösung für die Abtragung der Erdlasten. Die Kanäle wurden aus einem Trog-Gerinne, zwei vertikalen Kämpfern und einem Bogen aus Mauerwerk gebaut (siehe „Cloaca Maxima“ - Abbildung 2.8 links, welche im Jahre 500 v. Chr. von etruskischen Ingenieuren in Rom gebaut wurde [Dettmar, J. 2006]). Die hydraulisch ungünstige Form des Trogprofiles galt als gut mit der Schaufel zu reinigen (Kirchheim, N. 2005). Zusammen mit der ungünstigen Sohlneigung bewirkte sie aber hohe Ablagerungen, welche mit der Hand weggeschaufelt werden mussten.

Im Mittelalter ging der Kenntnisstand über die geordnete Abwasserentsorgung und über die Kanalisation nahezu vollständig verloren.

Mit der zunehmenden Industrialisierung im 19. Jahrhundert, die einen enormen Zuwachs der Siedlungen und der städtischen Bevölkerung mit sich brachte, entstan-

den auf Grund der miserablen hygienischen Zustände erneut zahlreiche Epidemien, wie Cholera-, Pest-, Ruhr-, Typhus und Paratyphusepidemien, welche unzählige Opfer forderten. Neue Erkenntnisse und technische Anleitungen wurden aus England in alle großen europäischen Städte getragen. Es wurden unterirdische Kanalhaltungen geplant und gebaut (Dettmar, J. 2006).

Um eine günstige Verteilung der Geschwindigkeiten im Querschnitt zu erreichen, ergab sich mit der Zeit eine Optimierung der Sohlneigung und der Form des Rohrquerschnittes. In jüngeren Jahren (erstmalig in London 1846 (Kirchheim, N. 2005)) wurde durch Einsetzen von Eiprofilen eine Verringerung des Querschnittes in der Sohle erreicht, welche bei niedrigen Abflüssen größere Geschwindigkeiten und somit größere Sohlschubspannungen bewirkt (siehe Abbildung 2.9). Spätere Ausgrabungen in West-

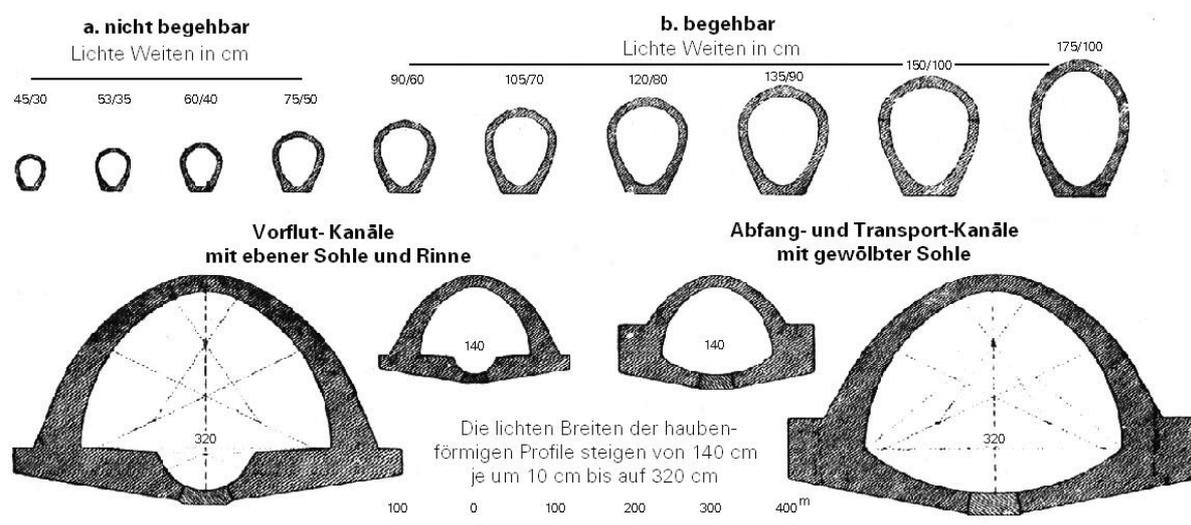


Abbildung 2.9: Eiprofile, Haubenprofile mit und ohne Trockenwetterrinne der Kanalisation der Stadt Dresden im Jahre 1912 (Darstellung aus Stein 2000).

pakistan brachten aber 6500 Jahre alte Rohrreste von einem Mischwasserkanal hervor, deren Sohle schon damals mit einer Niedrigabflussrinne ausgestattet war (Kirchheim, N. 2005).

Aufgrund der höheren Herstellungskosten der Rohre und der Kanäle wurde das Ei-Profil im Laufe des letzten Jahrhunderts durch materialeinsparende Kreisprofile ersetzt.

Durch die Entwicklung von neuen Herstellungstechnologien und -materialien sowie durch Einsicht in die hydraulischen Vorteile des Eiprofiles wurde es in den letzten Jahrzehnten wieder verstärkt verwendet. Gleichmaßen, um dem niedrigen Trockenwetterabfluss optimale hydraulische Bedingungen zu gewährleisten, wurden Profile mit Trockenwetterrinnen entwickelt und eingesetzt (siehe Abbildung 2.9).

Um sehr große Durchflüsse wie z. B. bei Hauptsammlern, Vorflutern, Abfang- und Transportkanälen abzuleiten, werden heute auch Sonderprofile, wie Hauben-, Maul-

profile oder Profile mit Trockenwetterrinne eingesetzt. Hauben- und Maulprofile haben sehr hohe statische Widerstände. Sie sind aber bei niedrigen Abflüssen hydraulisch ungünstig (Kirchheim, N. 2005). Abbildung 2.9 zeigt Kanalquerschnitte und -Abmessungen der Dresdner Kanalisation um 1912.

Heutzutage müssen in den industrialisierten Ländern alle Siedlungs- und Industrieschmutzwässer sowie der primäre Regenabfluss gesammelt und aufbereitet werden bevor sie erneut in den Vorfluter geleitet werden dürfen. Es gelten strenge Rechtsvorschriften und Grenzwerte für die im Vorfluter eingeleiteten Gewässer und Stoffe (Europäische Richtlinie 91/271/EWG 1991, 98/15/EG 1998, 2000/60/EG 2000 sowie § 9 des Abwasserabgabengesetzes AbwAG 2005). In den Entwicklungsländern herrscht diesbezüglich teilweise großer Bedarf, sei es für die Wasserversorgung, oder für die Schmutzwasserableitung (vgl. Abbildung 2.8 rechts).

## 2.2.2 Historische Entwicklung der Kanalreinigung

Schon mit den ersten Stadtplanungserfolgen, konkret mit der Ableitung des häuslichen Abwassers durch oberirdische Rinnen längs der Hauptstraßen, ergab sich die Notwendigkeit, die Rinnen manuell zu säubern und zu reinigen. Da sich die Länge dieser Kanäle in Grenzen hielt und die Zugänglichkeit durch ihren oberirdischen Verlauf stets gegeben war, erwies es sich als einfach und kostengünstig, diese gewöhnliche Instandhaltungsmaßnahme in Handarbeit durchzuführen.

Durch die Verlegung der Kanalisation untertage, erwies sich deren Reinigung als sehr schwierig und aufwändig. Zwangsarbeiter mussten mit Spaten und Schaufeln die Kanäle frei räumen und die Ablagerungen mittels Eimer oder Karren ins Freie tragen bzw. schieben. Die Handreinigungstechnik und ein Senkreinigungswagen aus dem Jahre 1950 sind in Abbildung 2.10 dargestellt. Es ist zu vermuten, dass ähnliche Geräte schon viel früher zum Einsatz kamen.

Wegen der damals noch nicht erkennbaren Gefahr der Gasvergiftung infolge der schlechten Belüftung in den Kanälen kam es bei den Reinigungsmannschaften oft zu Erkrankungen und Todesfällen. Der Reinigungsaufwand war zudem enorm und mit hohen Kosten verbunden. In Rom wurden diese Wartungskosten z. B. durch eine speziell dafür eingerichtete Steuer, die „Cloacarium“, abgedeckt (Kirchheim, N. 2005).

Bei kleineren Kanälen erwies es sich als notwendig, Einsteigeschächte in absehbaren Abständen vorzusehen, welche ungewollt auch für die Belüftung der Rohre sorgten und somit bessere Arbeitsbedingungen für die Kanalarbeiter schafften. Mit der Zeit begriff man aber, dass jede Menge Sediment und Fremdkörper durch die Schächte in den Kanal gelangen. Noch größere Volumina von Ablagerungen mussten durch den Kanalarbeiter entfernt werden (*Sewerhistory* 2013).

Es mussten neue Reinigungsmethoden erfunden werden, die den Kanalarbeitern

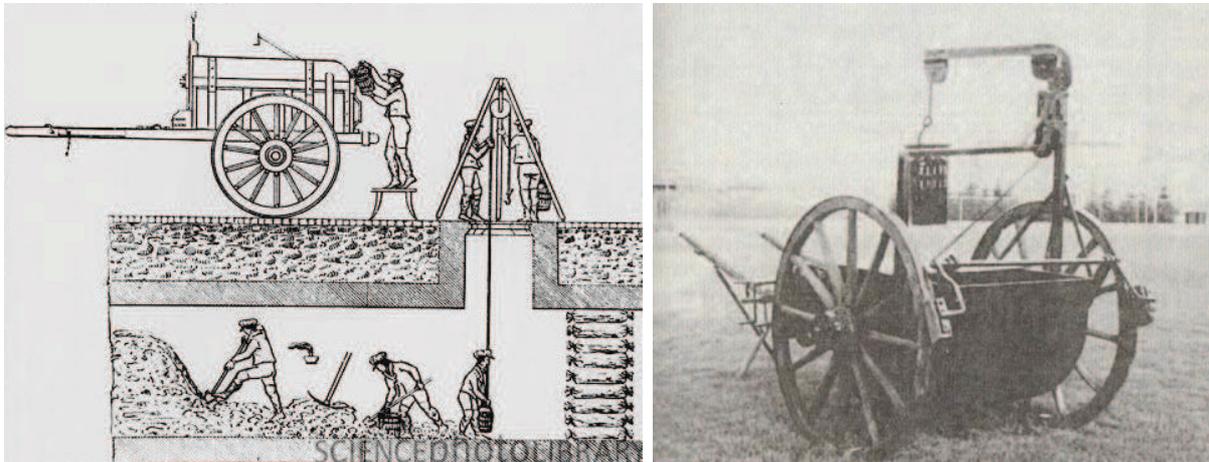


Abbildung 2.10: Handreinigungstechnik und Senkreinigungswagen (aus *Handreinigung* 2013 und Anonymus 1996).

die Reinigung erleichtern sollten. Schon im Jahre 32 v. Chr. (Kirchheim, N. 2005) hatte man die Überlegung angestellt, den Kanal durch Zuleitung großer Mengen von Wasser auszuspülen. Die entstehenden Wasserschwallen wirbelten die abgelagerten Sedimente auf und rissen sie mit. Zusätzlich belüftete der Sauerstoff, welcher mit der Welle mitgerissen wurde, den Kanal (*Sewerhistory* 2013).

Das Wasser wurde durch Tanks, Pumpleitungen oder Hydranten über die Einstiegsschächte direkt eingeleitet. Die Reinigungswirkung erwies sich wegen der niedrigen Fördermengen als zu schwach. Man fing an, das Spülwasser aufzustauen und erst wenn ein großes Volumen zur Verfügung stand, wurde es frei gelassen. Nach und nach wurden diese Spüleinrichtungen optimiert. Es kamen Automatisierungen zum Einsatz und ebenso wurden Spülbecken oder Spülschächte eingerichtet.

In Abbildung 2.11 links ist eine amerikanische Werbung eines Spülschachtes aus dem Jahre 1893 dargestellt. Das Spülwasser wurde später aus Seen, Flüssen, oder direkt aus dem Regenwasser in den Spülschacht geleitet und gesammelt, um es zu einem späteren Zeitpunkt freizugeben (*Sewerhistory* 2013).

Diese Reinigungsmethode erwies sich als so effektiv, dass sie in den meisten Städten zum Einsatz kam. So wurde z. B. im Jahre 1907 die Kanalisation in 138 Mittelstädten in den U.S.A. durch diese Methode gereinigt. In 30 von diesen Städten wurden Spülschächte benutzt, in 78 wurde das Wasser durch Feuerhydranten zugeleitet und in 27 dieser Städte wurde mit beiden Methoden gearbeitet. Im Jahre 1940 wurden allein in der Stadt Los Angeles 11.500 Spüleinrichtungen eingesetzt (*Sewerhistory* 2013).

In Abbildung 2.11 ist eine Spülvorrichtung vom Tiber Creek Kanal in Washington, D.C. aus dem Jahre 1894 gezeigt. Durch Holzschilder wurde der natürliche Flussver-

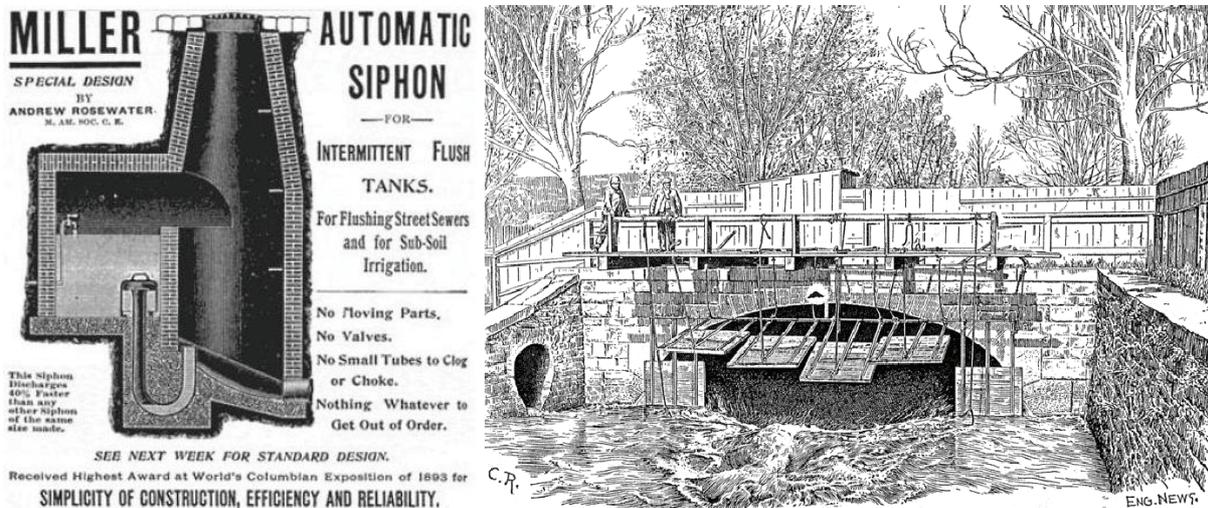


Abbildung 2.11: Links - Werbung eines automatisierten Spülschachtes. Rechts - Spülvorrichtung am Tiber Creek Kanal in Washington zur Kanalspülung (aus *Sewerhistory* 2013).

lauf vor einer Brücke aufgestaut und in die Kanalisation umgeleitet. In Bechmann, G.-E. 1900 wird berichtet, dass im Jahre 1899 Spülkammern genutzt wurden, um die Kanalisation von Paris zu spülen. Mittels 3500 Spülklappen wurden 1100 km Abwasserkanal bereinigt (*Sewerhistory* 2013).

Viele Jahre später erkannte man, dass die Kanalreinigung durch Spülen nur über einige hundert Meter effektiv war. Zudem wurde ersichtlich, dass durch Spülen nicht die gesamten Ablagerungen entfernt werden konnten; größere Sedimente, wie Kies oder Geröll verweilten weiterhin im Kanal. Probleme wie Wurzeleinwüchse oder Verstopfungen konnten mit dieser Methode nicht behoben werden. Schließlich, nach der Erkenntnis der Notwendigkeit das Schmutzwasser zu behandeln, bevor es in den natürlichen Wasserkreislauf zurückgegeben werden durfte, erwiesen sich die Schmutzwassermengen infolge Zuleitung von Spülwasser zu hoch. Es mussten neue Reinigungstechniken eingeführt werden (*Sewerhistory* 2013).

Eine rein mechanische Technik war das Vor- und Zurückziehen von Drehscheiben oder kreisförmiger Geräte mit Hilfe von Seilwinden (Windenzug), welche an zwei nacheinander folgenden Schächten positioniert waren. In der Abbildung 2.12 oben ist dieser Reinigungsvorgang dargestellt und in der Abbildung 2.12 unten sind dafür verwendete Geräte abgebildet. Spezielle Zuggeräte ermöglichten sogar die Befreiung der Kanalrohre von Wurzeleinwüchsen und Steinen (Kirchheim, N. 2005). Das mechanisch gelöste Material wurde in den Bereich der Einstiegsschächte geschoben oder gezogen und dort mit Schaufeln oder Kübeln aus dem Kanal entnommen. Bei einer Vollverstopfung

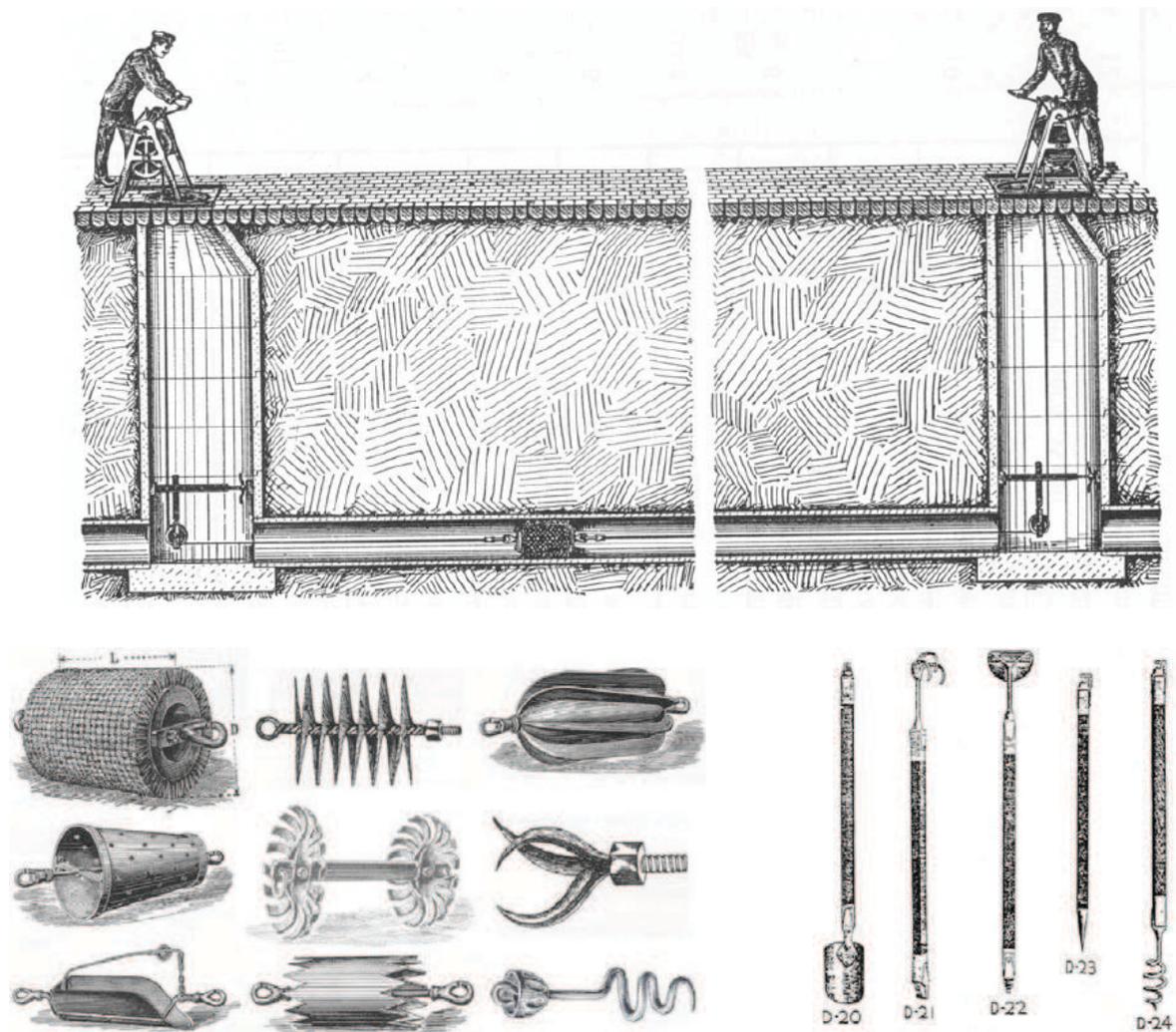


Abbildung 2.12: Oben - Mechanische Reinigung durch Windzug. Unten links - Benötigte Zugaggregate (aus Dettmar, J. 2006). Unten rechts - Handgestänge zur Beseitigung von Verstopfungen (aus *Sewerhistory* 2013).

mussten die Arbeiter erst den Kanal teilweise „freiräumen“, damit das Windenseil zum nächsten Schacht durchschwimmen konnte. Die Abbildung 2.12 unten rechts zeigt typische Handgestänge, welche zum Durchbohren und -stechen der Verstopfung benötigt wurden. Im schlimmsten Fall, bei kleineren Kanälen, musste die Kanalisation aufgedigelt werden, um die Verstopfung mit der Hand zu entfernen.

Die mechanischen Reinigungsverfahren waren mit schwerer körperlicher Arbeit und mit hohem Personalaufwand verbunden. Als Alternative wurden die sogenannten Niederdruckverfahren entwickelt. Hierbei handelte es sich um Geräte, die das Wasser

im Kanal aufstauten. Durch das Einstellen eines höheren Oberwasserstandes im Vergleich zum Unterwasser ergaben sich höhere Wasserdrücke hinter dem Gerät. Die Umströmung, die Überströmung, oder die Unterströmung des Gegenstandes (Kugel, Walze oder Stauwand) riefen hohe Abflussgeschwindigkeiten und hohe Wirbelkräfte hervor, welche das Sediment auf der Sohle auflockerten und abtrugen. Eine dazugehörige hydraulische Reinigungslösung ergab sich, indem spezielle hölzerne Kugeln (Wulstkugeln) durch den Kanal geschickt wurden. Die Kugeln erwiesen sich als Störkörper für

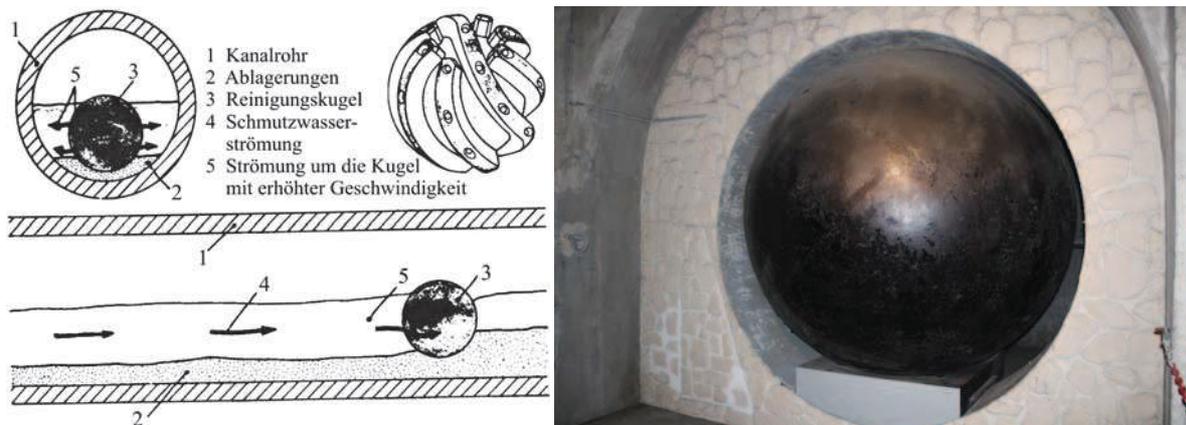


Abbildung 2.13: Links - Arbeitsprinzip einer Wulstkugel (aus Kirchheim, N. 2005). Rechts - Historische Wulstkugeln der Pariser Kanalisation).

das Abwasser und durch die bedingte Reduzierung des Fließquerschnittes entstanden hohe Umströmungsgeschwindigkeiten im abfließenden Wasser. Die Ablagerungen lösten sich und wurden mit dem Abfluss weggeführt. Wenn nicht genügend Abwasser im Kanal vorhanden war, wurde Spülwasser hinzugeleitet. Die Abbildung 2.13 links zeigt das Arbeitsprinzip einer Wulstkugel und die Abbildung 2.13 rechts zeigt eine historische Wulstkugel, welche im Pariser Netz eingesetzt wurde.

Durch Weiterentwicklung der Wulstkugel ergab sich die selbstlaufende Reinigungswalze (vgl. Abbildung 2.14). Ein Walzkörper, der aus mehreren axialsymmetrischen Profilen mit unterschiedlichen Radien bestand, wurde auf die Kanalsohle gelegt. Durch den Wasserdruck des aufgestauten Wassers bildeten sich lokalisierte Wasserstrahlen zwischen den verschiedenen Profilelementen, welche die Ablagerungen auflockerten und sie um eine begrenzte Distanz stromabwärts bewegten (Böhm, A. 2001).

Diese beiden Methoden erwiesen sich dann als problematisch, wenn sich größere Ablagerungen im Kanal befanden. In manchen Fällen kam es während des Einsatzes zu Verstopfungen, die schwere Folgen hatten. Diese Reinigungsverfahren dienten somit als präventive Reinigungsmaßnahmen, um der Ablagerungsbildung vorzubeugen (vgl. Abschnitt 2.1.3). Die Wulstkugeln verloren zudem die Spülwirkung bei Rohren mit einem Durchmesser der größer als 300 mm war (Sewerhistory 2013).

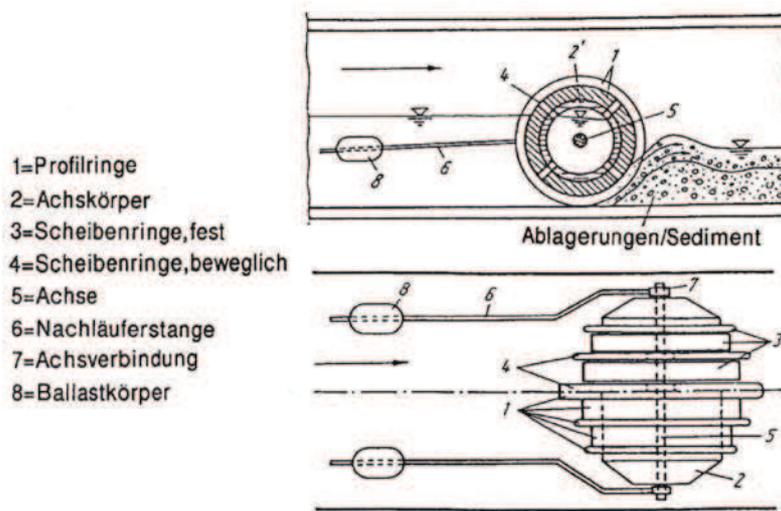


Abbildung 2.14: Längsschnitt und Aufsicht zum Erläutern des Arbeitsprinzips einer selbstlaufenden Reinigungswalze (aus Böhm, A. 2001).

Bei begehbaren Kanälen ( $DN \geq 800 \text{ mm}$ ) wurden Spülwagen entwickelt und eingesetzt. Ähnlich wie bei den Wulstkugeln wurde hier das Wasser aufgestaut, indem das Gerinne durch einen hölzernen oder aus Stahl gefertigten Schild abgesperrt wurde. Es bildete sich ein Höhenunterschied des Wasserspiegels vor und nach der Sperrwand. Durch Unter- bzw. Überströmen der Holzsperrung entstanden sehr große lokale Abflussgeschwindigkeiten und damit verbundene Sohlschubspannungen, welche die Ablagerungen vor sich wegschoben. Eine detailliertere Beschreibung dieser Verfahren ist im Kapitel 3 enthalten. In Abbildung 2.15, 2.16 und 2.17 sind die Arbeitsprinzipien und Einsatzbilder von Spülwagen und Spülkanus dargestellt.

In jüngeren Jahren wurden Hochdruckspülgeräte entwickelt. Es handelt sich um Pumpen, welche einen Wasserstrahl mit einem kleinen Durchfluss, aber hohem Druck erzeugen. Dieser Strahl wird entlang der Sohle bewegt und die hohen Strahldrücke lockern und reißen die Ablagerungen auf. Der normale Abfluss treibt die Sedimente zum Einstiegschacht, wo eine Absaugung erfolgt. Diese Technik wird heute von den meisten Kanalnetzbetreibern eingesetzt (90 Prozent der Kanalreinigungsmaßnahmen laut Stein, D. 1999 und Bossler 2004). Eine detailliertere Beschreibung folgt im Abschnitt 2.2.3.4.

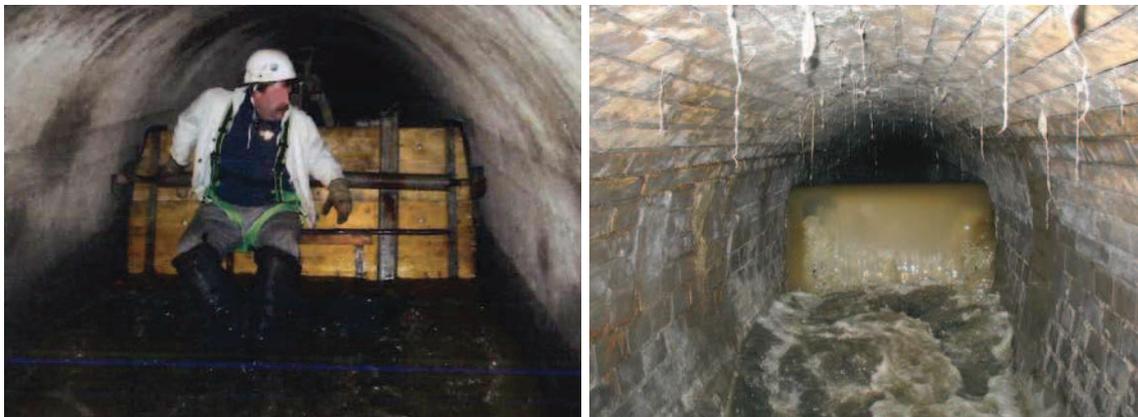
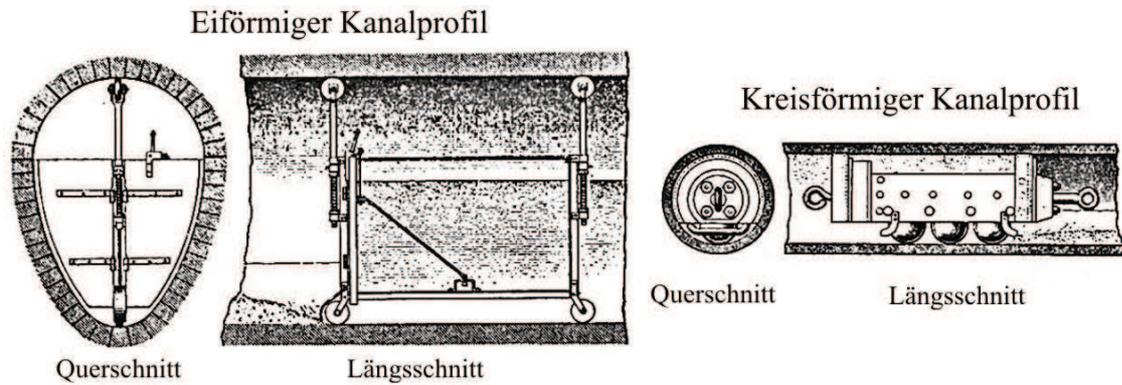


Abbildung 2.15: Oben - Arbeitsprinzip eines Spülwagens (aus *Sewerhistory* 2013). Unten - Unterströmter (links) und überströmter (rechts) Spülwagen im Einsatz (Foto: Wien Kanal, Städtische Werke Magdeburg GmbH - SWM).

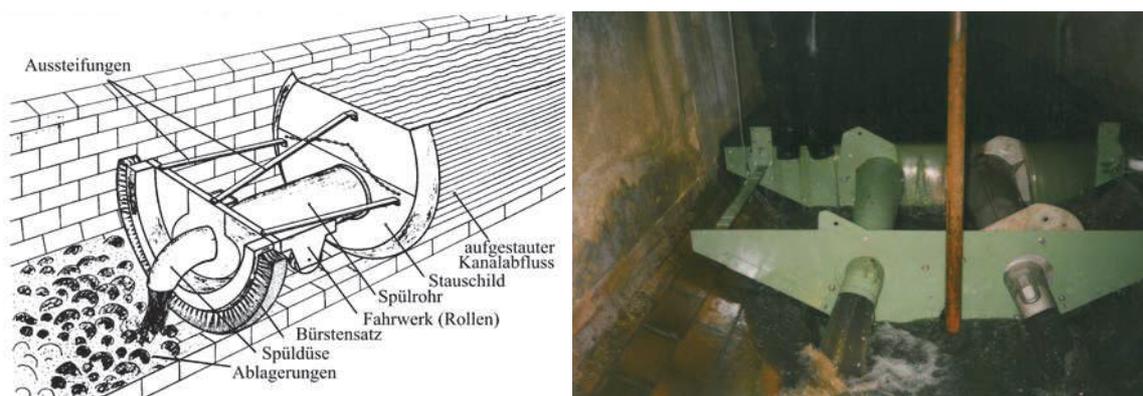


Abbildung 2.16: Links - Arbeitsprinzip eines „Iltis“ (aus Kirchheim, N. 2005). Rechts - „Iltis“ im Einsatz (Foto: NVV-AG Mönchengladbach).



Abbildung 2.17: Oben - Arbeitsprinzip eines Spülkanus (aus *Sewerhistory* 2013). Unten - Historisches Spülkanu der Pariser Kanalisation. Rechts - Historischer Spülschlitten der Pariser Kanalisation.

### 2.2.3 Kanalreinigung - Stand der Technik

#### 2.2.3.1 Vorkehrungen zur Verringerung des Sedimenteintrages in der Kanalisation

Durch Vermeidung des Feststoffeintrages können Kanalablagerungen von Grund auf reduziert werden. Der Großteil des in den Ablagerungen vorkommenden Materials besteht aus mineralischen Feststoffen (85 Prozent bei einem Mischwassersystem (Müller, K. 2010) siehe Abbildung 2.1). Ein großer Teil des Eintrages erfolgt meistens bei Regenereignissen durch die Straßenabläufe und Gullys. Der Aufbau eines solchen Bauwerkes ist in Abbildung 2.18 dargestellt. Nach Kirchheim, N. 2005 wird die Rückhaltungswirkung von Gullys und Sinkkästen hinsichtlich der einfließenden Feststoffe auf 30 Prozent geschätzt. Durch die Einführung von feineren Filtern bzw. Öffnungen in den Sand- und Schlammeimern, durch den Einsatz von Hebergullys oder allein durch die periodischen und rechtzeitigen Entleerungen der Gullys und Sinkkästen könnte der Sedimenteintrag in der Kanalisation um einen Großteil verringert werden (bis zu 60 Prozent nach Stein, R. 2008).

Auch durch eine Reduzierung des Regenwassereintrages in die Kanalisation wird verhindert, dass die enthaltenen Feststoffe in die Kanalisation gelangen. Um dies zu erreichen, sollten auf den Grundstücken Versickerungsschächte eingerichtet werden. Der Anteil befestigter Flächen sollte minimiert werden und wasserdurchlässige Baustoffe zum Einsatz kommen, um die direkte Versickerung des Regenwassers im Boden zu

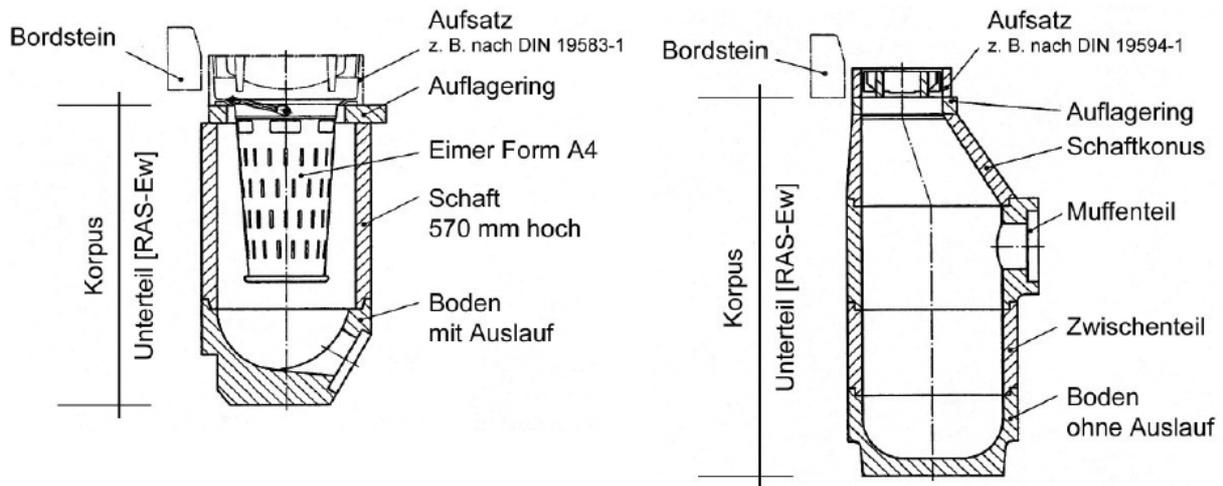


Abbildung 2.18: Aufbau eines Straßenablaufes mit Trockenschlammgewinnung (links) und mit Nassschlammgewinnung (rechts) (aus Stein, R. 2008).

gewährleisten. Die Gebäudedächer könnten weiterhin mit einer Dachbegrünung ausgestattet werden (vgl. Abbildung 2.19). Generell würde eine bessere Regenwasserbewirtschaftung zur Verringerung der Regenwasserabflüsse und damit zur Reduzierung der mitgerissenen Feststoffpartikel führen.

Die Verringerung des Regenwassereintrages bringt umgekehrt eine Abnahme der Sohlschubspannungen im Kanal mit sich, was zur Verringerung der Selbstreinigung des Kanals führt. Die Reduzierung des Regenwassereintrages ist aber in der Regel nur bis zu einem bestimmten Anteil möglich (Privatgrundstücke und Parkplätze); es ist somit dennoch ein hoher Regenabfluss garantiert, welcher weniger Feststoffe mit sich in die Kanalisation reißt, aber die Kanäle trotzdem reinigt.

### 2.2.3.2 Selbstreinigende Abwasserkanäle

Bei der Planung neuer Abwasserleitungen wird heutzutage darauf geachtet, dass diese einen späteren ablagerungsarmen Betrieb garantieren. Höhere Erstellungskosten werden als Kompromiss eingegangen, um eine spätere kostengünstigere Wartung und Betrieb über die ganze Lebensdauer (für mindestens 50 Jahre ausgelegt) des Kanalnetzes zu ermöglichen. Die Entwicklung der Rohrbaustoffe hat zu einer höheren Lebensdauer und zu einer hydraulisch günstigeren Oberflächenbeschaffenheit geführt. Die absolute Rauheit liegt z. B. bei  $0,0015 \text{ mm}$  für PVC Rohre und bei  $0,007 \text{ mm}$  für moderne PE-Rohre. Als Vergleich weisen raue Betonrohre einen  $k$ -Wert von 1 bis  $3 \text{ mm}$  oder gemauerte Kanäle eine Oberflächenrauheit von 8 bis  $15 \text{ mm}$  auf (vgl. *Jacob Rohre* 2011 und *Gerodur* 2013). Die Materialeigenschaften bei den modernen Baustoffen bleiben über ihre ganze Einsatzdauer nahezu konstant. Es ist ersichtlich, dass mit den

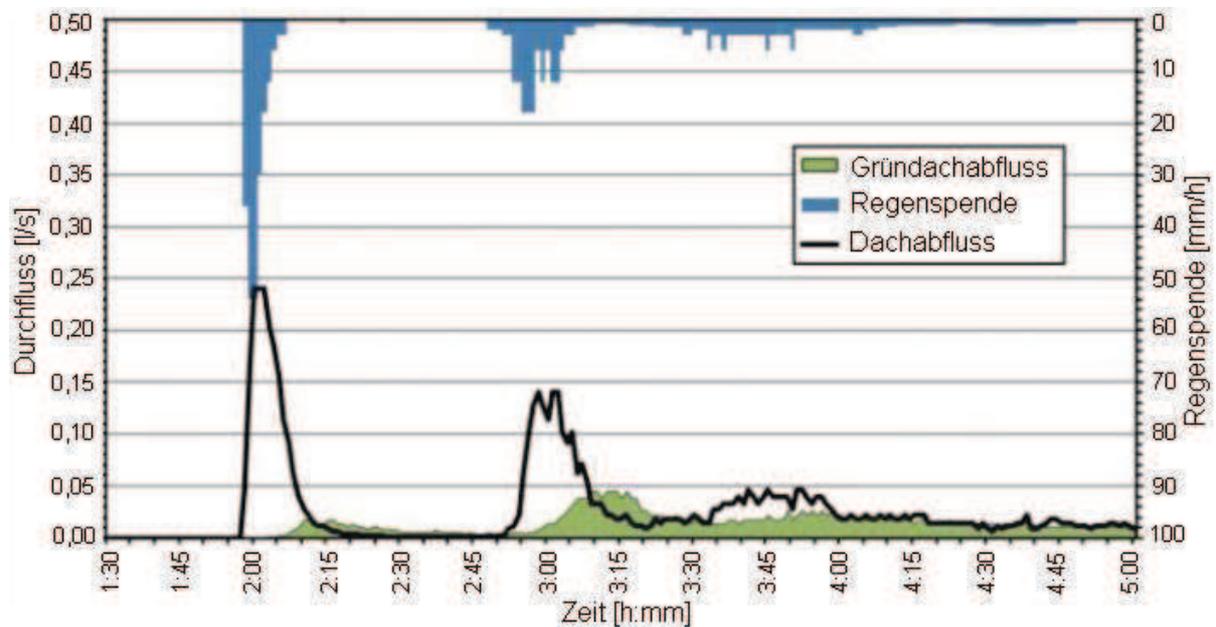


Abbildung 2.19: Reduzierung und Verzögerung des Regenwasserabflusses durch die Installation eines begrüntes Daches (Abbildung aus *Progetto Tetti Verdi* 2013 übersetzt).

neuen Baustoffen die Bildung von Ablagerungen rein durch die Haftigenschaften zwischen Kanalwand und Sediment erschwert wird.

Es existieren mehrere pauschale Bemessungskriterien für die Gewährleistung eines selbstreinigenden Betriebes von Rohren (Richtlinie ATV A 110 1988 und Macke, E. 1983). Eine Zusammenstellung der Mindestfließgeschwindigkeiten  $v_{min}$  in  $[m/s]$  oder der Mindestsohlgefälle  $I_{min}$   $[-]$ , um die Mindestschubspannung zu erreichen, welche das Abtragen der Ablagerungen in der Abwasserleitung garantiert, wurde von Schultz 1960 vorgenommen und aus Kirchheim, N. 2005 hier übernommen:

1. *KARAKASSONIS*: Mindestgefälle  $I_{min} = 2 \cdot 10^{-3} \cdot D^{-1/2}$  (mit  $D$  in  $[m]$ ).
2. *HOSANG-BISHOFF* fordern  $\tau = 2,5 \text{ N/m}^2$  (bei  $Q_t/Q_v = 1$ ). Daraus folgt ein Mindestgefälle bei Vollfüllung von  $I_{min} = 1 \cdot 10^{-3} \cdot D^{-1}$  (mit  $D$  in  $[m]$ ).
3. Abwandlung der Faustformel von *HOSANG-BISHOFF* nach  $\tau$  für verschiedene Teilfüllungsgrade: Mindestgefälle bei  $Q_t/Q_v = 0,01$  von  $I_{min} = 6 \cdot 10^{-3} \cdot D^{-1}$  ( $D$  in  $[m]$ ).
4. *IMHOFF* fordert eine Geschwindigkeit  $v_v = 1 \text{ m/s}$  bei Vollfüllung. Daraus folgt ein Mindestgefälle von  $I_{min} = 1,1 \cdot 10^{-3} \cdot D^{-4/3}$  mit  $D$  in  $[m]$ .

5. *BIELECKI* fordert  $v_v = 1,5 \text{ m/s}$  bei Vollfüllung (vorläufig für große Durchmesser). Daraus folgt ein Mindestgefälle von  $I_{min} = 2,2 \cdot 10^{-3} \cdot D^{-4/3}$  (mit  $D$  in  $[m]$ ).

In Abbildung 2.20 ist eine Gegenüberstellung der fünf hier beschriebenen Bemessungsansätze dargestellt.

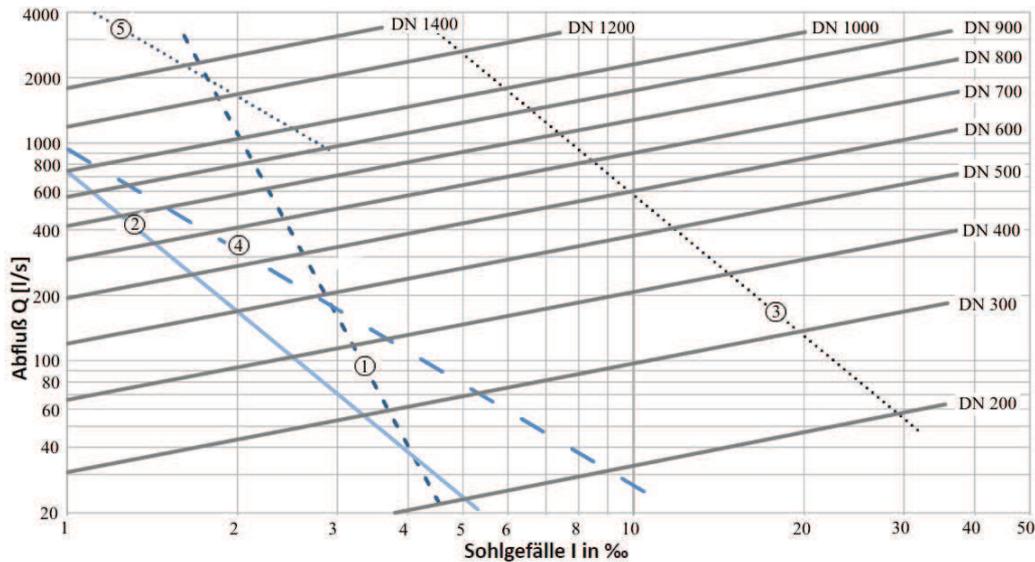


Abbildung 2.20: Graphische Darstellung der zuvor genannten Bemessungsansätze (aus Butler 1993).

In Abbildung 2.21 sind die Grenzwerte des kritischen Sohlgefälles grafisch abgebildet, welche durch verschiedene Ansätze ermittelt wurden. Die duale Abhängigkeit vom Kanaldurchmesser und vom Abfluss, welcher gleichzeitig von der Tageszeit, von der Jahreszeit und von den Regenereignissen abhängig ist, erschwert die Festlegung der Grenzneigung, für die sich während des gesamten Kanalbetriebes keine Ablagerungen bilden sollten.

Es wurden zusätzlich zu den pauschalen Bemessungskriterien auch Bemessungsansätze durch verschiedene Konzepte hergeleitet, um ein ablagerungsfreies Kanalnetz zu erhalten. Macke, E. 1983 betrachtet zum Beispiel den Grenzdurchfluss bei dem noch keine Sedimentation beginnt:  $Q_{grenz} = 13,73 \cdot r_{hy}^3 \cdot I^3$ . Schütz, M. 1985 entwickelte aus diesem Grenzdurchfluss ein kritisches Sohlgefälle:  $I_{krit} = 1/(\rho_A \cdot g \cdot r_{hy})$ . Eine Auswertung des kritischen Sohlgefälles ist in Tabelle 2.1 zusammengefasst. Sander, T. 1994 berechnet den maximalen Feststoffgehalt, bei dem sich keine größeren bleibenden Ablagerungen bilden.

Die *CIRA* (Construction Industry Research & Information Association) unterscheidet zwischen Transport von kohäsivem Sediment, suspendiertem Transport sowie Geschiebetransport. Sie gibt jeweils Grenzscherbspannungen bzw. Grenzgeschwindigkei-

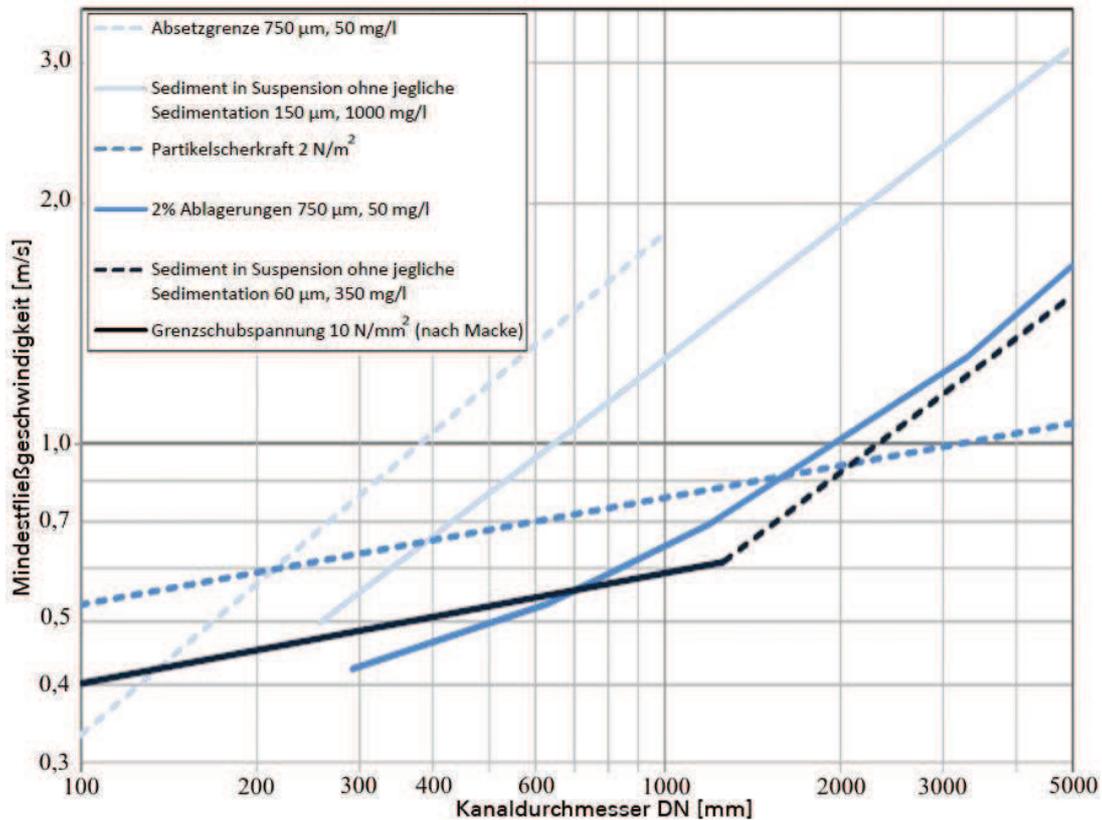


Abbildung 2.21: Variation der Mindestfließgeschwindigkeit ausgehend von verschiedenen Berechnungsansätzen (aus Kirchheim, N. 2005).

Tabelle 2.1: Bemessungsgleichungen für Regen- und Mischwasserkanalisation (entnommen aus Schütz, M. 1983).

	Füllhöhe (lichte Höhe)	Bemessungsgleichungen (Näherungsansatz)
Kreis-P:	$h_t/h_v = 0,1$	
	$h_v \geq 0,8 \text{ m}$	$I_{krit} = 1,9 \cdot 10^{-3} \cdot h_v^{-0,13}$
	$h_v \leq 0,8 \text{ m}$	$I_{krit} = 1,6 \cdot 10^{-3} \cdot h_v^{-1}$
E-P:	$h_t/h_v = 0,1$	
	$h_v \geq 0,8 \text{ m}$	$I_{krit} = 1,7 \cdot 10^{-3} \cdot h_v^{-0,13}$
	$h_v \leq 0,8 \text{ m}$	$I_{krit} = 1,8 \cdot 10^{-3} \cdot h_v^{-1}$

ten für den Beginn des Sedimenttransportes an. Für eine vertiefte Lektüre wird auf die zitierte Literatur verwiesen.

### 2.2.3.3 Geschiebeschächte und Sandfänge

Geschiebeschächte und Sandfänge werden am Anfang von Kanalabschnitten angeordnet, bei denen die kritische Neigung nicht vorhanden ist. Damit wird vermieden, dass die Sedimente in den Kanal hineingerissen werden und sich dort absetzen können. Solche Bauwerke werden auch vor Spezialbauwerken wie Pumpwerken, Dückern oder in Regenüberlaufbecken vorgesehen. Geschiebeschächte sind so konzipiert, dass sich die groben Feststoffe wie Kies oder Geröll, die meistens durch Sohltransport sprunghaft oder durch Rollen von der Strömung fortbewegt werden, absetzen. Das Bauwerk besteht aus einem Schacht, ähnlich wie ein Einstiegsschacht, der bis unterhalb der Kanalsohle reicht. Die sich auf der Sohle fortbewegenden Feststoffe kommen in Schachtnähe und fallen in die Absenkung (Strömungsschattenbereich). Die Hauptströmung, welche nur geringfügig auf der Sohlenhöhe des Kanals beeinträchtigt wird, umströmt das Feststoffpartikel nicht mehr und kann es somit nicht in Suspension bringen oder es auf der Sohle weitertreiben. In Abbildung 2.22 ist ein solches Bauwerk schematisch dargestellt.

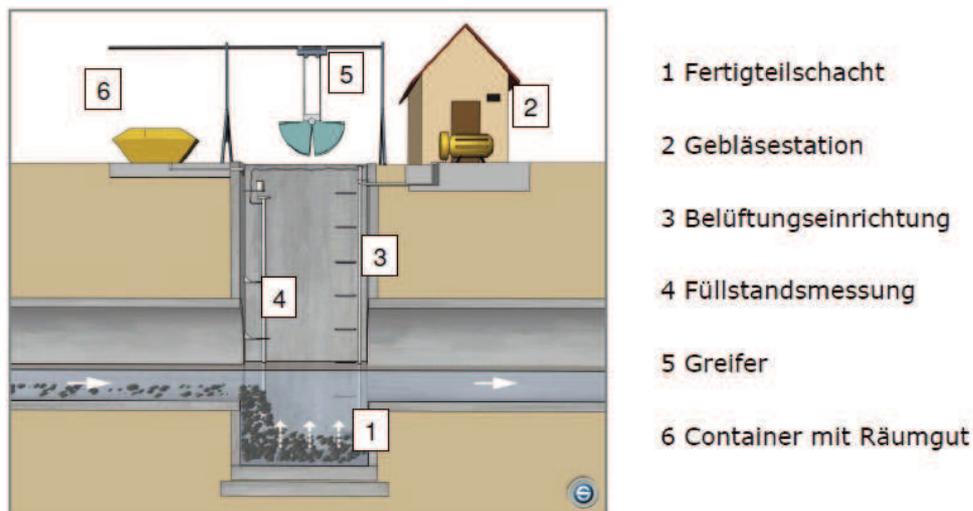


Abbildung 2.22: Aufbau eines Geschiebeschachtes mit automatisiertem Entnahmegreifer und Belüftungsanlage (aus Stein, R. 2008).

Sandfänge sind größere Bauwerke als Geschiebeschächte. Das Schmutzwasser fließt aus dem Kanal in ein Becken. Ähnlich wie bei den Schächten ist die Sohle des Beckens 15 bis 30 *cm* tiefer als die vom Kanal. Durch die Aufweitung des Querschnittes beruhigt sich die Strömung (Kontinuitätsgleichung), wodurch auch kleinere Feststoffpartikel zur Sedimentation kommen und zu Boden fallen. Diese Bauwerke sollten eine genügende Länge besitzen, um eine komplette Absetzung der Feststoffe zu gewährleisten und die spätere Sedimentation in den Kanälen zu vermeiden. Der Auslauf besteht

meist aus einem Spezialbauwerk, oder das Abwasser fließt in einen weiterlaufenden Kanal.

Die Herstellung der beschriebenen Bauwerke ist teilweise sehr teuer (etwas niedriger bei Geschiebeschächten), bewirkt aber große Feststoffausscheidungen aus dem Abwasser.

### 2.2.3.4 Hochdruckreinigung (HD-Reinigung)

#### Entwicklung der HD-Reinigung

Diese Methode wurde im Jahre 1959 zum ersten Mal im Duisburger Kanalnetz eingesetzt. Auf einem Lastkraftwagen war eine elektrische Pumpe angebracht, welche das Wasser aus einem Hydranten oder aus einem zweiten Wassertankfahrzeug entnahm und es durch einen 20 bis 30 *m* langen Schlauch direkt auf die Sohle des Kanals pumpte. Ein spezieller Düsenkopf am Schlauchende sorgte für einen zurück gerichteten Wasserstrahl mit einem Wasserdruck von 50 bis 70 *bar*.

Die Wasserstrahlreaktionskraft, welche sich gegen den Wasserstrahl richtete, sorgte dafür, dass der Düsenkopf im Kanal sich gegen die Strömung fortbewegte (siehe Abbildung 2.23). Wenn der Schlauch vollkommen abgewickelt war, wurde er durch Aufspulen langsam zurückgezogen und die Wasserdruckkraft richtete sich direkt auf die verfestigten Ablagerungen. Der Wasserstrahl löste die Ablagerungen und schob sie vor sich her. Die Reinigungswirkung war somit direkt abhängig von der Rückholgeschwindigkeit. Die „aufgesprengten“ Ablagerungen wurden durch den normalen Abfluss und durch den zusätzlichen Pumpenförderstrom von 120 *l/min* weggeführt.

Abbildung 2.23 zeigt diese Spültechnik und ihre Funktionsweise, die bis heute unverändert geblieben ist. In der Entwicklung der HD-Technik kam es ausschließlich zur Verbesserung und zur Optimierung der Ausrüstung bzw. der Geräte. Um z. B. die Ungebundenheit des Wagens zu den Wasserentnahmehydranten zu erreichen, wurden die nachfolgenden HD-Reinigungswagen mit einem Wassertank vorgesehen. Spätere Entwicklungen der HD-Reinigungstechnik brachten Verbesserungen, vor allem im Düsenkopf (vgl. Abbildung 2.24 oben, wo die Evolution der HD-Düsen gezeigt ist). Heute werden die verschiedensten HD-Düsenköpfe in Abhängigkeit von Art und Größe der Reinigungsprofile und von der Art und Höhe der Ablagerung eingesetzt. Die Palette reicht von Flachstrahl-, Rundstrahl-, Rotations-, Vibrations-, Propellerdüsen, automatisch verstellbaren Düsenstrahlen, druckregulierbaren Düsen von 100 bis 150 *bar*, Sohlreinigern, Hydrofräsen und Kettenschleuder (für Wurzeleinwuchs) bis zu Düsen mit integrierten Kameras zur Untersuchung des Reinigungserfolges. In der Abbildung 2.24 unten ist eine Auswahl an heutigen HD-Düsen enthalten.

Die Fördermenge bzw. der -druck der Pumpen kann in Abhängigkeit von den Ablagerungsmassen und -arten, von den benötigten Düsen, vom Kanaldurchmesser und

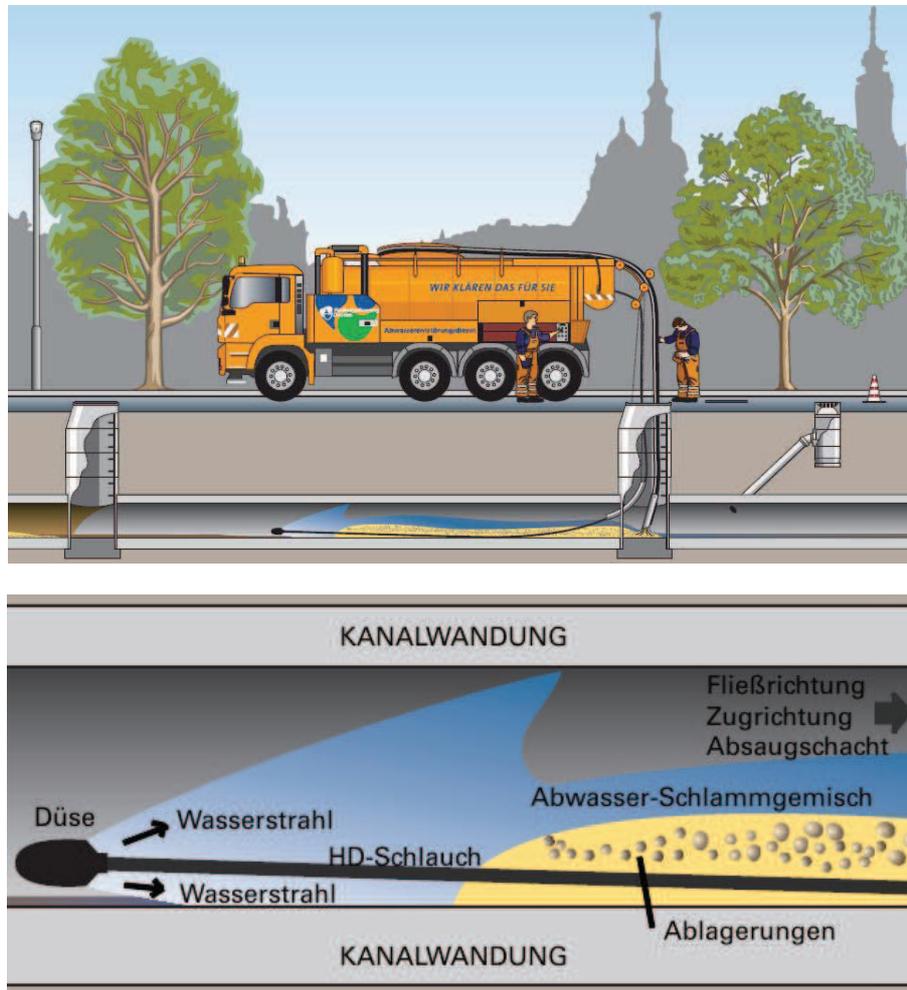


Abbildung 2.23: Oben - HD-Kanalreinigungstechnik. Unten - Funktionsprinzip der Düse (Modifizierung aus *Stadtentwässerung Dresden* 2013).

-material direkt an der Pumpe zwischen 50 und 380  $l/min$ , bzw. 50 bis 150 bar gesteuert werden.

Moderne HD-Spülfahrzeuge sind mit einem Saugsystem und mit einem Schmutzwassertank versehen, der am Arbeitsschacht das aufgewirbelte Schmutzwasser absaugt, um zu verhindern, dass die Feststofffracht sich im nächsten Kanalabschnitt erneut absetzt.

Wegen des großen Frischwasserverbrauchs, der Vermehrung des zu reinigenden Schmutzwassers und wegen des Zeitverlustes durch das mehrfache Auftanken wurde die neue Generation von HD-Spülwagen entwickelt. Bei diesen werden die aufgewirbelten Ablagerungen abgesaugt und in einen Schmutzfrachttank gefördert. Nach Absetzen der gröberen Feststoffe wird das Wasser durch Filter im Spülwassertank



Abbildung 2.24: Erste Zeile - Entwicklung der HD-Düsen: Spülratte und Düsenkopf aus den 1960er Jahren, Sohlreiniger auf Schlitten aus den 90er Jahren, heutiger Sohlreiniger mit integrierter Kamera (aus Dettmar, J. 2006). Ab zweiter Zeile - Auszug der auf dem Markt erhältlichen HD-Düsen: Reinigungsdüsen, Sohlreiniger, Fräswerkzeuge und Wurzelschneider (aus *Power Jet Düsen* 2012).

geleitet (Dettmar, J. 2006). Aus dem Schlammwassergemisch wird eine feststofffreie Wasserrückgewinnung erreicht, die eine Einsparung des Wasserverbrauches um 50 bis 70 Prozent ermöglicht (Kirchheim, N. 2005).

### Vor- und Nachteile der HD-Reinigung

Die Hochdruckreinigung ist gegenwärtig die am häufigsten verwendete Methode. Nach Stein, D. 1999 und Bossler 2004 wird sie bundesweit bei 90 Prozent der Reini-

gungsarbeiten angewendet. Sie kann bei jedem Rohrmaterial und bei jeder Profilform eingesetzt werden, vorausgesetzt es wird mit geeigneten Düsen und auf den Kanal abgestimmtem Spüldruck gearbeitet.

Mit dem Anstieg des Rohrdurchmessers steigen die notwendigen Förderleistungen und -mengen überproportional an. Dies umfasst vor allem einen erheblichen Verbrauch von Dieselkraftstoff der Schwerfahrzeuge, welche durchgehend mit Volllast arbeiten müssen. Zudem ist die Reinigungswirkung bei größeren Profilen nur im umgehenden Bereich der Düse gegeben. Der Einsatz ist somit nur wirtschaftlich und sinnvoll bei Profilen mit einem Durchmesser  $DN < 1000 \text{ mm}$  (Böhm, A. 1989, Winkler, U. 2010; vgl. auch Abschnitt 2.2.4.3). Dettmar, J. 2006 hingegen berichtet von einem Einsatzbereich bis  $DN 2000 \text{ mm}$  (Tabelle 2.2).

Auch mit den modernsten HD-Fahrzeugen entstehen zusätzliche große Schmutzwassermengen, welche wiederum energieintensiv in mehreren Stufen einer Reinigung unterzogen werden müssen.

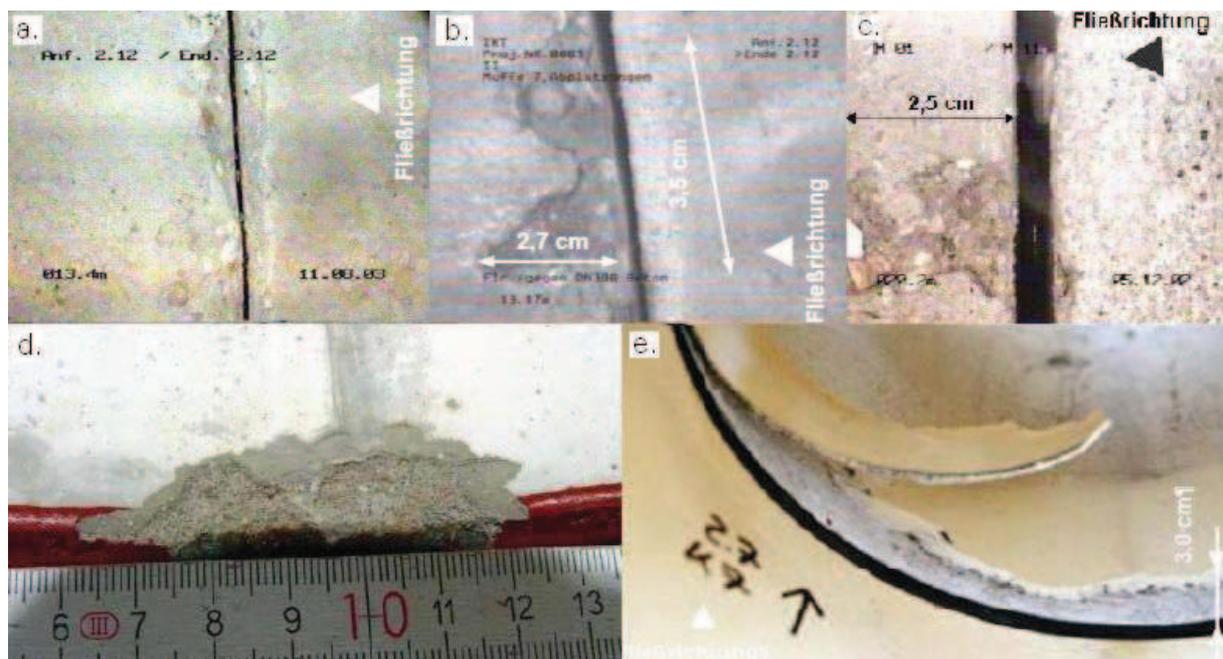


Abbildung 2.25: Schäden infolge einer unsachgemäßen bzw. wiederholten HD-Reinigung. a - Abrieb der Betonoberfläche. b, c und d - Riefenbildung und lokale Abplatzungen. e - Ablösung der Innenauskleidung (aus Bossler 2004).

Nicht zu vernachlässigen ist die potentielle Beschädigung der Rohrwandung, welche infolge der HD-Technik entstehen kann. Durch den konzentrierten Wasserstrahl kann es zum langsamen Abschleifen der Kanaloberfläche kommen, was mit der Zeit zur Rissbildung und zu Brüchen in den Rohren und in den Anschlussstutzen der Rohrverbindungen führt (vgl. Bossler 2004, Kirchheim, N. 2005 und Dettmar, J. 2006). Lokal

sind Riefenbildung oder Abplatzungen möglich. Beispiele von entstandenen Schäden sind in Abbildung 2.25 dargestellt. In der Literatur sind viele Untersuchungen über die Wirkung der HD-Reinigung auf Abwasserkanäle enthalten, siehe z. B. Brune, P. 1990, Geib 2002, Steiner, H.-R. 1992, Zimmermann, F. 2002, Krier, H. 2001, Lorenzen, A. 2004 und Bossler 2004.

Des Weiteren erfolgt bei der HD-Reinigung eine Verkehrsraumeinschränkung, da große Kanalsysteme i. d. R. unter Hauptverkehrsachsen positioniert sind, was zugleich zu spürbaren Behinderungen des Straßenverkehrs und zu zusätzlichen Abgas- und Lärmemissionen führt. Auf stark befahrenen Straßen ist deshalb der Einsatz von HD-Fahrzeugen fast ausgeschlossen, da tagsüber wegen der Verkehrsbehinderung und nachts aufgrund der Lärmemission die Arbeiten von den zuständigen kommunalen Behörden (Ordnungsamt, Umweltamt) nicht zugelassen werden.

Bei der HD-Reinigung entstehen zudem hohe Abgas- (ca.  $100 \text{ t CO}_2$  pro Fahrzeug und Jahr *Aqua Europe* 2012) und Lärmemissionen. Diese Problematik wird im Abschnitt 2.2.4.2 vertieft behandelt.

Zusammenfassend bestehen die Vorteile einer HD-Reinigung in:

- Wirkungslänge<sup>2</sup> zwischen 100 und 200 m (in der Regel von Kanalschacht zu Kanalschacht vgl. Dettmar, J. 2006),
- Hohe Reinigungsleistungen: Tageslängen<sup>3</sup> bis zu 600 m Kanal bei nicht begehbaren Profilgrößen ( $DN < 800 \text{ mm}$  Kirchheim, N. 2005),
- automatische Entnahme der Schmutzfracht am Schacht (bei kombinierten Spül- und Saugfahrzeugen),
- Verbesserung der Arbeitssicherheit des Bedienpersonals, indem ein Abgang in den Schacht in den meisten Fällen nicht notwendig ist,
- geringer Personalaufwand,
- gute Belüftung des Kanals.

Im Gegensatz können folgende Nachteile formuliert werden:

- sehr hohe Anschaffungs- und Betriebskosten der Spezialfahrzeuge (Anstieg der Kraftstoffpreise, Unterhalt, Wartung, Pflege, ...)

---

<sup>2</sup>Als Wirkungslänge dieser Reinigungsmethode wird die maximal mögliche Reinigungslänge definiert, welche von einem HD-Fahrzeug durch Anfahren eines einzelnen Kanalschachtes erzielt werden kann.

<sup>3</sup>Die Tageslänge dieser Methode entspricht der maximal möglichen Reinigungslänge, welche von einer Arbeiterkolonne eines HD-Fahrzeuges im Laufe eines Arbeitstages (acht Arbeitsstunden) erreicht werden kann.

- stark ansteigende Betriebskosten mit Anstieg der Profilgröße (Abbildung 2.33),
- jede Kanalhalterung muss während einer Reinigung mehrmals durch die HD-Düse gespült werden, bevor die angestrebten Ergebnisse erreicht werden,
- keine 100-prozentige Reinigungswirkung bei großen Profilen, da die Düsen „sich selbst den leichtesten Spülweg aussuchen“ (Dapoz 2010),
- bei hohen Wasser- und Rückstauhöhen verlieren HD-Düsen Ihre Reinigungswirkung (Sprenger, E. 2000),
- durch Hochdruck werden Kanäle (vor allem Mauerwerk und Beton) nachhaltig beschädigt (Erfordernis einer nachträglichen und frühzeitigen Sanierung, vgl. Bossler 2004, Reukel, R. 2001, Flick, K.-H. 2001, Kirchheim, N. 2005),
- Entstehung von Luftdruckausgleichswellen, welche den Kanal beschädigen und bei nicht ordnungsgemäß an die Kanalisation angeschlossenen angrenzenden Gebäuden zu Überschwemmungen führen (bei fehlender oder falsch ausgeführter Rückstausicherung, vgl. Aigner, D. 1996, Kirchheim, N. 2005),
- fast jeder Schacht muss vom Spezialfahrzeug angefahren werden, was an einigen Stellen wegen der örtlichen Gegebenheiten nicht möglich ist (z. B. in Parkanlagen oder auf Hauptverkehrsachsen),
- hohe  $CO_2$ - und Lärmemissionen während des Betriebs (*Aqua Europe* 2012),
- auch wenn die neuen Spezialfahrzeuge mit Wasserrückgewinnung arbeiten, entsteht im Vergleich zu den anderen Verfahren ein hoher zusätzlicher Frischwasserverbrauch,
- Bildung von gesundheitsschädigenden Aerosolen während des Spülvorganges (Bossler 2000, Barenthien, L. 2005),
- gesundheitliche Gefährdung des Bedienpersonals, das in unmittelbarer Nähe der Abgasanlage des HD-Fahrzeuges arbeiten muss (Bossler 2000),
- Verkehrsbehinderung, da sich die Einstiegsschächte meist auf stark befahrenen Straßen befinden.

### 2.2.3.5 Schwallspülungen

Mit der Entwicklung der HD-Reinigungstechnologie wurde die Schwallspülung sukzessive ersetzt. Dies war mit den teilweise ineffizienten Reinigungsergebnissen, dem hohen Personalaufwand und den sehr schlechten Arbeitsbedingungen der Kanalarbeiter beim Einsetzen der Schwallspülung begründbar.

Erst mit der Entwicklung von Automatisierungen, die den Personalbedarf stark reduzierten und mit dem Bau von Regenüberlaufbecken, bei denen ein Einbau einer automatischen Schwallspülvorrichtung mit relativ niedrigen Kosten realisiert werden konnte, wurde die Schwallspülung wieder in Betracht gezogen.

Heute bietet der Markt eine unermessliche Vielfalt von Systemen für eine automatisierte Schwallspülung. Dem Kanalbetreiber stehen Spültüren, Absperrklappen, versenkbare Wehre, Schlauchwehre, Klappen, Schieber, Spülkammern, Spülheber, Spülschächte, „Berliner Klappen“, Vakuumsäcke, Blasen, Drehbogen und weitere Systeme zur Verfügung (siehe Abbildung 2.26).

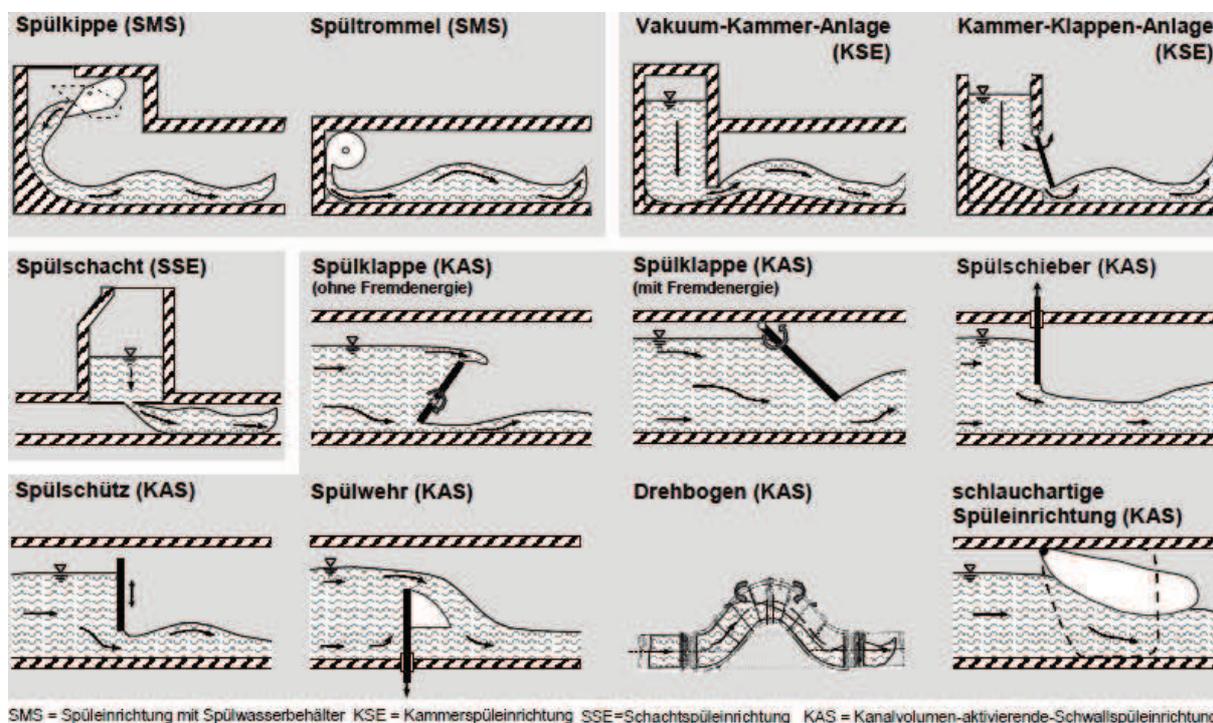


Abbildung 2.26: Verschiedene Spülvorrichtungen, welche heute wieder zum Einsatz kommen (aus Dettmar, J. 2006).

Der Trockenwetterabfluss oder Teile des Regenwetterabflusses werden im Kanal oder in speziell vorgesehenen Spülschächten und -kammern durch die oben genannten Systeme aufgestaut. Eine plötzliche und schnelle Freigabe des aufgestauten Volumens ergibt eine Schwallwelle die sich durch den Kanal mit großer Geschwindigkeit fortbewegt (Translationswelle mit Volumenstrom). Die großen Wassermengen, die vor allem im Wellenkopf mit einer hohen Turbulenz versorgt sind, bewirken sehr hohe Schubspannungen auf der Sohle und auf den dort befindlichen Ablagerungen. In Abhängigkeit von der Aufstauhöhe, von der Unterwasserhöhe und von den Sohlwiderständen baut sich die Welle ab, bis sie zum Einbruch kommt (vgl. Bornschein, A. 2006 und

Kirchheim, N. 2005).

Der Vorgang der Schwallpflung bei geringen Unterwasserständen ist vergleichbar mit einer Welle die sich durch einen Dammbbruch einstellt (vgl. auch Abbildung 2.27). Hierzu wurde von Ritter, A. 1892 ein Ansatz für deren analytische Beschreibung aufgestellt. Bei der Aufstellung des Modelles wurden folgende Vereinfachungen getroffen:

- Reibungsfreiheit,
- horizontale Sohle,
- kein Rückstau,
- rechteckiger Fließquerschnitt,
- ein unbeschränktes nachgeschaltetes Wasservolumen.

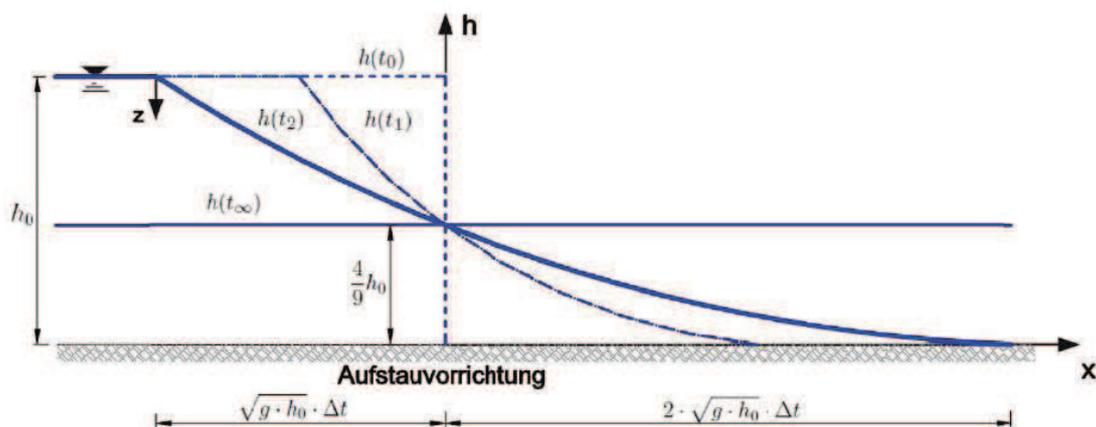


Abbildung 2.27: Zeitliche Ausbreitung einer Schwallwelle im Ansatz zur Ausbreitung einer Dammbbruchkurve nach Ritter, A. 1892 (Näherung gilt für  $t > 1,41 \cdot \sqrt{h_0/g}$  in [s]).

Die Fortschritungsgeschwindigkeit der Schwallwellenfront und deren Wassertiefe werden als parabelförmige Wasseroberfläche beschrieben (vgl. Bornschein, A. 2006). Die analytischen Ausdrücke nach diesem Modell lauten:

- Weg-Zeit-Gesetz  $x_F = 2 \cdot \sqrt{g \cdot h_0} \cdot t$  in [m],
- Sunkwellengeschwindigkeit  $v_S = -\sqrt{g \cdot h_0}$  in [m/s],
- Wellenfrontgeschwindigkeit  $v_F = 2 \cdot \sqrt{g \cdot h_0}$  in [m/s],
- parabelförmige Wassertiefe  $h(x, t \forall t > 1,41 \cdot \sqrt{h_0/g}) = 1/(9 \cdot g)(2 \cdot \sqrt{g \cdot h_0} - x/t)^2$ .

Um eine optimale Reinigungswirkung der Schwallwelle zu erzielen, sollte die Unterwasserhöhe gering sein. Dies ist im Kanalnetz wegen des meist niedrigen Sohlgefälles und wegen der Vielzahl der Seiteneinläufe der Kanäle oft nicht gegeben. Zudem sollte der Wellenkopf sich als Freispiegel ausbreiten und ablaufen können. Ein Druckabfluss, auch nur des Wellenkopfes, bewirkt sehr hohe Verluste des Reinigungspotentials und verkürzt somit die effektive Spüllänge erheblich. Des Weiteren wird die Spüllänge der Schwallwelle von Kanalkrümmungen negativ beeinflusst. Die Anordnung von Schwallspülungen sollte somit vor geraden Kanälen erfolgen. Eine allgemeine Angabe der effektiven Spüllänge einer Schwallwelle ist nur beschränkt möglich, da sie von der Geometrie, vom Schwallvolumen, von der Aufstauhöhe, von der Schwalleinrichtung usw. abhängt (vgl. auch Dettmar, J. 2006 und Schaffner, J. 2008).

Nach Dettmar, J. 2006 sind die wirksamen Spüllängen von Schwallspülvorrichtungen allein vom Spülvolumen bzw. von der Aufstauhöhe abhängig. Angaben dazu sind in Abbildung 2.28 enthalten. Ausgehend von diesen Diagrammen hat der genannte Autor Bemessungstabellen für Schwallspülungen hergeleitet (siehe Abbildung 2.30). Als Beispiel kann durch eine gegensätzliche Betrachtung hieraus entnommen werden, dass für ein Kanalprofil  $DN\ 2000\ mm$  und eine zu erzielende Reinigungslänge von  $600\ m$  ca.  $320\ m^3$  Abwasser benötigt werden. Durch das untere Diagramm von Abbildung 2.28 zeigt sich, dass ein Einstau von  $1,60\ m$  Wasserhöhe erforderlich ist. Daraus lässt sich durch eine Überschlagsrechnung die erforderliche Staulänge über die Fließfläche und das erforderliche Spülvolumen ermitteln (vgl. auch Abbildung 2.29).

Die Fließfläche errechnet sich aus:

$$\begin{aligned} A_W &= \frac{D^2}{4} \cdot \left[ \arcsin \left( 2 \cdot \frac{h}{D} - 1 \right) - \left( 2 - 4 \cdot \frac{h}{D} \right) \cdot \sqrt{\frac{h}{D} \cdot \left( 1 - \frac{h}{D} \right)} \right] + \frac{\pi}{8} \cdot D^2 = \\ &= \frac{2,0^2}{4} \cdot \left[ \arcsin \left( 2 \cdot \frac{1,6}{2,0} - 1 \right) - \left( 2 - 4 \cdot \frac{1,6}{2,0} \right) \cdot \sqrt{\frac{1,6}{2,0} \cdot \left( 1 - \frac{1,6}{2,0} \right)} \right] + \frac{\pi}{8} \cdot 2,0^2 = \\ &= 2,69\ m^2 \end{aligned} \quad (2.1)$$

mit  $D\ [m]$  als Durchmesser und  $h\ [m]$  als Aufstauhöhe.

Wenn vereinfacht angenommen wird, dass die Kanalneigung Null ( $I_{S,0} = 0$ ), kein Unterwasser vorhanden und die Wasserspiegellage horizontal ist, kann für das hier betrachtete Beispiel die folgende Mindestinstaulänge berechnet werden aus:

$$L_{S.min.0\%} = \frac{V_{Schw.erf}}{A_{W.0\%}} = \frac{300\ m^3}{2,69\ m^2} \approx 110\ m \quad (2.2)$$

Wird jedoch die Neigung des Kanals betrachtet, oder liegt eine Unterwasserhöhe der Stauereinrichtung an, kommt es zur überproportionalen Erhöhung der Staulänge. In dem

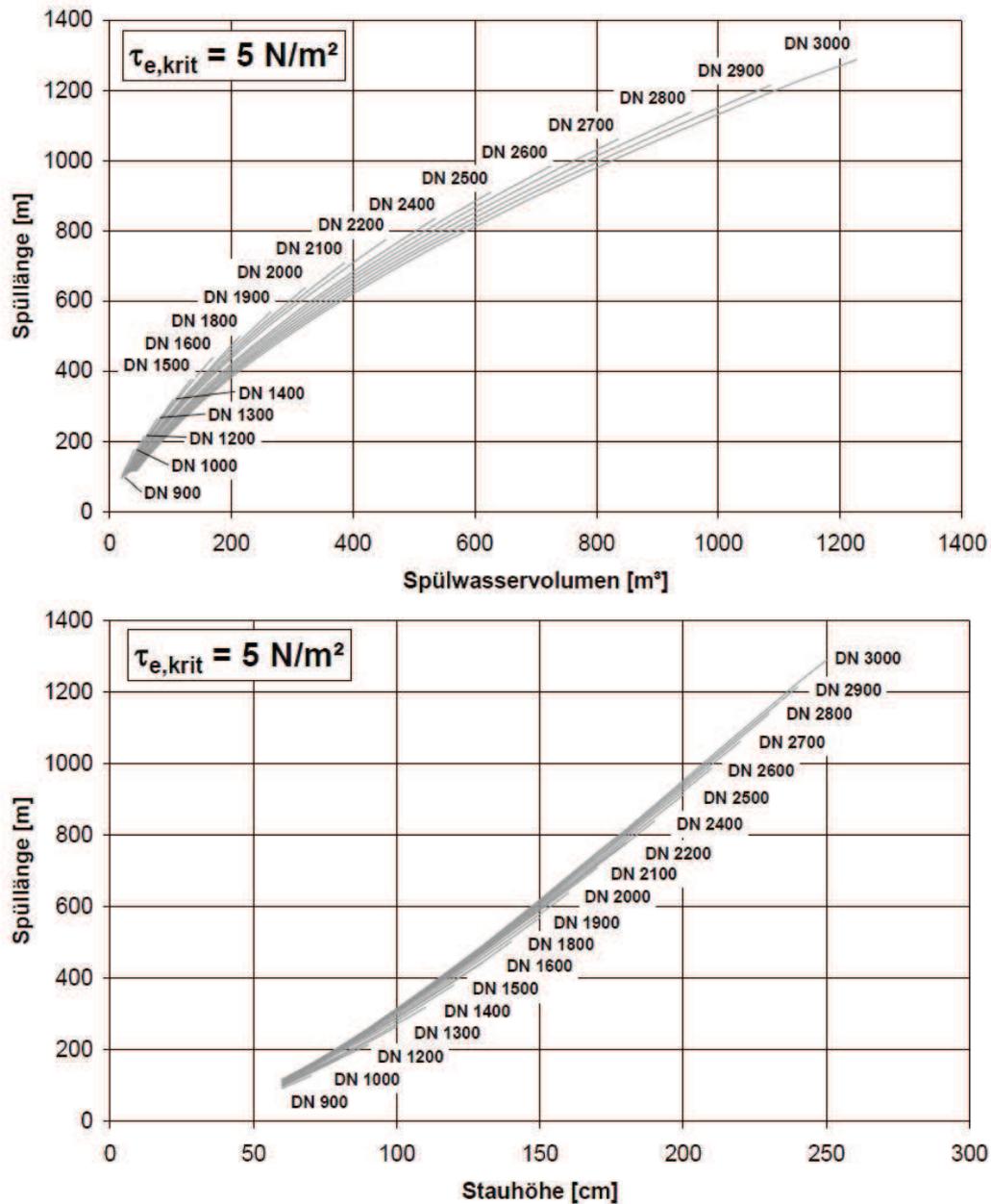


Abbildung 2.28: Abhängigkeiten zwischen Spülwasservolumen (oben) bzw. Stauhöhe (unten) und Spüllänge einer Schwallspülung für verschiedene Kanalnennweiten (aus Dettmar, J. 2006).

hier betrachteten Beispiel würde eine Neigung der Kanalsohle von  $I_S = 7 \text{ ‰}$  zu einer Erhöhung der erforderlichen Staulänge auf ca. 220 m führen (iterativ gelöst, vgl. auch

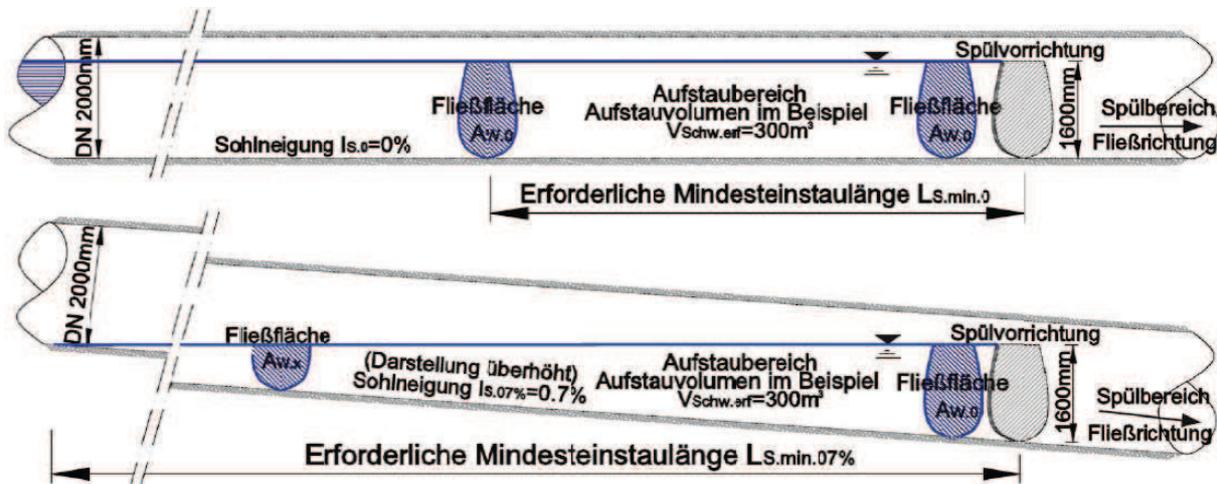


Abbildung 2.29: Erläuterung zur Berechnung der Mindesteinstaulänge.

Gleichungen 2.3 und 2.4).

$$A_W(h_{0\%} = 1,6 \text{ m}) = 2,69 \text{ m}^2$$

$$h_{7\%} = h_0 - I_{7\%} \cdot L_x = 1,6 - 0,007 \cdot 220 = 0,06 \text{ m}, \quad (2.3)$$

$$A_W(h_{7\%} = 0,06 \text{ m}) = 0,03 \text{ m}^2$$

$$L_{S.min.7\%} = \frac{V_{Schw.erf}}{1/2 \cdot (A_{W.0\%} + A_{W.7\%})} = \frac{2 \cdot 300}{2,69 + 0,03} \approx 220 \text{ m} \quad (2.4)$$

Zudem wäre das erforderliche Aufstauvolumen bei höheren Kanalneigungen nicht mehr erreichbar, da die Stauwurzel die Kanalsohle kreuzen würde und somit das Retentionsvermögen einer Schwallenrichtung der Höhe 1,60 m nicht mehr gegeben wäre.

Es zeigt sich, dass große Mengen an Spülwasser notwendig sind, welche zuerst mehrere Stunden über hunderte Meter Länge aufgestaut werden, um sie zu einem späteren Zeitpunkt freizugeben. Als Konsequenz bringt dies zusätzliche Ablagerungen im Staubereich mit sich.

Von Schaffner, J. 2008 durchgeführte Untersuchungen an einem Trogprofil der Größe  $3,2 \cdot 2,5 \text{ m}$  mit halbkreisförmiger Trockenwetterrinne ( $DN = 600 \text{ mm}$ ) ergaben eine maximale effektive Spüllänge von 360 – 370 m bei einem Stauziel von 1,82 m. Größere Stauhöhen führten zum frühzeitigen Wellenbruch und somit zur Verringerung der maximalen Spüllänge. Der Autor berichtet zudem, dass eine Erhöhung der Stauhöhe von 1,25 m auf 1,82 m (was in etwa einer Verdoppelung des Stauvolumens entspricht) einen Anstieg der effektiven Spüllänge um nur rund 20 Prozent erzielt hat. Es wird somit ersichtlich, dass die Schwallenspülung nur für eine lokale Reinigung eingesetzt werden kann.

Spüllänge [m] Nennweite		Spülwasservolumen [m <sup>3</sup> ]																		
		100	150	200	250	300	350	400	450	500	550	600	650	700	750	800	850	900	950	1000
DN 900	23																			
DN 1000	26	35																		
DN 1200	24	39	57																	
DN 1300	26	42	56	79																
DN 1400	27	46	60	77	105															
DN 1500	29	48	64	83	103	124														
DN 1600	30	44	68	88	110	135	159													
DN 1800	32	46	72	93	116	142	170	200	216											
DN 1900	33	48	65	98	123	150	165	197	230	265										
DN 2000	34	50	68	90	115	143	174	207	244	282	322									
DN 2100	36	52	71	94	120	149	182	218	256	298	319	363	386							
DN 2200	37	53	74	97	124	155	190	227	247	290	335	359	408	458						
DN 2400	38	55	76	101	129	161	197	237	258	302	350	379	428	482	539					
DN 2500	39	57	78	104	133	167	204	245	268	315	339	392	447	476	535	597	628			
DN 2600	40	59	81	107	138	172	211	232	277	326	352	407	465	496	559	592	659	693		
DN 2700	41	60	83	110	142	177	218	239	286	337	364	422	452	515	548	616	651	724	798	
DN 2800	42	62	85	113	146	183	224	247	295	348	376	436	467	533	567	639	676	753	792	
DN 2900	44	63	87	116	150	188	208	254	304	330	388	449	482	551	586	661	700	781	822	
DN 3000	45	65	90	119	153	192	210	260	312	340	399	430	496	531	605	683	723	807	851	

Spüllänge [m] Nennweite		Stauhöhe [m]																		
		100	150	200	250	300	350	400	450	500	550	600	650	700	750	800	850	900	950	1000
DN 900	65																			
DN 1000	65	75																		
DN 1200	60	75	90																	
DN 1300	60	75	85	100																
DN 1400	60	75	85	95	110															
DN 1500	60	75	85	95	105	115														
DN 1600	60	70	85	95	105	115	125													
DN 1800	60	70	85	95	105	115	125	135	140											
DN 1900	60	70	80	95	105	115	120	130	140	150										
DN 2000	60	70	80	90	100	110	120	130	140	150	160									
DN 2100	60	70	80	90	100	110	120	130	140	150	155	165	170							
DN 2200	60	70	80	90	100	110	120	130	135	145	155	160	170	180						
DN 2400	60	70	80	90	100	110	120	130	135	145	155	160	170	180	190					
DN 2500	60	70	80	90	100	110	120	130	135	145	150	160	170	175	185	195	200			
DN 2600	60	70	80	90	100	110	120	125	135	145	150	160	170	175	185	190	200	205		
DN 2700	60	70	80	90	100	110	120	125	135	145	150	160	165	175	180	190	195	205	215	
DN 2800	60	70	80	90	100	110	120	125	135	145	150	160	165	175	180	190	195	205	210	
DN 2900	60	70	80	90	100	110	115	125	135	140	150	160	165	175	180	190	195	205	210	
DN 3000	60	70	80	90	100	110	115	125	135	140	150	155	165	170	180	190	195	205	210	

Abbildung 2.30: Erforderliche Spülwasservolumina (oben) und Stauhöhen (unten) für eine Schwallwellenbemessung (aus Dettmar, J. 2006).

Schwallspülungen eignen sich laut mehreren Autoren ausschließlich für eine Präventivreinigung (siehe z. B. Lorenzen, A. 2004 und Ristenpart, E. 1998). Weiterhin zeigt der zuletzt genannte Autor durch seine Untersuchungen, dass eine gründliche Reinigung allein durch das Einsetzen von Schwallspülungen nicht möglich ist. Es muss im Voraus eine gründliche Reinigung mittels anderer Methoden durchgeführt werden.

Das nachträgliche kontinuierliche Betreiben von Schwallspülungen hält dann den Kanal für längere Zeitabschnitte ablagerungsfrei.

Die Vorteile der Kanalreinigung durch Schwallspülung sind nachfolgend zusammengefasst:

- Wirkungslänge<sup>4</sup> beträgt einige hundert Meter ab der Schwalleinrichtung,
- Vorgang kann vollständig automatisiert oder ferngesteuert werden. Damit entstehen geringer Personalaufwand und niedrige Betriebs- und Wartungskosten (vgl. auch Abbildung 2.33),
- Verbesserung der Arbeitssicherheit des Bedienpersonals, indem ein Abgang in den Schacht nicht notwendig ist,
- Belüftung des Kanals,
- 24-Stundenbetrieb (die Wellenzahl wird jedoch von der Abflusstagesganglinie bzw. vom verfügbaren Trocken- oder Regenwetterabfluss gesteuert, was wiederum einem diskontinuierlichen Betrieb entspricht),
- keine Verkehrsbehinderung.

Als Nachteile für diese Reinigungsmethode erweisen sich:

- es muss eine Spezialvorrichtung eingebaut werden, die mit mittleren Anschaffungskosten verbunden ist (vgl. auch Abbildung 2.33),
- sehr niedrige Gesamtleistungen<sup>5</sup>, welche lokal auf den Einbauort beschränkt sind (Barenthien, L. 2005, Dettmar, J. 2006, Schaffner, J. 2008),
- die Reinigung größerer Netzlängen erfordert die Errichtung, Wartung und Betreuung zahlreicher Spülklappen,
- keine 100-prozentige Reinigung der Kanalsole und schlechte Reinigung im Kämpferbereich (Lorenzen, A. 2004, Dettmar, J. 2006),
- Spülstöße mit erhöhten Schmutzstoffkonzentrationen und -frachten → negative Nebeneffekte auf den Betrieb der Kläranlage (Dettmar, J. 2006),
- während der Aufstauzeit bilden sich zusätzliche Ablagerungen im Einstaubereich (vor der Klappe),

---

<sup>4</sup>Die Wirkungslänge dieser Reinigungsmethode entspricht der maximalen Reinigungslänge, welche ausgehend vom Ort der Schwallspüleinrichtung erzielt werden kann.

<sup>5</sup>Die Gesamtleistung / Tageslänge entspricht bei der Schwallspülung der Wirkungslänge, da die Spezialvorrichtung an einem festen Ort eingebaut ist.

- um gute Ergebnisse zu erzielen, muss ein hoher Trockenwetterdurchfluss zur Verfügung stehen,
- Schwefelwasserstoff- und Schallemissionen (Dettmar, J. 2006).

Unzählige Untersuchungen über Stauspülungen wurden seit 1979 durchgeführt; Nennenswert sind die jüngeren Publikationen „Numerical investigations on the function of flush waves in a reservoir sewer“ von Schaffner, J. 2008 und „Beitrag zur Verbesserung der Reinigung von Abwasserkanälen“ von Dettmar, J. 2006, die den Stand der Technik sehr gut wiedergeben.

### **2.2.3.6 Niederdruckverfahren**

In manchen Großstädten wird nach wie vor die historische, sehr früh entwickelte Technik der Niederdruckspülung mittels Stauwagen verwendet. Dieses Prinzip basiert darauf, dass durch einen dem jeweiligen Kanalprofil angepassten Stauschild ein Aufstau hinter dem Wagen erzeugt wird, dessen potenzielle Energie durch Spalte zwischen Kanalsole bzw. -wandung und dem Stauschild sowie durch weitere Öffnungen im Stauschild selbst eine Spülwirkung vor dem Stauwagen durch eine Um- bzw. Durchströmung hervorgerufen wird (Bernoulli-Prinzip). Der Stauwagen löst somit die vorliegenden Ablagerungen und hält sie in Bewegung, so dass sie an entsprechend zugänglichen Stellen abgelagert und mittels Saugfahrzeug aufgenommen werden können. Aufgrund der ortsspezifischen Gegebenheiten und eher empirischen Optimierungsbemühungen haben sich in verschiedenen Städten und Kommunen diverse technologische Lösungen entwickelt.

Stauwagen mit Spülschild, Spülhund, Spülschiff oder Iltis sind nur noch bei einzelnen Betreibern im Einsatz. Dieser Betrieb ist insbesondere in größeren Profilen problematisch, wenn erhebliche Abwassermengen, hohe Wasserstände und die Bildung von Sandbänken einen kontrollierten Reinigungsvorgang unmöglich machen. Bei kleineren Profilen ist hingegen der geringe zur Verfügung stehende Trockenwetterabfluss häufig der limitierende Faktor. Die Konstruktionen der bis dato eingesetzten Wagen wurden ausschließlich nach dem Prinzip „Versuch und Irrtum“ konzipiert, ohne eine weitergehende, auf wissenschaftlichen Untersuchungen basierende Auslegung und Optimierung vorgenommen zu haben. Die hydraulischen Zusammenhänge zwischen Fahrgeschwindigkeit des Stauwagens bzw. der Spülwirkung und der Variierung der dynamischen Wassermenge durch entsprechende Regelorgane sind immer noch nicht hin- und ausreichend bekannt.

Problematisch sind ebenfalls die derzeitigen Arbeitsbedingungen für das technische Bedienungspersonal am Stauwagen (siehe Abbildung 2.16). Die Montage und Demontage der einzelnen Bauteile im Kanal bedeuten äußerst schwere körperliche Arbeit. Des Weiteren sind die Arbeiten mit hohen Erkrankungs- und Verletzungsrisiken (Infektionsgefahr, langzeitige Krebsgefahr) seitens der Kanalarbeiter verbunden (Bossler

2004). Insbesondere die Phase der Montage und des Anfahrens des Wagens birgt momentan erhebliche Gefahren für das beteiligte Betriebspersonal. In den meisten Fällen wird der Wagen allein durch Muskelkraft der Kanalarbeiter gehalten (siehe Abbildung 2.16). Eine unvorhersehbare und unkontrollierbare Bewegung des Stauwagens kann zu schweren Körperverletzungen führen. Hinzu kommt, dass sich am Stauwagen in großen Mengen Grobstoffe (Textilien, Hygieneartikel u. a.) festsetzen, die die Spülfahrt deutlich beeinträchtigen können und nach Herausheben des Wagens aus dem Abwasser manuell und aufwändig entfernt werden müssen.

Der Hauptgrund, weshalb dieses „klassische“ Reinigungsverfahren bei manchen Kanalnetzbetreibern bis dato überlebt hat, liegt in seiner ökonomischen Effizienz. Die Niederdruckreinigungstechnologie schließt die bestehende Lücke zwischen der konventionellen HDSG-Reinigung und stationär angeordneten Schwallspülsystemen. Ihre Vorteile sind insbesondere eine mobile Reinigung bei großen Kanälen in einem weiten Durchflussbereich und das fremdenergiefreie, emissionsfreie Verfahren auf der Basis der Nutzung der regenerativen, hydro-dynamischen Energien des Abwassers sowie die Ausführung des gesamten Reinigungsprozesses außerhalb des öffentlichen Straßenraums.

Mit der Entwicklung und dem folgenden breiten Einsatz eines mobilen, automatischen Spülwagens wird somit eine erhebliche finanzielle Entlastung der Träger der Kanalsysteme und gleichzeitig eine Ressourcenschonung sowie ökologische Minimalbelastung ermöglicht.

Die sich daraus ergebenden Vorteile lassen sich wie folgt zusammenfassen:

- 100-prozentiges und umweltfreundliches Kanalreinigungsverfahren (während der Reinigung wird weder Energie noch Frischwasser verbraucht, es entstehen keine  $CO_2$ - und Lärmemissionen),
- niedrige Investitions- und Betriebskosten für den Kanalbetreiber und die kommunalen Institutionen (vgl. auch Abbildung 2.33),
- durch die niedrigen Betriebskosten kann der Wagen über längere Zeiten im Kanal verweilen und den Reinigungsprozess weiterführen, ohne dass große Kosten für den Kanalnetzbetreiber anfallen (die Höhe der Reinigungsleistung bzw. die Tageslänge sind von untergeordneter Bedeutung),
- Wirkungslänge<sup>6</sup> ist ausschließlich durch die örtlichen Gegebenheiten des Kanalnetzes bzw. die Profiländerung bedingt (wenn eine automatische Profilanpassung

---

<sup>6</sup>Mit dem zuvor definierten Konzept der Wirkungslänge ergibt sich durch den selbstfahrenden Reinigungswagen die höchste Wirkungslänge der hier verglichenen Reinigungsmethoden. Im Dresdner Kanalnetz entspricht die Wirkungslänge ca. 15 km + 3 km im „Altstädter“ und ca. 4 km im „Neustädter Abfangkanal“ (vgl. Abbildung 3.12).

entwickelt wird, erreicht man eine Wirkungslänge zwischen Einhebeort und Aushebeort des Kanalwagens),

- Tageslänge<sup>7</sup> (bei acht-Stundenbetrieb) liegt bei ca. 100 – 300 *m* und kann, bei einer Optimierung und Automatisierung verdreifacht werden, indem eine höhere Fahrgeschwindigkeit zugelassen werden kann und zudem der Betrieb Tag und Nacht ohne Personaleinsatz erfolgen kann,
- kein Aufkommen von hohen Schmutzwasserfrachten für den Kläranlagenbetrieb, da der Wagen kontrolliert und langsam den Kanal befährt und reinigt. Bei Regenereignissen würde die Reinigung, durch automatisches Öffnen einer Entlastungsklappe eingestellt werden, um den voll ausgelasteten Kläranlagenbetrieb nicht zusätzlich zu belasten,
- Verbesserung der Arbeitssicherheit und damit eine wesentliche Minderung der Gesundheitsgefährdung, da durch eine Automatisierung des Wagens ein Kanalabstieg während des Betriebes in der Regel nicht mehr erforderlich wird,
- sehr hohe Reinigungslängen zwischen den Sedimententnahmestellen; die Einsatzdauer von teuren Saugfahrzeugen wird effizient reduziert,
- keine Gefahr der Kanalbeschädigung durch HD-bedingte Abrasions- oder Rissbildungsschäden,
- keine Verkehrsbehinderungen.

Als Nachteile erweisen sich:

- vier bis fünf Personen für den Einsatz und den Betrieb sind erforderlich. Durch die Fernsteuerung und die Automatisierung wird eine Begleitung durch das Betriebspersonal nicht mehr erforderlich sein,
- evtl. Anwesenheit von Arbeitern im Kanal bei Havarien (hohe Anforderungen an Arbeitsschutz).

### **2.2.3.7 Laufende Kugeln - Wulstkugeln**

Um eine präventive Kanalreinigung durchzuführen, werden für kleine und mittlere Kanalgrößen (*DN 400 mm* bis *DN 2400 mm*) bei manchen Kanalnetzbetreibern (Hannover, Bielefeld, Göttingen und Warendorf [Lorenzen, A. 2001]) immer noch Wulstkugeln eingesetzt. Hier handelt es sich um eine optimierte Variante der Gerätschaften die im Abschnitt 2.2.2 beschrieben wurden. Eine mit Wasser teilgefüllte Stahlkugel mit

---

<sup>7</sup>Die Tageslänge entspricht der gereinigten Kanallänge innerhalb eines Arbeitstages. Bei einem Wagen unter ständiger Begleitung von Kanalarbeitern beträgt die Arbeitszeit maximal acht Stunden. Bei einem Wagen ohne Begleitung entspricht die Betriebszeit 24 Stunden.



Abbildung 2.31: Göttinger Kugel (aus Barenthien, L. 2005).

Durchmesser  $d_{Kugel} < 1/3 \cdot DN$  (Kanaldurchmesser) wird am Anfang des Kanals automatisch oder manuell eingeführt. In der Kugel wird durch eine gelochte Trennwand eine hydraulische Bremse erzielt, welche zu einem langsameren Abrollen gegenüber der Kanalströmung führt. Um Schäden auf der Kanalwandung zu vermeiden und um die Umströmungskräfte zu konzentrieren und sie somit zu vergrößern, ist die Kugel mit Gummiwülsten auf der Oberfläche versehen. Durch diese „torkelt“ das Reinigungsgerät auf der ganzen Kanalbreite stromabwärts. Die Strömungskräfte im Bereich der Kugel werden durch die Einengung des Fließquerschnittes erhöht, was zur Abtragung der obersten Schicht der Ablagerungen führt. Durch das wiederholte Einsetzen wird verhindert, dass sich größere Ablagerungen bilden können. Eine Grundreinigung ist aber allein durch diese Methode nicht möglich; sie muss im Voraus durch eine andere Reinigungsmethode durchgeführt werden. Es kann nicht ausgeschlossen werden, dass weitere Reinigungsmaßnahmen für den Reinigungsbetrieb über längere Einsatzzeiten erforderlich werden. In Abbildung 2.31 sind die sogenannten „Göttinger Kugeln“ dargestellt. Ein wesentlicher Nachteil dieser Reinigungsmethode ergibt sich aus der Gefahr, dass die Kugel im Kanal stecken bleibt, was zu einem Abflusshindernis führt. In diesen Fällen muss die entstandene Kanalverstopfung von Kanalarbeitern aufgesucht und manuell entfernt werden.

### 2.2.3.8 Mechanische und Spezialverfahren

In Sonderfällen wie z. B. bei Wurzeleinwuchs oder bei festen Ablagerungen kommen Spezialverfahren wie die Handreinigung für begehbare Kanäle ( $DN \geq 800 \text{ mm}$ ), der Windenzug mit Stahlfedermolch bzw. Rohrmeißelkranz oder Spezialgeräte wie Sielwolf, Kanalroboter, Kanaljumbo, Fräs-, Bohr-, Schneid- und Sandstrahlgeräte zum

Einsatz. Diese Verfahren können wegen der zu hohen Betriebskosten (z. B. bei der Windenreinigung: fünf Kanalarbeiter, zwei Winden und ein Transportfahrzeug) und der niedrigen Leistung (eine bis zwei Haltungen pro Tag) nicht für die kontinuierliche Kanalreinigung genutzt werden. In besonderen Fällen können auch weitere spezielle Reini-

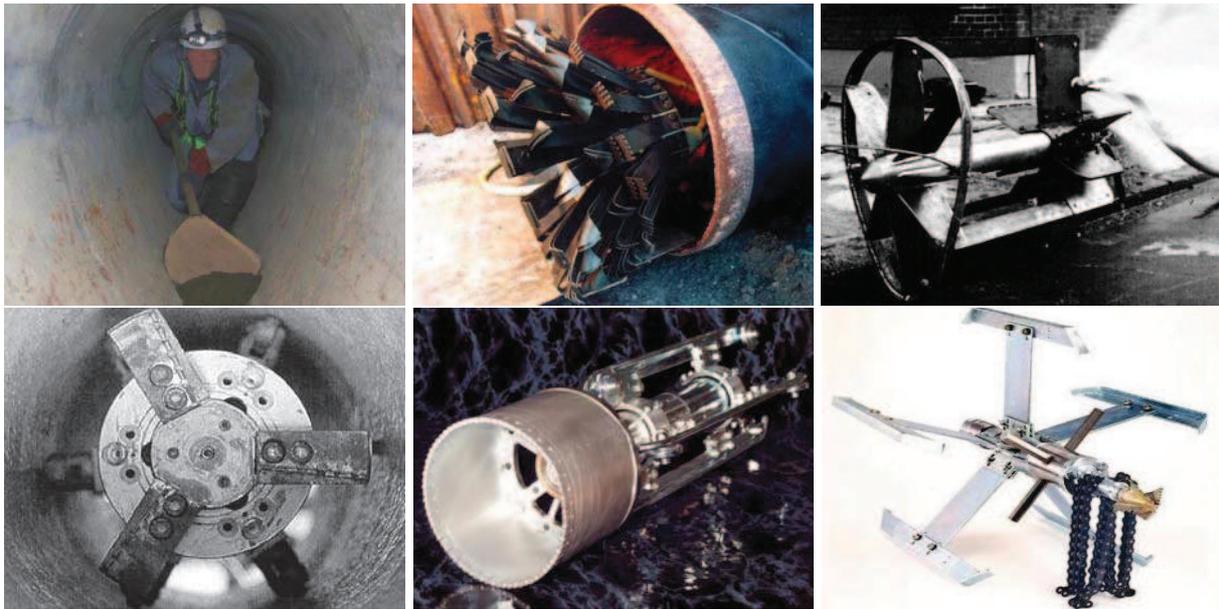


Abbildung 2.32: Spezialreinigungsverfahren und -geräte (von oben links): Handreinigung (aus *Wienkanal* 2013), Stahlfedermolch, Rohrmeißelkranz für Eiprofil, Rohrfräsebohrer, Ringschneider und Kettenschleuder (*Instandhaltung von Kanalisationen* 2013).

gungstechnologien wie z. B. das Ultraschallverfahren, die Vibrationsdüse oder Verfahren zur Erhöhung der Fließgeschwindigkeit durch Zugabe von Luft oder Polymeren in das Abwasser eingesetzt werden (vgl. *Arbeitshilfen Abwasser* 2013). All diese Spezialreinigungsverfahren wurden hier nur der Vollständigkeit halber genannt, aber nicht zum direkten Vergleich herangezogen. In Abbildung 2.32 sind einige dieser Spezialverfahren dargestellt.

### 2.2.3.9 Chemische und biologische Reinigungsverfahren

„Durchschnittlich bleibt ein Wassertropfen sieben Stunden in der Dresdner Kanalisation bis er in den Vorfluter geleitet wird“ *Stadtentwässerung Dresden* 2013. Ein Feststoffpartikel verweilt wesentlich länger, bevor es aus dem Schmutzwasserkreislauf gelangt. Dieser lange Aufenthalt der Feststoffe und die ungünstigen Bedingungen des Kanals (Schmutzwasser, kein Sauerstoff, hohe Feuchtigkeit, ...) bewirken, dass der organische Anteil der Ablagerungen den Abbau und die Verfaulung schon im Kanalnetz beginnt. Bei sehr schlechter Belüftung und bei wenig Abfluss, vor allem in den

wärmeren Jahreszeiten, kommt es zu Geruchsbildung, welche durch die Kanalschächte bis zur Oberfläche gelangt. Die Bekämpfung der Geruchsbelastung erfolgt durch Zugabe von chemischen Stoffen, wie Nitrat, Eisenschlamm, Eisen II Chlorid u. a. (Kirchheim, N. 2005). Durch chemische Eingriffe lassen sich weiterhin Inkrustationen und Wurzeleinwüchse bekämpfen. In diesen Fällen kommen Lösungsmittel, Säuren oder Laugen (alkalische Lösungen wie z. B. Natrium- oder Kaliumhydroxid) bzw. Herbizide zum Einsatz (Dettmar, J. 2006).

Die chemischen Reinigungsmethoden setzen eine absolute Dichtigkeit (ist jedoch infolge zahlreicher Leckagen im Kanalnetz oft nicht vorhanden) und eine gute Verträglichkeit mit dem Material des Kanalnetzes voraus, da ein Austritt dieser Stoffe eine hohe Umwelt- und Grundwasserverschmutzung bewirken würde. In Deutschland sind mittlerweile mehrere chemische und biologische Verfahren nicht mehr zugelassen. Ausnahmefälle sind Zugaben von Chemikalien in besonderen Stadtgebieten (Altstadtbereiche, Fußgängerzonen) wo die Kanalreinigung erschwert ist und die Geruchsbelästigung durch die Kanalisation minimiert werden muss. Sie sollten ausschließlich in speziellen und kritischen Fällen eingesetzt werden, da sie zudem die Leistung und den Betrieb der Kläranlagen, insbesondere die biologischen Reinigungsvorgänge, stören.

Für weitere Details hinsichtlich der chemischen und biologischen Reinigungsmethoden wird auf Holst, H. -J. 2001 oder Kirchheim, N. 2005 hingewiesen.

## 2.2.4 Schlussfolgerungen zum Stand der Reinigungsmethoden

### 2.2.4.1 Im Einsatz befindliche Methoden

In Tabelle 2.2 sind die noch verwendeten Reinigungsverfahren mit den Einsatzprofilen aufgelistet.

Tabelle 2.2 zeigt, dass die HD-Reinigung die meistverbreitete Methode ist. Diese soll jedoch nach aktuellem Stand nur für Durchmesser kleiner 800 *mm* eingesetzt werden, da mehrere Autoren von einem schlechten Reinigungserfolg bei ihrem Einsatz in größeren Kanaldurchmessern berichten. Die Schwall- und die Niederdruckspülung sowie die mechanischen Reinigungsverfahren haben eine mittelmäßige Praxisrelevanz. Dettmar, J. 2006 und Schaffner, J. 2008 zeigen mit eigenen Untersuchungen, dass die Schwallspülung nur zur Reinigung von kurzen und geraden Abschnitten geeignet ist, die zudem niedrige Rückstauhöhen aufweisen. Die mechanische Reinigung wird des Weiteren wegen der erhöhten anfallenden Kosten nur in Sonderfällen eingesetzt. Allein die Niederdruckspülung, welche in den letzten Jahren systematisch und wissenschaftlich weiterentwickelt wurde, stellt die Alternative für eine kostengünstige Reinigung von Großprofilen ( $DN > 1000 \text{ mm}$ ) über beliebig lange Kanalabschnitte dar.

Tabelle 2.2: Einsatzbereiche für die verschiedenen Kanalreinigungstechnologien (entnommen aus Dettmar, J. 2006).

Reinigungsverfahren	Einsatzbereich			
	Durchmesser, Art des Kanales	Art der Ablagerung, Verschmutzung, Reinigungsaufgabe	PR*	
Spülverfahren	Hochdruckspülverfahren, HD-Reinigung	$\leq DN\ 800\ mm$	überwiegend nicht verfestigte Ablagerungen	●
	Schwallspülung	alle $DN$	nicht verfestigte Ablagerungen	○
	Stauspülung	$\geq DN\ 800\ mm$	nicht verfestigte Ablagerungen	○
mechanische Verfahren / Geräte	manuelle Reinigung mit Hilfsmittel	$\geq DN\ 1200\ mm$	ergänzend zur HD-Reinigung, Sondereinsätze	○
	Windenreinigung	$\leq DN\ 2000\ mm$	verfestigte und nicht verfestigte Ablagerungen	○
	Sielwolf, Kanaljumbo	$> DN\ 2000\ mm$	verfestigte Ablagerungen	○
	Bohr-, Fräs-, Schneid- und Schlaggeräte	$\leq DN\ 800\ mm$	verfestigte Ablagerungen, Hindernis, Wurzeleinwuchs	○
	Molch	Düker-, Pumpdruckleitungen	nicht verfestigte Ablagerungen	○
sonstige Reinigungsverfahren	Strömungserzeuger	$\geq DN\ 1200\ mm$	nicht verfestigte Ablagerungen	○
	physikalische Reinigung	Düker-, Pumpdruckleitungen	nicht verfestigte Ablagerungen	○
	biologische Reinigung	alle $DN$	Sondereinsätze	○
	chemische Reinigung	$< DN\ 1000\ mm$	Sondereinsätze (z. B. Wurzeleinwuchs, Inkrustation)	○

\*(PR) Praxisrelevanz: ● hoch, ○ mittelmäßig - gering, ○ gering

### 2.2.4.2 Umweltverträglichkeit

Die Hauptmethoden der Kanalreinigung sind in den letzten Jahren immer wieder in die Diskussion geraten. Grund sind die verschärften Maßnahmen, um eine höhere Verträglichkeit der menschlichen Aktivitäten mit der Umwelt zu erzielen. Im Folgenden wird ein Vergleich der obengenannten Methoden bezüglich Umweltbelastung und Ressourcenverbrauch angestellt.

Was den Energieaufwand betrifft, gelten die Kanalreinigung durch laufende Kugeln und durch Schwallspülungen ohne Zuleitung von Frischwasser als die wirtschaftlichsten und umweltfreundlichsten Methoden (Kirchheim, N. 2005).

Bei der Schwallspülmethode wird aber meist eine große Schmutzfracht erst bei Regenereignissen in Bewegung gesetzt (Stoßbelastung oder „first flush“). Da die Kanäle und die Kläranlagen i. d. R. nicht für jedes Regenereignis bemessen werden

können, sind Regenüberlaufbecken vorzusehen. Wenn diese vollgelaufen sind, wird die von der Schwallspülung aufgewirbelte Schmutzfracht teilweise unbehandelt über die Regenüberlaufbauwerke direkt in den Wasserkreislauf zurückgeleitet. Regenereignisse sind generell Störereignisse des Reinigungsprozesses einer Kläranlage: Die hohen Schmutzwasseraufkommen innerhalb von kurzer Zeit verursachen eine bedingte Beschleunigung des Reinigungsprozesses, welche eine niedrigere Effizienz der Kläranlage hervorruft. Die zusätzliche Belastung durch die Schmutzfrachten aus der Schwallspülung führen zu einer noch niedrigeren Qualität, des in den Vorfluter geleiteten Abwassers. Es kommt zur Verschmutzung der Gewässer und der Böden sowie des Grundwassers.

Die Kanalreinigung mittels Stauwagen hat dagegen keine wesentlichen umweltschädlichen Nachteile. Die Methode kommt bei Trockenwetterabfluss zum Einsatz und wird mit 100-prozentiger Eigenkraft des abfließenden Wassers angetrieben. Als umweltbelastende Vorgänge gelten nur der Bau des Gerätes, der Transport zum Einbauort, der Einhub, der Aushub und die eventuellen Absaugungen der angesammelten Ablagerungen. Im Hinblick auf die Ressourceneffizienz kann diese Methode mit derjenigen der laufenden Kugeln und der Schwallspülung gleichgesetzt werden.

Bei der Reinigung mit der HD-Technik werden mit Verbrennungsmotoren betriebene Schwerfahrzeuge eingesetzt. Diese arbeiten zu bestimmten Jahreszeiten im Bedarfsfall durchgehend mit Volleistung. Die benötigten Energieressourcen für den Reinigungsvorgang sind enorm. Zudem sind die Lärmemissionen und die erheblichen  $CO_2$ -Ausstöße nicht zu vernachlässigen. Hierzu berichtet *Aqua Europe 2012*, dass bei der HD-Reinigung pro Fahrzeug und Jahr typische  $CO_2$ -Emissionen von 100 Tonnen verursacht werden.

Solange die Fahrzeugtechnik es nicht erlaubt, naturfreundlichere Kraftstoffe als Antrieb für die HD-Reinigungsfahrzeuge einzusetzen, sollte die Anwendung dieser Methode soweit wie möglich beschränkt werden. Als vorübergehende Gegenmaßnahme sollten die alten Fahrzeuge durch neuere ersetzt und die alten mit Feinstaubpartikelfilter und  $CO_2$ -Bindetechnik nachgerüstet werden. Die HD-Reinigung benötigt zudem eine große Menge an Frischwasser, das energieintensiv im Voraus aufbereitet und nach dem Einsatz bereinigt werden muss.

### 2.2.4.3 Kostenbetrachtung

Um die finanziellen Vorteile der Kanalreinigung durch Stauwagen deutlicher zu machen, werden im Anhang A die spezifischen Reinigungskosten pro Jahr für die vier Hauptreinigungsmethoden berechnet und dargestellt. Als Vorlage für die Berechnung wird der Kostenansatz von Barenthien, L. 2005 gewählt. Die Kosten der drei Spülklappenarten wurden aus Dettmar, J. 2006 übernommen.

Der Verlauf der Reinigungskosten für die Hauptmethoden ist in Abbildung 2.33 und Abbildung 2.34 dargestellt. Es zeigt sich, dass die Reinigung durch Stauwagen mit Begleitung um zirka die Hälfte und durch Stauwagen ohne Begleitung ungefähr fünf Mal günstiger als die HD-Reinigung ausfällt.

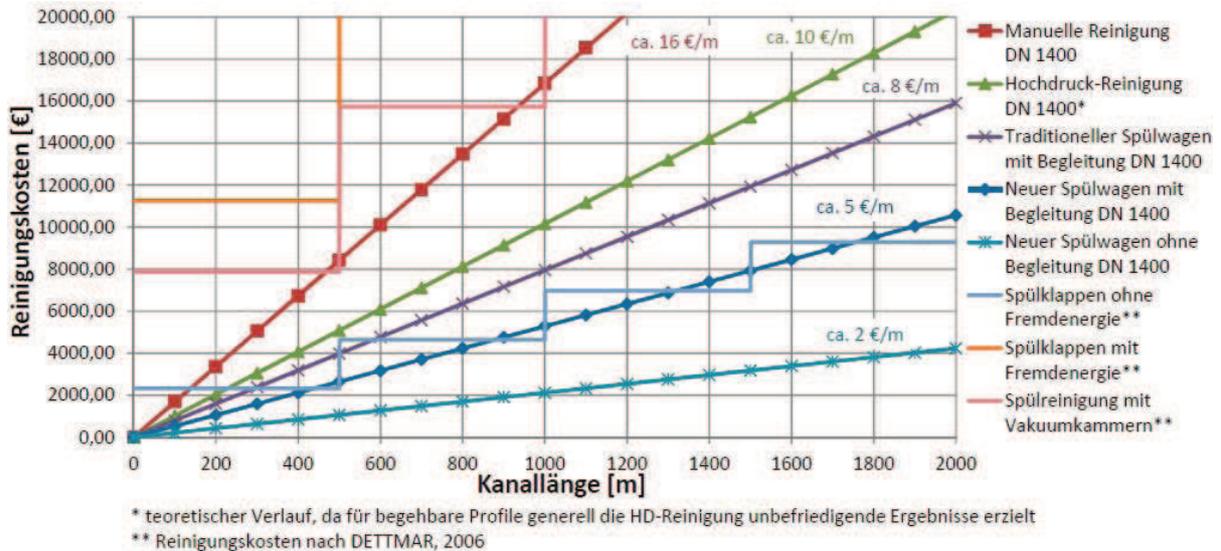


Abbildung 2.33: Kanalreinigungskosten in Abhängigkeit von der gereinigten Kanallänge für die vier Hauptreinigungsmethoden (Kostenansatz nach Barenthien, L. 2005 und Dettmar, J. 2006). Die Steigung der Geraden entspricht den spezifischen Reinigungskosten der jeweiligen Methode in [€/m].

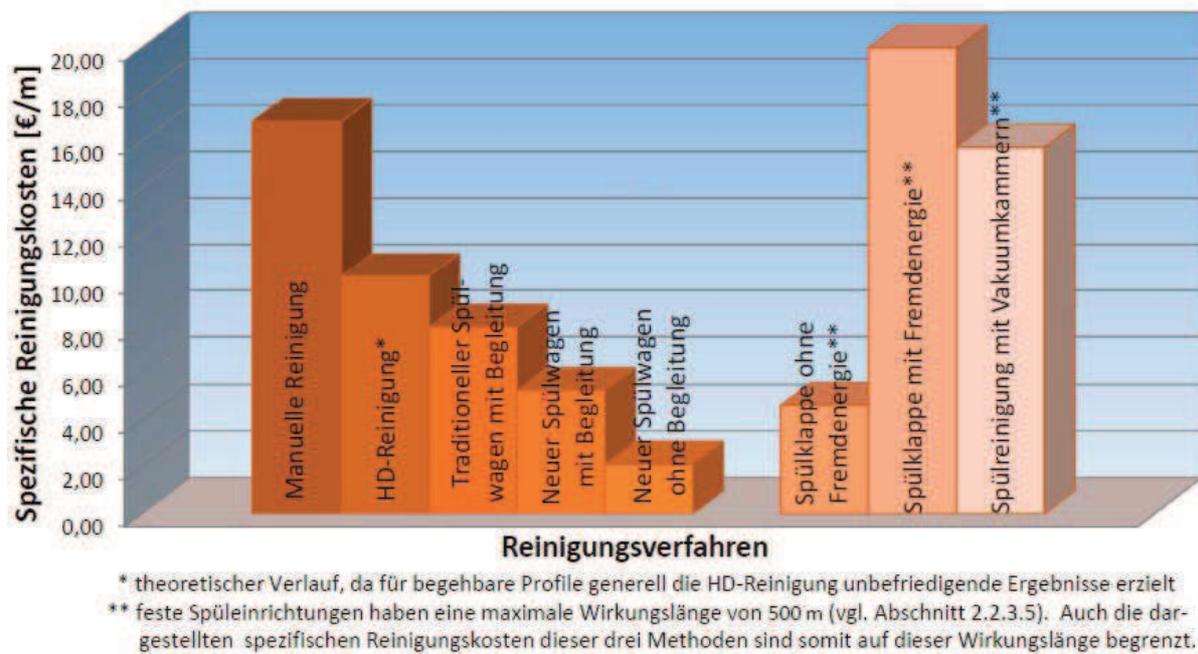


Abbildung 2.34: Spezifische Kanalreinigungskosten für die vier Hauptreinigungsmethoden (Kostenansatz nach Barenthien, L. 2005 und Dettmar, J. 2006).

# Kapitel 3

## Niederdruckspülverfahren - Stand der Technik

### 3.1 Erfahrungen von Kanalnetzbetreibern

Zahlreiche große und mittlere Kanalnetzbetreiber benutzen zur Kanalreinigung weiterhin die Methode der Stauspülungen mittels Spülwagen. Es wurde versucht, diese Betreiber zu kontaktieren und deren Praxiserfahrungen zu sammeln und auszuwerten. Es konnten Verbindungen zu den Kanalnetzbetreibern der folgenden Städte hergestellt werden: **Berlin, Bremen, Dresden, Halle an der Saale, Karlsruhe, Leipzig, Magdeburg, Mönchengladbach, München** und **Wien**. Um die verschiedenen Erfahrungen der Betreiber zu sammeln und um spätere Ableitungen für eine Entwicklung dieser Methode sicherzustellen, wurden nach folgenden Parametern gefragt:

1. Weshalb wird diese Reinigungsmethode noch eingesetzt?
2. Typ, Größe, Neigung und Länge der mittels Stauspülung bereinigten Kanalquerschnitte;
3. Mittlerer Trockenwetterabfluss;
4. Mittlere Ablagerungshöhen und deren Korngrößenverteilungen;
5. Sediment Absaugabschnitte;
6. Reinigung mit oder ohne Begleitung;
7. Reinigungsgeschwindigkeit;
8. Befestigung des Spülgerätes während des Einbaues und beim Ausbau;
9. Befestigung des Spülgerätes während eines Regenereignisses.

Die Betreiber wurden zudem gebeten, Fotomaterial ihrer eingesetzten Geräte zur Verfügung zu stellen. Auf den folgenden Seiten werden die gesammelten Erfahrungen der obengenannten Kanalnetzbetreiber sowie einige Fotos von deren Reinigungsgeräten zusammengestellt.

In den nachfolgenden Abschnitten wird auf die Eigen- und Besonderheiten der einzelnen Verfahren bei den Betreibern eingegangen. Eine kompakte Übersicht ist in Tabelle 3.1 und 3.2 im Abschnitt 3.1.11 zusammengestellt.

### 3.1.1 Berlin

Im Berliner Kanalnetz findet die Kanalreinigung durch Spülschilder (vom lokalen Kanalnetzbetreiber „Apparatenreinigung“ genannt) eher selten statt. Dieses Verfahren wird in erster Linie eingesetzt, wenn die Fahrzeugtechnik nicht zur Verfügung steht und die Reinigung zwingend erforderlich ist, weil andere Arbeiten in den Kanälen im Einzugsgebiet des Stammkanals durchgeführt werden sollen. Es wird zudem bei Kanalabschnitten, die mit Fahrzeugtechnik nicht erreichbar sind (z. B. Parkanlagen), oder bei Kanalabschnitten, die Richtungsänderungen beinhalten, an denen keine Einstiegschächte vorhanden sind (vorrangig gemauerte Kanäle), eingesetzt. Während längerer Frostperioden in den Wintermonaten wird diese Methode zur Reinigung der Stammkanäle zur Entlastung der Kanäle des jeweiligen Einzugsgebietes verwendet. Diese Methode wird auch im Zuge der Öffentlichkeitsarbeit eingesetzt, um historische Reinigungsverfahren zu demonstrieren. Die Apparatenreinigung ist im Berliner Kanalnetz längst kein Standardverfahren mehr.

Der Berliner Kanalnetzbetreiber setzt den Stauwagen vorrangig in einem Maulprofil *DN 2200/2000 mm* ein, das Gefälle beträgt  $1 : 3000$  und die gesamte Einsatzlänge beläuft sich auf ca.  $200\text{ m}$ . Die Haltungslängen sind zwischen  $30$  und  $60\text{ m}$ . Der zu reinigende Kanal hat im Normalbetrieb einen Wasserstand von  $400\text{ mm}$ , und eine durchschnittliche Ablagerungshöhe von  $200\text{ mm}$ . Die Konsistenz der Ablagerungen kann eher als fest bezeichnet werden.

Der Stauwagen besteht aus einem Fahrwerk, das  $1500\text{ mm}$  lang,  $550\text{ mm}$  breit und  $130\text{ mm}$  hoch ist. Am Fahrwerk selbst sind auf jeder Seite zwei Klappen angebracht, jeweils circa  $400\text{ mm}$  breit und  $1240\text{ mm}$  hoch. Das Fahrwerk wird im hinteren Bereich mit einem Stahlgewicht beschwert, damit die Stabilität des gesamten Reinigungsapparates gewährleistet ist. Die Öffnungen in diesem Reinigungsapparat sind halbkreisförmig,  $260\text{ mm}$  breit und im Scheitelpunkt  $170\text{ mm}$  hoch. Sie sind  $720\text{ mm}$  von der senkrechten Mittelachse des Fahrwerks im Sohlbereich auf beiden Seiten angelegt. Bei anderen Reinigungsapparaten sind rechteckige Spülöffnungen in der senkrechten Mittelachse im Sohlbereich des Fahrwerks angebracht. Diese können mit einer einfachen Klappe verschlossen und geöffnet werden.

Die Reinigungsgeschwindigkeit ist von vielen Faktoren wie Ablagerungshöhen und anfallender Wassermenge abhängig und kann schlecht verallgemeinert werden. Da der



Abbildung 3.1: Links - Spülapparat für Eiprofil  $DN\ 1300/900\ mm$ . Rechts - Spülapparat für Maulprofil  $DN\ 2200/2000\ mm$  (Foto: Berliner Kanalnetz).

Kanalabschnitt, auf den sich diese Ausführungen beziehen, sich kurz vor dem Pumpwerk befindet, fährt der Apparat nur, wenn im Pumpwerk auch gepumpt wird. Hier wird eine Haltung von ca.  $60\ m$  in rund fünf Stunden (ca.  $3\ mm/s$ ) gereinigt; dabei sind Ein- und Ausbau des Reinigungsgerätes nicht berücksichtigt. Der Reinigungsapparat fährt allein, wird aber in regelmäßigen Abständen durch Kanalbetriebsarbeiter überprüft, um bei Störungen regulierend eingreifen zu können. Wenn z. B. ein Stein das Fahrwerk verklemmt, dann werden die Seitenklappen geöffnet, damit der Wasserdruck abgebaut wird. Das Gerät kann schließlich etwas zurückgezogen werden und der Stein wird entfernt. Einstellmöglichkeiten sind bei diesem Spülschild nicht vorhanden, die Seitenklappen können ausschließlich auf oder zugemacht werden. Beim Stauwagen mit der zentralen Spülöffnung kann mit der Klappe die Größe der Öffnung grob geregelt werden. Je nach Menge der Ablagerungen erfolgt in jeweils zweckmäßigen Abschnitten die Absaugung der vom Wagen angesammelten Ablagerungen.

Beim Ein- und Ausbau wird der Wagen mit Ketten an den Steigeisen gesichert. Ähnlich wird er auch beim Regenwetterabfluss gehandhabt, wenn der Apparat sich im Schachtbereich befindet. Zusätzlich werden dann noch die Seitenklappen geöffnet. Befindet sich beim Regenwetterabfluss der Apparat in der Kanalhaltung, sollte dieser gegen die Kanalwand mit Keilen fixiert und die Seitenklappen geöffnet werden. Da aber der Kanal bei einem Regenereignis schnellstens verlassen werden muss, kann es auch passieren, dass der Räumer sich selbst überlassen wird und später im Kanal wieder neu eingerichtet werden muss.

### 3.1.2 Bremen

In Bremen werden noch ca.  $5\ km$  Kanalanlagen mittels Spülschilden gereinigt. Diese verlaufen in Stadtgebieten, in denen keine ausreichende Zugänglichkeit von HD-

Schwerfahrzeugen gegeben ist. Es werden Eiprofile vom Durchmesser  $DN\ 1200\ mm$  bis  $DN\ 1800\ mm$  mittels Stauwagen bereinigt. Manche Schilde sind mit einem Rohr ausgestattet, welches die auf der Sohle konzentrierte Spülwirkung erzeugt (Ittis). Es wird maximal 50 bis 100 m (ca. 2 bis 4 mm/s) Kanalhaltung pro Tag gereinigt. Das Gerät läuft vollkommen autark (Vor acht Jahren wurde es mittels Seilwinde zurückgehalten; Aufgrund des großen Personalaufwandes wird das i. d. R. nicht mehr gemacht). Nur in einem Kanal wird der Wagen zurzeit noch mit einer Winde gehalten (hoher Personalaufwand erforderlich), weil die erwünschten Reinigungsergebnisse nur mit einer kontrolliert geringen Geschwindigkeit erreicht werden können. Da keine Anfahrbarkeit zur Entnahme von Sedimenten gegeben ist, können die Ablagerungen nur am Ende des Kanals abgesaugt werden.

Die drei Hauptstücke, aus welchen der Wagen zusammengesetzt ist (zwei Wände + Steg), werden durch den 620-mm-Schacht eingehoben und montiert. Die Kanalarbeiter halten ihn dabei mit ihrem eigenen Gewicht. Bei Regen wird der Wagen ohne besondere Vorkehrungen im Kanal gelassen. Nach dem Regenereignis ermitteln die Kanalarbeiter den Standort des Wagens und rücken ihn eventuell zurück.



Abbildung 3.2: Spülwagen für Eiprofil  $DN\ 1800/1200\ mm$  (Foto: Hansewasser Ver- und Entsorgung-GmbH).

### 3.1.3 Dresden

Die Stadtentwässerung Dresden setzt bei der Reinigung ihrer Abwasserkanäle im großen Umfang die Methode der Niederdruckspülung ein. Diese wird gegenüber dem konventionellen Reinigungsverfahren der HD-Reinigung wegen der Wirtschaftlichkeit

in Verbindung mit den guten Reinigungsergebnissen bei größeren Kanalprofilen (mit  $DN > 1000 \text{ mm}$ ) bevorzugt. Als Nachteil ergeben sich zurzeit noch die Kosten für das Personal, welches den Wagen ständig begleiten muss. Die niedrigen Räumgeschwindigkeiten erhöhen die Einsatzdauer des Begleitpersonals. Insgesamt bleibt diese Reinigungsmethode bei begehbaren Profilen ( $DN \geq 800 \text{ mm}$ ) jedoch kostengünstiger und effektiver als die HD-Reinigung. Bei dem großen Stauwagen bestehen zudem Probleme in der unkontrollierten Fahrweise des Wagens, welche sich in einem schlechten Reinigungserfolg widerspiegelt.

Die Stauwagen werden von der Stadtentwässerung Dresden in den beiden Abfangkanälen links und rechts der Elbe (Maulprofile  $DN 1600/1540 \text{ mm}$  bis  $DN 3200/3060 \text{ mm}$ ) sowie in Haubenprofilen  $DN 1500$  bis  $DN 2000 \text{ mm}$  von verschiedenen Hauptsammelnkanälen eingesetzt. Insgesamt werden ca.  $28 \text{ km}$  Abwasserkanal mit diesem Verfahren ein- bzw. zweimal jährlich gereinigt.

### 3.1.3.1 Kleiner Spülwagen

Nach dem Einheben in die Rinne wird gewartet, bis das Wasser sich hinter dem Schild aufgestaut hat. Der Wasserstand beträgt  $200 - 300 \text{ mm}$  vor dem Wagen,  $400 - 500 \text{ mm}$  hinter dem Spülschild und  $600 - 700 \text{ mm}$  hinter dem Wagen. Der hintere Schild lenkt den Wagen und schiebt mit an.

Der Wagen muss ständig vom Kanalarbeiter durch dessen eigenes Gewicht gehalten werden, ansonsten fährt er zu schnell und überfährt die Ablagerungen. Er wird  $200 \text{ mm}$  vorgeholt, um wieder auf der Stelle zu spülen. Nach ein paar Sekunden überprüft der Arbeiter mit dem Stiefel, ob noch Ablagerungen auf der Sohle liegen, um anschließend den Wagen wieder weiter zu rücken. Der Spülwagen hat ca.  $10 \text{ mm}$  Spielraum (mittels Gummi sehr gut abgedichtet) zwischen dem Schild und der Rinne, um durch die Kurven zu kommen. Das Führungsbrett auf den Bermen ist im äußeren Bereich mit Scharnieren angeschlagen, um bei Kurvenfahrten ausweichen zu können. Die Scharniere sind durch das aggressive Abwasser stark korrodiert und wurden provisorisch durch Schraubzwingen ersetzt.

Wenn  $300 - 400 \text{ mm}$  Ablagerungen (Wasserhöhe hinter dem Schild = Höhe der Ablagerungen + Wasserstand vor dem Wagen) vorliegen, reinigt der Wagen nicht mehr. In diesem Fall muss abgesaugt oder mit der Schaufel nachgeholfen werden. Als Betriebsgeschwindigkeit wurde von  $30$  bis  $80 \text{ mm/s}$  bei  $10$  bis  $50 \text{ mm}$  Ablagerungen berichtet. Bei höheren Ablagerungsmengen sinkt die Reinigungsgeschwindigkeit erheblich.

Bei Regenereignissen haben die Arbeiter etwa eine Stunde Zeit, um den Wagen auszuheben, ihn querzustellen und aus dem Kanal zu steigen. Auch bei zu hohen Trockenwetterabflüssen (Wasserstand im Kanal  $> 600 \text{ mm}$ ) werden die Reinigungsarbeiten abgebrochen. Bei zu hohem Wasseraufstau wird der Wagen zu schnell; auf halber Höhe besteht ein Spalt im Schild, der den freien Durchfluss ermöglicht.

Wegen der Notwendigkeit einer ständigen Begleitung eines Arbeiters, sind sehr

hohe Personalkosten mit dieser Reinigungsmethode verbunden. Beim normalen Reinigungsbetrieb sind folgende Arbeiter notwendig: ein Arbeiter am Schachteinstieg, ein Arbeiter am Schacht im Kanal, ein oder zwei Arbeiter am Spülwagen und ein Arbeiter am nächsten Schacht, zur Belüftung des Kanals. Die Kanalarbeiter führen weiterhin ständig ein Gasmessgerät mit sich, zur Überprüfung ob gesundheitsgefährliche Konzentrationen von Gasmischungen (Methan, Schwefelwasserstoff, Sauerstoff, Kohlendioxid, Kohlenmonoxid, Ammoniak u. a.) im Kanal bestehen oder während der Reinigung entstehen.



Abbildung 3.3: Links - „Kleiner Spülwagen“ für Haubenprofil  $DN\ 2000\ mm$ . Rechts - „Großer Spülwagen“ für Maulprofil  $DN\ 3200/3060\ mm$ .

#### 3.1.3.2 Großer Spülwagen

Der Wagen wird mit offenen Schildklappen mittels Kran durch eine Spezialöffnung in den Kanal eingesetzt. Die Seitenklappen werden geschlossen und das Wasser staut sich wegen des hohen Durchflusses relativ schnell auf.

Der Wagen kann nicht mit der Hand oder mit dem Fuß gehalten werden, sodass ein plötzliches Losfahren zu einer Verletzungsgefahr der Kanalarbeiter führen kann. Am Wagen wurde eine Bremse eingebaut, welche mechanisch auf die Stahlräder wirkt und direkt vom Begleiter betätigt wird. Insgesamt fährt der Wagen immer noch zu schnell (ruckhafte Fahrweise mit Spitzengeschwindigkeiten von bis zu  $100-150\ mm/s$ ), um eine gründliche Reinigung zu gewährleisten.

### 3.1.4 Halle a. d. Saale

Vom Kanalnetzbetreiber der Stadt Halle a. d. Saale werden hauptsächlich Stauwagen eingesetzt, da an manchen Stellen des Kanalnetzes keine ausreichende Anfahrtsmöglichkeit gegeben ist. Das Kanalnetz weist aber auch aus seiner Baugeschichte her günstige Bedingungen auf. Der Hauptsammler wurde damals schon so gebaut, dass ein Niederdruckspülgerät zur Reinigung eingesetzt werden konnte. Die gesamte Einsatzstrecke wird auf einer Länge von 10 *km* mit geringem Gefälle angegeben. Die Betreiber reinigen mit dieser Technik U-Profile (2100/2300 *mm*) und Ei-Profile (*DN* 3000/2000 *mm*) mit einem durchgehenden Gefälle von 1 : 2500. Wegen der geringen Neigung der Kanäle muss mit größeren Ablagerungsmengen gerechnet werden. Die Korngrößen schwanken von 1 bis 600 *mm*. Die mittleren Ablagerungshöhen können zwischen 200 und 600 *mm* geschätzt werden. Die Absaug-, oder besser die Abbaggerschächte, wurden im Laufe der Stadtentwicklung vereinzelt hinzu gebaut. Sie haben somit keine regelmäßige Verteilung. Die transportierte Sedimentfracht wird nur an den bestehenden Sandfängen ausgebaggert. Der größte Abstand zwischen zwei Absaugstellen beträgt ca. 4 *km*.



Abbildung 3.4: „Iltis 2007“ für den Einsatz im U-Profil 2100/2300 *mm* (Foto: Hallesche Wasser- und Stadtwirtschaft GmbH).

Die Reinigung durch Spülwagen erfolgt stets unter Begleitung einer Kanalarbeiterkolonne. Ein Kanalarbeiter fährt mit dem Wagen mit und schließt durch einen Schieber die Klappe, die sich am Wagen befindet. Durch Unterströmung werden während der ersten Meter die Ablagerungen aufgewirbelt und vor dem Wagen zu einem Berg gesammelt. Wenn der Wagen nicht mehr in der Lage ist weiterzufahren, wird der Schieber vom Arbeiter plötzlich geöffnet, wodurch der hohe Durchfluss kombiniert mit der hohen Geschwindigkeit der entstehenden Schwallwelle die Ablagerungen weit kanalabwärts treibt. Nach dem Ausgleichen des Ober- und Unterwasserspiegels wird der

Schieber erneut geschlossen, das Wasser beginnt erneut sich aufzustauen und der Wagen fährt mit seinem Reinigungsprozess fort. Die Kanalarbeiter können während der Reinigung den Durchfluss so regeln, dass der Wagen nicht zu schnell wird, um somit eine optimale Reinigung zu erzielen. Das Räumgerät ist mit keinen weiteren Bremsen ausgestattet. Durch die ständig erforderliche Begleitung ist der Personalaufwand sehr hoch: für den normalen Betrieb der Niederdruckreinigung werden sechs-Mann Kolonnen benötigt. Eine Kolonne kann aber keine acht Stunden im Kanal arbeiten, weshalb somit zusätzliche Reserven vorgesehen werden müssen. Es wird von einer Räumgeschwindigkeit zwischen 10 und 100 *m* pro Tag (ca. 0,5 bis 5 *mm/s*) berichtet, welche stark abhängig von den Ablagerungshöhen ist.

Der ca. 600 bis 700 *kg* schwere Wagen wird mittels Kran in einem Einzelstück durch Spezialvorrichtungen eingehoben bzw. herausgeholt. Am Ende eines Arbeitstages oder beim Eintreffen eines Regenereignisses wird der Schieber am Wagen komplett aufgedreht und der Wagen wird zusätzlich durch Balken verkeilt.

### 3.1.5 Karlsruhe

In Karlsruhe werden stets vom Wasserdruck angetriebene Spülschilde für die Kanalreinigung verwendet. Sie sind noch im Einsatz, weil keine andere Möglichkeit für die Kanalreinigung besteht und kein Zugang mit Hochdruckgeräten gegeben ist. Hinsichtlich der Leistung kann die Stauwagenreinigung nicht mit einem Hochdruckspülgerät konkurrieren, die Betriebskosten fallen aber bei dieser Methode deutlich niedriger aus. Die Spülschilde werden bei Kanälen mit großen Durchmessern *DN* von 800 bis 2000 *mm* (in der Regel begehbar) eingesetzt, welche eine ausreichende Wasserführung haben oder in denen ausreichend Wasser umgeleitet werden kann.



Abbildung 3.5: Stauwagen für den Einsatz im DN 2000 *mm* (Foto: Tiefbauamt der Stadt Karlsruhe).

84 *km* des Karlsruher Kanalsystems werden einmal pro Jahr durch drei Kolonnen ge-

reinigt. Die Ablagerungen reichen somit nicht höher als 200 *mm*. Der Schild hat keinen unteren Spalt, er schiebt ausschließlich durch den sich einstellenden Wasserdruck auf den Schild die Ablagerungen vor sich her. Am Rand ist der Schild durch ein Gummiprofil abgedichtet und wird überströmt. Die Kanalarbeiter beobachten und kontrollieren den Betrieb des Stauwagens von den Einstiegsschächten aus, um bei Störfällen gezielt eingreifen zu können.

Eine Arbeiterkolonne setzt den Wagen in Einzelteilen durch einen normalen Schacht ein (im Einzelfall besteht eine rechteckige Öffnungen 1200 · 1200 *mm*). Während des Zusammenbaus wird er durch eine Querlatte in einer Einsparung gehalten. Der Wagen wird losgelassen und fährt allein durch die Kanäle. Auf dem Wagen ist keine Rückhaltung oder Bremse vorhanden. Auch bei Regen bleibt der Wagen im Kanal und wird evtl. verkeilt. Eine Demontage würde zu viel Zeit in Anspruch nehmen.

### 3.1.6 Leipzig

Leipzig reinigt noch insgesamt 4 *km* Kanal mittels Spülschilden. Es sind drei Wagen vorhanden: einer ist einklappbar und durch einen 620 – *mm*–Schacht einsetzbar; zwei weitere (ca. 2300 und 2800 *mm* breit) werden mittels Kran durch extra dafür vorgesehene Spezialschächte (ca. 2000 · 4000 *mm*) eingesetzt bzw. ausgehoben.

Der besichtigte „Selbstläufer“ mit 2300 *mm* Breite wird in einem maulförmigen Kanal mit konstantem Querschnitt und einer Länge von 1300 *mm* eingesetzt. Der Kanal läuft durch den „Palmenpark“, wodurch aufgrund mangelnder Zugänglichkeit keine Möglichkeit einer Hochdruckspülung besteht. Nach Erfahrungen der Mitarbeiter reinigt die Düse eines HD-Fahrzeuges bei einem großen Kanal unvollständig: sie „sucht sich den leichtesten Weg aus“ und hinterlässt insbesondere an den Seiten Ablagerungen, welche zu schnelleren Sedimentationen und weiterer Ablagerungsneubildung führen. Der Spülwagen säubert den Kanal auf der gesamten Breite. Sein hohes Gewicht und eine obere Anschlagrolle halten ihn auf der Sohle. Bei hohen Fahrgeschwindigkeiten (infolge hohen Durchflusses,  $v > 50 \text{ mm/s}$ ) können die Sedimente auch überfahren werden. Im Ausnahmefall kann sich der Wagen wegen der nur mittig angeordneten Oberrolle schief stellen und einseitig die Sedimente überfahren. Selten tritt bei seitlichen Einläufen ein vollständiges Verkanten auf; der Wagen muss dann mittels Brechstange in die Spur zurückgesetzt werden.

Die Schachtklappe (2000 · 4000 *mm*) wird mittels Kran in drei Einheiten entfernt. Der Wagen wird in einem Einzelstück eingehoben und von den Arbeitern im Kanal justiert. Der Wagen ist komplett aus Edelstahl gebaut. Der Schild ist nach hinten geneigt und der Spülspalt ca. 80 – 100 *mm* hoch. An den Seiten des Schildes sind 10 *mm* dicke Gummiprofile zur Abdichtung befestigt. Diese werden nach drei bis vier Einsätzen ausgetauscht. Die Arbeiter schneiden sie mithilfe von Pappschablonen selber nach.

Auf dem Schild sind zwei Klappen eingebaut, welche einen erhöhten Durchfluss ermöglichen. Die Seitenführungen werden durch wenige Handgriffe nach dem Einhub

montiert. Der Wagen wird mittels Stahlrohr oder Brechstange vorgeschoben und ausgerichtet. Die seitlichen Führungen werden ausgefahren und durch Schraubenschlüssel fixiert. Die seitlichen Führungen und die Oberrolle sind sehr steif gefedert. Es besteht 20 mm Spielraum zwischen Führung und Kanalwand auf jeder Seite.

Der Wasserstand bei Trockenwetterabfluss beträgt 300 bis 400 mm. Die Klappen werden geschlossen, um den Aufstau des Oberwassers zu ermöglichen. Die maximale zugelassene Aufstauhöhe zzgl. deren Überlaufhöhe, damit die Kanalarbeiter am Wagen von der aufgestauten Seite (von hinten) herangehen können, beträgt 1200 – 1300 mm. Bei Starkregenereignissen verbleibt der Wagen mit offenen Klappen im Kanal, ohne weitere besondere Bremsvorrichtungen zu betätigen. Ein Zurücksetzen nach dem Regenabfluss ist wegen des erheblichen Gewichtes nicht möglich.

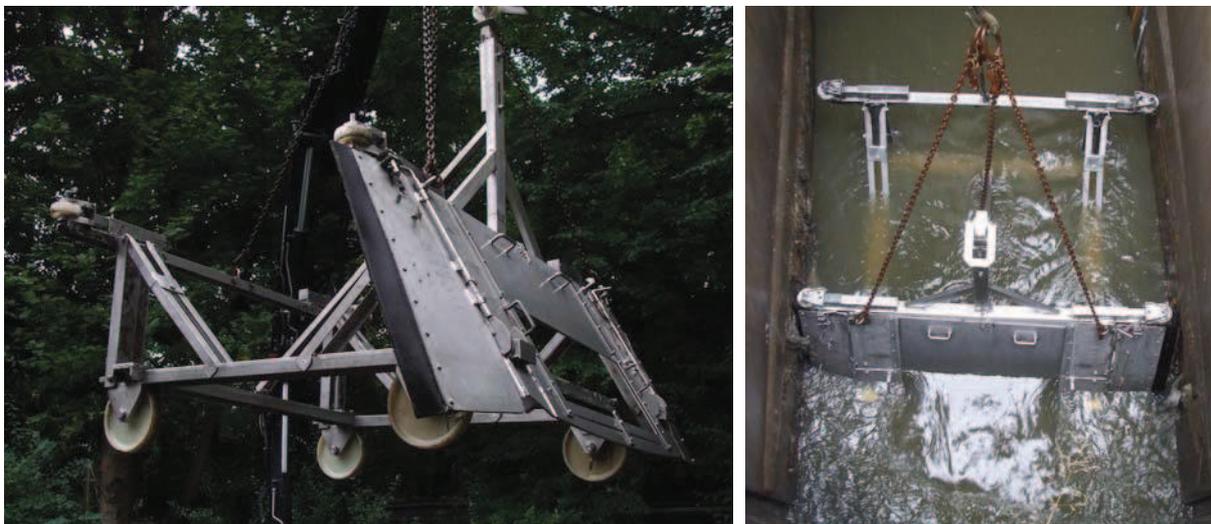


Abbildung 3.6: Einhub (links) und Ausrichtung (rechts) des Leipziger Kanalspülwagens für Maulprofil DN 2100/2300 mm.

Der Wagen fährt vollkommen autark und wird zwei bis dreimal pro Tag von den Kanalarbeitern kontrolliert. Falls er sich verhakt, wird er nach Öffnen der Klappen mit einer Brechstange freigerückt. Durch die zwei Öffnungsklappen wird die Aufstauhöhe und somit die Fahrgeschwindigkeit teilweise gesteuert. Nach ca. acht Tagen ist der Wagen durch den ganzen Kanalabschnitt gefahren (Fahrgeschwindigkeit 2 mm/s). Am Ende des Kanals ist ein Holzquerriegel angebracht, welcher den Wagen stoppt. Ungefähr 5 bis 10 m danach ist ein Sandfang angeordnet, aus welchem das Räumgut abgesaugt wird. Der kleine Wagen schiebt ein rechtwinkliges Prisma mit einer Länge von 10 bis 15 m Ablagerungen vor sich her. Der große Wagen soll nach Angaben des zuständigen Mitarbeiters, ein Räumgutprisma von bis zu 40 m Länge und von ca. 800 bis 1000 mm Höhe schieben können. Nach Aussagen des Mitarbeiters enthalten die Sedimente einen hohen organischen Anteil und besitzen eine schlammige Konsistenz. Nur selten müssen während des Reinigungsprozesses zwischendurch Ablagerungen

abgesaugt werden. Zur Bestimmung des Einsatzzeitpunktes werden die Ablagerungshöhen im zwei-Wochen-Rhythmus gemessen und in ihrer zeitlichen Entwicklung protokolliert. In der Regel wird der Wagen erst eingesetzt, wenn durchschnittlich 200 bis 300 *mm* Ablagerungen im Kanal registriert werden.

Die Kanalnetzbetreiber sind sich über die Wirtschaftlichkeit dieser Reinigungsmethode bewusst und erneuern das Kanalnetz in Hinsicht auf einen erweiterten Einsatz der genannten Reinigungsmethode. Beim Kanalausbau werden Sandfänge sowie Ein- und Aushubschächte geplant und umgesetzt. Bei der Erneuerung von Kanalabschnitten werden diese mit einheitlich großen Querschnitten vorgesehen, um einen Einsatz des Stauwagens zu ermöglichen (Aussage vom Kanalnetzbetreiber). Durch ein Umdenken seitens der Betreiber kann somit das Kanalnetz so weiterentwickelt werden, dass ein weitgehender Einsatz von Niederdruckreinigungsgeräten erzielt werden kann.

### 3.1.7 Magdeburg

Die Städtischen Werke Magdeburg GmbH setzen in der Landeshauptstadt Magdeburg zur Reinigung ausgewählter begehbarer Kanäle selbstfahrende Reinigungsgeräte ein. Zu den wichtigen Randbedingungen für den Einsatz des Spülapparates gehört eine ausreichende Wasserführung sowie eine entsprechende Tiefenlage des jeweiligen Kanals ohne Rückstauprobleme beim Einstau von Teilabschnitten des Kanalnetzes. Sind diese Voraussetzungen nicht erfüllt, kann einerseits nicht der erforderliche Druck aufgebaut werden, um ein effizientes Arbeiten des Spülgerätes zu ermöglichen, andererseits ist bei zu geringer Tiefenlage nicht genügend Rückstauvolumen vorhanden. Diese Reinigungsmethode wird noch heute eingesetzt, da sie besonders wirtschaftlich ausfällt und die obengenannten Randbedingungen der Kanalführung vorhanden sind. Magdeburg hat 300 *km* Kanal, 40 Prozent davon werden mit diesem System gereinigt. Die Stauwagen werden in ausgewählten Mischwasserkanalabschnitten eingesetzt. Es handelt sich um ein Maulprofil *DN* 1330/2000 *mm* und ein Eiprofil *DN* 1000/1500 *mm* aus Mauerwerk, welche ein durchschnittliches Sohlgefälle von ca. 0,05 Prozent aufweisen. Der mittlere Trockenwetterabfluss beträgt  $Q_{TW} \approx 145 \text{ l/s}$  bei einer mittleren Fließgeschwindigkeit von 0,57 *m/s*. Eine Sedimentanalyse ergab eine mittlere Korngröße von  $d_{50} = 0,6 \text{ mm}$ . Die Ablagerungshöhen betragen in der Regel ca. 200 *mm*. Bei den eingesetzten Geräten handelt es sich um überströmte Schilde, welche keine weiteren Spalte aufweisen. Vor wenigen Jahren wurden sie erneuert und aus Edelstahl nachgebaut.

Das Reinigungsgerät fährt autark und wird in regelmäßigen Abständen von den Mitarbeitern kontrolliert. Am Spülapparat für das Maulprofil *DN* 1330/2000 *mm* können nur die mitgeführten Gewichte aufgestockt oder ausgebaut werden. Am Räumgerät für das Eiprofil *DN* 1000/1500 *mm* besteht zusätzlich die Möglichkeit, die Breite des Spülschildes zu variieren. Das Absaugen von Ablagerungen/Sedimenten ist nur im Ausnahmefall (z. B. bei schweren Ablagerungen durch Bautätigkeit) erforderlich. Es existieren abschnittsweise Sandfangkanäle, woraus in bestimmten Zeitabschnitten die Ablage-



Abbildung 3.7: Links - Stauwagen für Eiprofil  $DN\ 1000/1500\ mm$  (variabel). Rechts - Stauwagen für Maulprofil  $DN\ 1330/2000\ mm$  (Fotos: Städtische Werke Magdeburg GmbH).

rungen abgesaugt werden. Im Normalfall werden Ablagerungen bis zum nachgeschalteten Sandfang gespült und dort automatisch mittels Krananlage und Greifer entfernt. Die jeweilige Fahr- bzw. Reinigungsgeschwindigkeit ergibt sich aus dem Verschmutzungsgrad sowie dem Wasseranfall (Wetterlage) und ist dementsprechend variabel.

Während des Einbaus und am Ende des Reinigungsabschnittes sowie bei einem Regenereignis wird im Schacht ein Vierkantholz quer in das Gerinne eingesetzt, wodurch der Spülwagen am Weiterfahren gehindert wird.

### 3.1.8 Mönchengladbach

Voraussetzungen für den Einsatz des Stauwagens in Mönchengladbach sind ein mäßiger Trockenwetterabfluss zur Montage, keine allzu großen Räumgutmengen (vor allem mineralischen Ursprungs) und der Einsatz einer Winde, um das Räumgerät unter Kontrolle zu halten. Die Niederrheinische Versorgung und Verkehr AG (NVV AG) in Mönchengladbach setzt dieses Verfahren in einem Sammler Kastenprofil  $DN\ 2100/1650\ mm$ , in einem Kreisprofil  $DN\ 1000\ mm$  und in einem Sammler Eiprofil  $DN\ 600/900\ mm$  ein.

Die Kanäle haben bei Trockenwetter jeweils einen Füllstand von 50 Prozent des Kanaldurchmessers, das Sonderprofil ist ca.  $300\ mm$  hoch gefüllt. Die Leitungen haben ein Gefälle zwischen  $0,02$  und  $0,15\ \%$ . Da die Kanäle hydraulisch günstig (mit ausreichender Neigung) verlegt sind, reicht es in der Regel aus, die Leitungen frühestens nach zwei Jahren zu kontrollieren und dann nach Erfordernis zu reinigen. Ab ca.  $150\ mm$  Ablagerungen wird eine Reinigung durch den Stauwagen angeordnet.

Das Gerät besteht aus zwei düsenförmigen Rohren, welche zugleich das Fahrgerüst bilden. Vorn und hinten werden die zwei Stahlwände an den Rohren angebracht, wodurch sich der Wasseraufstau und die Stabilität des ganzen Systems ergeben. Das Gerät wird von einem Drahtseil an einer Winde gehalten und befährt mit vorgegebener Windengeschwindigkeit den Kanal. Die Entnahme von Räumgut erfolgt am jeweils



Abbildung 3.8: „Iltis“ für den Einsatz im Kastenprofil 2100/1650 mm (Foto: NVV AG Mönchengladbach).

nächsten Zustiegsschacht mittels Saugfahrzeugen. Während das Reinigungsgerät in der Kanalhaltung läuft, sollte sich nach Möglichkeit niemand in der Haltung aufhalten. Bei prognostizierten Regenereignissen wird der Wagen durch einen vertikalen Pfosten gesichert. Bei plötzlichem Unwettereinbruch sollte der Kanal nicht mehr betreten werden und das Drahtseil muss den Wagen allein halten.

### 3.1.9 München

Im Münchner Kanalnetz werden Spülschilde (örtlich auch „Hunt“ genannt) noch in vereinzelt Kanälen bei Ei-Profilen mit Durchmesser  $DN$  1200/1800 mm und größer eingesetzt. Der mittlere Trockenwetterwasserstand beträgt ca. 500 mm, mit einer Fließgeschwindigkeit von ca. 5 m/s. Die Ablagerungshöhen betragen ca. 200 mm, mit einer Korngröße von 0,1 mm bis 36 mm.

Der Wagen reinigt mit einer Fahrgeschwindigkeit von ca. 5 bis 10 m/min (entspricht ca. 80 bis 160 mm/s), mit einer Aufstauhöhe von 200 bis 700 mm. Eine Mitarbeiterkolonne von drei bis vier Mann begleitet ständig den Wagen und stellt die Schildbreite während der Reinigung ein. Das Räumgut wird in jedem Seitenschacht (maximale Räumlänge = Haltungslänge) zwischengelagert und später durch ein Saugfahrzeug beräumt.



Abbildung 3.9: „Hunt“ für den Einsatz im Eiprofil  $DN\ 1200/1800\ mm$  (Foto: Stadtentwässerung München).

Der Einbau erfolgt mit Hilfe mehrerer Mitarbeiter und der Wagen wird zwischenzeitlich durch ein Seil am Schacht gesichert. Bei Regenwetter besteht ein zu großes Risiko und es ist somit kein Arbeiten mit dem Spülschild möglich. Die Arbeiter sichern den Wagen durch ein Seil oder eine Kette am Schacht und verlassen schnellstmöglich den Kanal.

### 3.1.10 Wien

Der in Wien noch in Verwendung befindliche Schwemmwagen wird nur noch bei einem Kanalprofil mit einem Profildurchmesser von  $DN\ 1900/1800\ mm$  verwendet. Dieser Kanalabschnitt hat eine Länge von ca.  $3\ km$ . Die Arbeitsmannschaft setzt sich aus einem Vorarbeiter und drei Kanalarbeitern zusammen. Alle  $100$  bis  $250\ m$  werden die Ablagerungen über die Einstiegsschächte abgesaugt. Insgesamt werden bei der Räumung ca.  $3,5\ t$  Schwermaterial zu Tage befördert. Die Fahr- und Räumgeschwindigkeit ist ungefähr vergleichbar mit der Schrittgeschwindigkeit (ca.  $200\ mm/s$ ). Der Schwemmwagen wird in der betriebslosen Zeit mittels Bremse fixiert und der Schild geöffnet, um einen möglichen Regenwetterabfluss zu gewährleisten. Bei prognostizierten Regenfällen wird der Schwemmwagen vorab ausgebaut.



Abbildung 3.10: „Hunt“ für Maulprofil  $DN\ 1800/1900\ mm$  (Foto: Wien Kanal).

### 3.1.11 Zusammenfassung und Schlussfolgerungen

In Tabelle 3.1 und 3.2 sind die gesammelten Erfahrungen der Kanalnetzbetreiber zusammengefasst und tabellarisch aufgelistet.

Die meisten Kanalnetzbetreiber setzen die Technologie der Stauwagenreinigung vorwiegend wegen der ökonomischen Vorteile dieses Verfahrens ein. Ein weiterer Grund ist die nicht vorhandene Anfahrbarkeit der zu reinigenden Kanalhaltungen durch die Hochdruck-Schwerfahrzeuge. Zwei weitere bedeutende Probleme, welche von nur wenigen Betreibern angeführt wurden, sind der nicht zufriedenstellende Reinigungserfolg der HD-Reinigung bei großen Profilen und die Schadensbildung bei empfindlichen Mauerwerkskanälen durch einen HD-Einsatz. In manchen Städten wird die Niederdruckspülung eingesetzt, weil die Kanäle günstig verlegt sind, da eine Niederdruckreinigung geschichtlich beim Kanalbau mitberücksichtigt wurde. Als Nebenargument für den Einsatz der Reinigungsmethode durch Stauwagen gilt die nicht mögliche HD-Reinigung im Winter bei niedrigen Temperaturen, welche das Gefrieren des Wassers im HD-Tank mit sich bringen würden.

Von den befragten Kanalbetreibern werden insgesamt noch ca.  $650\ km$  Kanal mittels dieses umweltfreundlichen Verfahrens gereinigt. Es zeigt sich aber, dass die meisten Städte dieses Verfahren nur in wenigen Abschnitten einsetzen und diese Methode längst nicht mehr als Standardverfahren genutzt wird. Der Einsatz erfolgt v. a. bei Eiprofilen von  $DN\ 800$  bis  $DN\ 2000\ mm$ , Maulprofilen von  $DN\ 1000$  bis  $DN\ 2800\ mm$ , begehbaren Kreisprofilen und Sonderprofilen wie z. B. Kastenprofilen. Diese weisen alle ein sehr geringes Sohlgefälle auf ( $I = ca.\ 0,2\ ‰$ ) und neigen somit zu einer sehr hohen

Tabelle 3.1: Zusammenfassung der Erfahrungen und Kommentare von den befragten Kanalnetzbetreibern (Teil 1 - Berlin, Bremen, Dresden, Halle und Karlsruhe).

Kanalnetzbetreiber	Berlin	Bremen	Dresden	Halle	Karlsruhe
Prinzip	Unterspülung	Ittis	Unterspülung	Ittis	Überspülung
Warum wird dieses Reinigungsverfahren noch heute eingesetzt?	keine Anfahrt mit HD möglich; HD nicht verfügbar; Kanalabschnitte ohne Schacht; als Demonstrationszweck	keine Anfahrt mit HD-Fahrzeug ist möglich	kostengünstig; keine zufriedenstellenden Reinigungsergebnisse mit der HD-Reinigung bei Großprofilen	kostengünstig; Randbedingungen sind vorhanden	kostengünstig; keine andere Möglichkeit ist vorhanden
Größen und Gefälle der bereinigten Kanalquerschnitte	Maulprofil 2000/2200 mm; Sohlgefälle 0,3 ‰	Eiprofil DN von 1200 bis 1800 mm	Haubenprofil von 1600/1540 bis 3200/3080 mm; Haubenprofil 2000 – 1500 mm; Sohlgef. 0,01–1 ‰	U-Profil 2100/2300 mm; Eiprofil 3000/2000 mm; Sohlgef. 0,04 ‰	Kreisprofil DN 800 bis DN 2000 mm
Bereinigte Länge	ca. 0,2 km	ca. 5 km	ca. 28 km	ca. 10 km	ca. 84 km
Aufstauhöhen	1,24 m	1,00 m	0,70 bis 0,90 m	1,30 bis 1,60 m	1,00 bis 1,30 m
Mittl. Durchfluss	ca. 400 mm	ca. 200 mm bis 300 mm	0,50 m <sup>3</sup> /s	k. A.	Zuleitung von Abwasser
Ablagerungshöhen	ca. 200 mm	k. A.	200 bis 400 mm	200 bis 600 mm	< 200 mm
Ablagerungsart	feste Ablagerungen	k. A.	$d_{10\%} = 0,2 \text{ mm};$ $d_{50\%} = 0,8 \text{ mm};$ $d_{90\%} = 2 \text{ mm}$	$d$ von 1 bis 600 mm	k. A.
Saugabschnitte	abhängig von der Ablagerungshöhe	am Ende des Kanals	am Sandfang + wenn der Wagen sich verfängt	nach Abschnitten ausgebaggert $L_{max} = 3 - 4 \text{ km}$	k. A.
Reinigungsfahrt mit oder ohne Begleitung	der Wagen fährt allein und wird regelmäßig kontrolliert	in der Regel allein; in einem Kanal mit Winde gehalten	ständige Begleitung durch vier Kanalarbeiter	durchgehend unter Begleitung, nachts verkeilt	ständige Sichtbegleitung von den Schächten
Betriebsgeschw.	3 mm/s	2 bis 4 mm/s	30 – 150 mm/s	0,5 – 5 mm/s	k. A.
Befestigung während des Einsetzens	der Wagen wird mit einer Kette an einem Steigeisen befestigt	ein Kanalarbeiter hält den Wagen mit dem eigenen Gewicht	es werden keine Vorkehrungen getroffen	der Schieber auf dem Stauschild ist geöffnet	eine Querlatte wird in einer Einsparung verkeilt
Befestigung am Ende des Kanals	Seitenklappen öffnen + mit Kette am Steigeisen befestigt	k. A.	der Wagen fährt in den Sandfang hinein	ein Kanalarbeiter öffnet den Schieber	eine Querlatte wird in einer Einsparung verkeilt
Befestigung während eines Rege- nereignisses	der Wagen wird gegen die Kanalwand verkeilt + Schieber geöffnet + evtl.: Wagen zurückgesetzt	keine Vorkehrungen werden getroffen; danach evtl. Wagen wird zurückgesetzt	es werden keine Vorkehrungen getroffen	Schieber wird geöffnet und der Wagen wird durch einen Balken verkeilt	wenn Zeit vorhanden ist, wird der Wagen durch eine Querlatte verkeilt

Tabelle 3.2: Zusammenfassung der Erfahrungen und Kommentare von den befragten Kanalnetzbetreibern (Teil 2 - Leipzig, Magdeburg, Mönchengladbach, München, Wien).

Kanalnetzbetreiber	Leipzig	Magdeburg	Mönchengladbach	München	Wien
Prinzip	Unterspülung	Iltis	Überspülung	Unterspülung	Unterspülung
Warum wird dieses Reinigungsverfahren noch heute eingesetzt?	kostengünstig; keine Anfahrt mit HD-Fahrzeug möglich	kostengünstig; Mauerwerkskanal; Randbedingungen sind vorhanden	k. A.	keine Anfahrt mit HD möglich; bei $-5$ bis $-10^\circ C$ ist HD-Einsatz nicht möglich	k. A.
Größen und Gefälle der bereinigten Kanalquerschnitte	Maulprofil 1000; 2300 und 2800 mm Breite	Eiprofil 1330/2000 mm; Mauerwerk 1000/1500 mm; Sohlgef. 0,5 ‰	Eiprofil 600/900 mm; Kreispr. DN1000; Kastenpr. 2100/1650; Sohlgef. 0,02 ‰–0,15 ‰	Eiprofil 1200/1800 mm	Maulprofil 1900/1800 mm
Bereinigte Länge	ca. 4 km	? ca. 520 km ?	k. A.	ca. 10 km	ca. 3 km
Aufstauhöhen	1200 – 1300 mm	900 – 1300 mm	k. A.	200 – 700 mm	1200 – 1400 mm
Mittl. Durchfluss	ca. 500 m	0,145 m <sup>3</sup> /s	Füllstand 50 %; Sonderp. 300 mm	ca. 500 mm	k. A.
Ablagerungshöhen	200 bis 300 mm	ca. 200 mm	ca. 150 mm	ca. 200 mm	150 bis 200 mm
Ablagerungsart	Sand und organische Sedimente	mittlerer Korndurchmesser $d_{50\%} = 0,6$ mm	k. A.	Korndurchmesser von 0,1 bis 36 mm	ca. 3,5 t Ablagerungen
Saugabschnitte	in der Regel keine auf 2,8 km	in der Regel nur am Sandfang	am nächsten Zustiegsschacht	an jedem Seitenschacht	an jedem Einstiegsschacht
Reinigungsfahrt mit oder ohne Begleitung	Wagen wird zweibis dreimal pro Tag kontrolliert	Wagen wird regelmäßig kontrolliert	Wagen wird von einer Seilwinde gehalten, ohne Begleitung	Kolonnen von drei bis vier Mitarbeiter begleiten den Wagen	wird ständig von vier Arbeitern begleitet
Betriebsgeschw.	ca. 20 mm/s	k. A.	k. A.	ca. 80 bis 160 mm/s	ca. 200 mm/s
Befestigung während des Einsetzens	die Schieber am Schild sind geöffnet	Wagen wird durch Vierkantholz am Schacht gehalten	ein vertikaler Pfosten wird eingebaut	der Wagen wird mit einem Seil am Schacht befestigt	Bremsen sind betätigt + Schieber ist geöffnet
Befestigung am Ende des Kanals	eine Holztraverse hält den Wagen auf	Wagen wird durch Vierkantholz am Schacht gehalten	ein vertikaler Pfosten wird eingebaut	der Wagen wird mit einem Seil am Schacht befestigt	Bremsen werden betätigt + Schieber wird geöffnet
Befestigung während eines Regenereignisses	die Öffnungen am Schild werden evtl. betätigt	Wagen wird durch einen Vierkantholz am Schacht gehalten	wenn Regenabfluss absehbar, wird vertikaler Pfosten eingebaut	bei Regen wird im Kanal nicht gearbeitet	Bremse betätigt + Schieber geöffnet + evtl. Wagen ausgebaut

und schnellen Ablagerungsbildung. Die meisten Kanalbetreiber ordnen eine Stauwagenreinigung erst an, wenn im Kanal ca. 200 bis 300 *mm* Ablagerungen vorhanden sind. Diese sind v. a. mineralischen Ursprunges mit Korngrößen zwischen 0,1 *mm* und 36 *mm*. Infolge örtlicher Baumaßnahmen müssen in vereinzelt Fällen Pflastersteine, Ziegelsteine und größere Steine manuell aus dem Kanal gefördert werden. Die vom Stauwagen gesammelten Ablagerungen werden je nach Betreiber an jedem Kanalschacht, am Sandfang oder erst am Ende der zu reinigenden Strecke abgesaugt oder ausgebaggert.

Die angewandte Reinigungstechnik ist von Betreiber zu Betreiber verschieden: es werden Schilde mit Unterspülung, Schilde, welche überströmt sind und Schilde mit eingebauten düsenförmigen Rohren („Iltis“) verwendet. Die Reinigungsgeschwindigkeit ist deutlich von der Ablagerungshöhe abhängig und somit sehr schwer zu verallgemeinern. Die angegebene Geschwindigkeit schwankt zwischen 0,5 und 200 *mm/s*. Um den Wagen während der Reinigung zu kontrollieren, wurden von den Kanalbetreibern verschiedene Methoden getestet und entwickelt: in Mönchengladbach wird z. B. der Reinigungswagen ständig an einem Drahtseil durch eine Seilwinde zurückgehalten; manche Betreiber sehen eine ständige Begleitung von Kanalarbeitern im Kanal als notwendig an, um den Wagen zu kontrollieren und eventuell abzubremsen, während andere eine kontinuierliche oder gelegentliche Sichtkontrolle durch die Einstiegsschächte vornehmen, um dann bei Störungen gezielt in den Kanal einzusteigen.

Auch bei der Handhabung der Reinigungsgeräte wird verschieden vorgegangen: die neueren Stauwagen werden durch Spezialöffnungen mittels Kran eingesetzt, während die älteren Geräte in Einzelstücken durch eine Schachtöffnung eingehoben und schließlich im Kanal zusammengebaut werden.

Bei Schichtenden oder bei Eintritt eines Regenereignisses sind bei allen Betreibern Sicherheitsvorkehrungen notwendig, wie z. B. Entlastungsklappen öffnen, ein Verkeilen des Wagens oder die Bremsvorrichtungen einstellen. In den meisten Fällen müssen die Kanalarbeiter zum Wagen in den Kanal absteigen und ihn gegen erhöhten Regenwetterabfluss sichern.

### 3.1.12 Diskussion und Fazit

Viele Kanalnetzbetreiber haben die erhöhte Wirtschaftlichkeit der Methode der Kanalreinigung durch Niederdruckverfahren erkannt und setzen sie heute erneut ein. Jeder Kanalnetzbetreiber hat hierfür eigene Systeme und eigene Geräte entwickelt. Es ist ersichtlich, dass einige generelle Probleme dieser Methode immer noch nicht oder nicht vollkommen gelöst wurden. Die Hauptprobleme, welche sich aus den Befragungen ergeben, sind:

- da der Wagen nur unter Begleitung einer Kanalarbeiterkolonne eingesetzt werden kann, muss mit ungesunden, schlechten sowie gefährlichen Arbeitsbedingungen für die Arbeiter gerechnet und entsprechend darauf gehandhabt werden,

- bei einer kontinuierlichen Begleitung des Räumgerätes durch Kanalarbeiter, sei es auf der Oberfläche oder im Kanal, ergeben sich sehr hohe Personal- und Arbeitssicherheitskosten,
- fehlende Automatisierung zur Kontrolle und Fernsteuerung,
- fehlende Bremsvorrichtungen für ein kontrolliertes Fahren,
- fehlende Entlastungssysteme für Regenwetterereignisse,
- teilweise schlechte Reinigungsergebnisse bei einem unkontrollierten und schnellem Fahren des Stauwagens,
- zu niedrige oder zu hohe Trocken- bzw. Regenwetterabflüsse,
- keine hydraulisch optimale Form des Wagens und des Schildes ist bekannt,
- fehlende Spezialschächte für den Einhub bzw. Aushub des Räumgerätes,
- fehlende Sandfänge, die am Ende des Reinigungsabschnittes angeordnet werden müssten,
- keine durchlaufenden, gleich großen Kanalprofile; der Stauschild muss gewechselt werden,
- scharfe Kurven in der Kanalführung (Wagen kommt nicht um die Kurve),
- kein Universalgerät für die Reinigung der Kanäle durch Niederdruckverfahren wurde bis jetzt entwickelt und vermarktet.

Durch das Einbauen von Bremsvorrichtungen und Regenentlastungsvorrichtungen auf den Reinigungsgeräten, kann eine konstante, sehr niedrige Fahrgeschwindigkeit erzielt und somit optimale Reinigungsergebnisse erreicht werden. Da diese Reinigungsmethode nach dem Einsetzen völlig fremdenergielos und ressourcenlos funktioniert - wenn eine kontrollierte Fahrweise gewährleistet wird - kann der Wagen längere Zeit im Kanal verweilen, um die Ablagerungen bis zum Sandfang zu schieben (vorausgesetzt, die Sedimente können immer vollständig remobilisiert und ausreichend weit transportiert werden).

Durch eine Automatisierung und Fernkontrolle wäre es möglich, auf eine Begleitung seitens einer Kanalarbeiterkolonne zu verzichten und diese nur bei Havarien einzusetzen. Dank einer Fernkontrolle aus der Zentrale des Kanalnetzbetreibers könnte beobachtet werden, wo der Wagen sich befindet und ob bzw. wie schnell er fährt. Bei Störfällen (z. B. wenn der Wagen mehrere Stunden oder Tage an derselben Stelle weilt) könnte eine Arbeiterkolonne, die bei anderen Tätigkeiten beschäftigt ist, aushelfen und

die Störung beseitigen. Die gefährlichen Arbeitsbedingungen zusammen mit den Kosten für eine kontinuierliche Begleitung würden somit entfallen bzw. deutlich verringert werden. Eine Serienproduktion solcher Standardreinigungsgeräte würde sehr niedrige Marktpreise mit sich bringen.

Mit dem Einsatz eines neuentwickelten Reinigungsgerätes in größeren Teilen des Kanalnetzes könnten die anfallenden Betriebskosten, die z. B. für die HD-Reinigung notwendig wären, eingespart werden. Durch diese Einsparungen könnten die notwendigen Spezialvorrichtungen und ggf. Sandfänge gebaut werden, um weitere Kanalabschnitte mittels Stauwagen kostengünstig und ökologisch zu reinigen.

## 3.2 Voraussetzungen für den Einsatz von Spülwagen zur Kanalreinigung

### 3.2.1 Geometrie des Kanalnetzes

Um einen möglichst kontinuierlichen Einsatz der Niederdruckkanalreinigung gewährleisten zu können, ist es vorteilhaft, dass die vorhandenen Abwasserkanäle einen konstanten Durchmesser sowie eine gleiche Form aufweisen. Dies würde es ermöglichen, den Stauwagen am oberen Kanalpunkt einzusetzen und ihn erst am Kanalende zu bergen, ohne mehrere manuelle Kanalanpassungen durch Schild-, Klappen- oder sogar Wagenwechsel durchführen zu müssen. Durch die Entwicklung des neuen Stauwagens nach dem Baukastenprinzip ist es möglich, den Wagen selbst in Kanälen von einem Durchmesser  $DN\ 1500\ mm$  bis zu  $DN\ 3200\ mm$  einzusetzen. Als Einstellungsparameter können mehrere Schilde mit verschiedenen Größen am selben Wagen montiert werden, um eine optimale Profilanpassung für das gesamte Durchmesserspektrum zu gewährleisten (vgl. Abbildung 3.11).

Kritische Stellen bilden enge Kanalkrümmungen (lokaler Richtungswechsel  $> 45^\circ$ ), durch die der Wagen nicht selbständig fahren kann. Diese werden bei begehbaren Profilen ( $DN \geq 800\ mm$ ) mit hohen Krümmungsradien ausgeführt, sodass dies in den meisten Fällen nicht zur Einschränkung des Betriebes führt.

Technische Kanaleinrichtungen im Hauptkanal wie Schieber, Spülklappen, Spülkammern usw. stellen ebenfalls relevante Punkte für diese Art der Kanalreinigung dar. Größere seitliche Einläufe mit erheblichen Zuflüssen würden nur bedingt den Reinigungsbetrieb stören, müssten jedoch einzeln im Detail begutachtet werden.

Es ist schließlich wichtig, dass bei der Kanalnetzplanung Rücksicht auf den geplanten Einsatz dieser Kanalreinigungsmethode genommen wird. Hierbei sollte versucht werden, die genannten Störelemente zu minimieren und bei Erneuerungen von alten Kanalquerschnitten eine durchgängige Kanalquerschnittsgröße ohne einragende Steuerungs- oder Bauteile herzustellen.

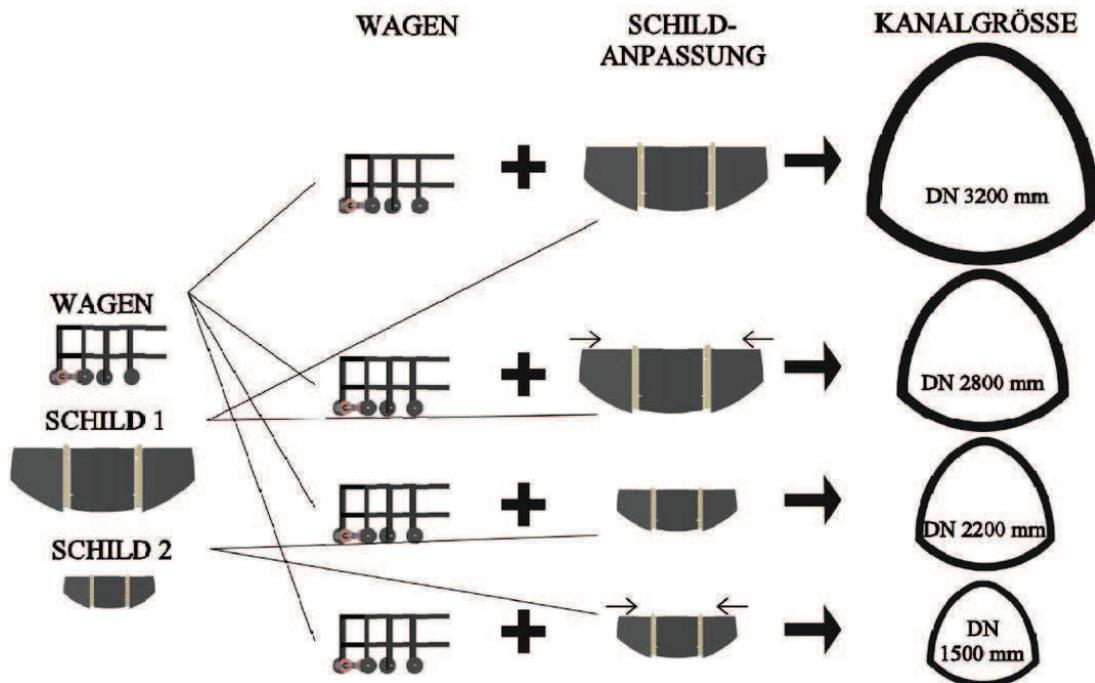


Abbildung 3.11: Kanalquerschnittsanpassung durch Baukastenprinzip - Durch Anbringung von Stauschildern mit unterschiedlicher Größe am selben Stauwagen kann er für ein weites Durchmesserpektrum eingesetzt werden.

### 3.2.2 Abflüsse und Wasserhöhen

Die Kanalreinigung mit Niederdruckspülverfahren erzielt die größte Reinigungswirkung bei hohem Oberwasser und niedriger Rückstauhöhe. Letzteres kann meist nicht willkürlich gesteuert werden und ist durch den Betrieb der Kläranlage, der nachfolgenden Pumpwerke oder Düker vorgegeben. Es stellen sich dadurch nur bei niedrigen Durchflüssen niedrige Wasser- bzw. Rückstauhöhen im Kanal ein. Dies ergibt jedoch einen Widerspruch; es muss versucht werden, hohe Oberwasserhöhen mit niedrigen Durchflüssen zu erzielen. Es soll somit gewährleistet werden, dass die Ausführung des Schildes nahezu „passgenau“ der Form des Kanales entspricht. Randgummis sollen die Bautoleranzen hinreichend abdichten.

Im untersuchten Abschnitt des Kanalnetzes der Dresdner Stadtentwässerung variieren die Wasserstände bei Trockenwetterabfluss zwischen 450 und 650 mm. Genauere Angaben zur Geometrie und Hydraulik des Untersuchungsabschnittes werden im Abschnitt 5.1.1 wiedergegeben. Die durch den Wagen erzwungene Aufstauhöhe sollte aus Sicherheitsgründen nicht größer als 1100 mm sein, sodass sich bei ungünstigsten Bedingungen ein Wasserspiegelunterschied vor und nach dem Wagen von mindestens

450 mm einstellt.

### 3.2.3 Einhub und Aushub des Stauwagens

Einige der vorhandenen Stauwagen werden per Hand durch einen Einstiegsschacht oder Sonderschacht mit eingeschränkten Abmaßen in Einzelteilen eingehoben und im Kanal zusammengebaut. Dieses Verfahren verursacht einen hohen Arbeitsaufwand, Einschränkungen der Einzelteilgrößen sowie deren Gewichts und vor allem nicht tolerierbare Arbeitsbedingungen hinsichtlich körperlicher Belastung und Arbeitsschutzes.

Für den Einsatz sowie Ausbau der neuen Stauwagengeneration müssen Sonderschächte gebaut werden oder vorhanden sein, welche es ermöglichen, den vollständigen Wagen oder eine beschränkte Anzahl von Einzelteilen des Wagens (Trennung zwischen Wagen und Schild) mittels Kran ein- bzw. auszuheben. Durch Kanalarbeiter wird der Wagen schließlich nur ausgerichtet und in Gang gesetzt.

An dieser Stelle muss erläutert werden, dass bei vielen Kanalnetzen solche Sonderschächte schon vorhanden sind, sei es als Sandfangbauwerke oder technische Hilfsbauwerke, sodass die Errichtungskosten für Sonderbauwerke meist entfallen werden.

## 3.3 Anforderungen an die neue Stauwagengeneration

### 3.3.1 Lastenheft neuer Stauwagen

Die neu zu entwickelnden Stauwagen sollen eine funktionssichere, arbeitsschutzkonforme und ressourceneffiziente gerätetechnische Lösung zur Reinigung großer Abwasserkanäle ( $DN > 1500 \text{ mm}$ ) darstellen. Dies wird durch eine Weiterentwicklung der historischen „Stauwagen“-Technologie realisiert.

Die konkreten Anforderungen an die neue Niederdrucktechnologie wurden in einer Arbeitsgruppe erarbeitet, welche von der Technischen Universität Dresden, der Stadtentwässerung Dresden sowie einer Entwicklungsfirma für Produkte, Systeme und Anlagen für die Wasserwirtschaft zusammengestellt war. Das Lastenheft wird im Folgenden dargestellt:

- Einsatzzweck: Mobilisierung und Transport mineralischer und organischer Ablagerungen in Kanalnetzen bis zu einem gut zugänglichen Entnahmepunkt. Dort wird das Material mit einem Saugwagen oder einer anderen geeigneten Technik entnommen. Die Gestaltung der vorhandenen Einsatz- und Entnahmebauwerke und die Entnahmetechnologie sind mit zu bedenken.

- Einsatzbereich des Testspülwagens: Altstädter Abfangkanal zwischen Weißeritzstraße und Flügelweg (Haubenprofile der Größe  $DN\ 2900/2780\ mm$ ,  $2920/2800\ mm$ ,  $3100/3000\ mm$ ,  $3200/3080\ mm$ ).
- Energie:
  - Nutzung der hydro-dynamischen Energie des im zu reinigenden Kanal aktuell abfließenden Abwassers,
  - kein Einsatz von Fremdenergie für den Reinigungsvorgang und die Bewegung des Kanalspülwagens,
  - ggf. Fremdenergie erforderlich für die Steuerung sowie Fernüberwachung des Spülwagens (Akku, Druckluft).
- Bewegung:
  - selbstfahrend,
  - Fahrgeschwindigkeit entsprechend dem Reinigungsfortschritt,
  - Konzipierung eines optimalen Bremssystems,
  - „Überfahren“ von Ablagerungen ist zu verhindern (ggf. durch Anbringung eines „Abstandshalters“),
  - selbstregelnde Einstellung einer maximal zulässigen Fahrgeschwindigkeit (ca.  $5 - 10\ mm/s$ , entspricht  $144 - 288\ m/Tag$  bei Acht-Stunden Reinigungsbetrieb),
  - Möglichkeit des Abbremsens des Wagens bis zum vollständigen Halt durch das Bedienpersonal,
  - Möglichkeit der sicheren Fixierung des Wagens durch Bedienpersonal für alle Durchflussverhältnisse,
  - spurstabil, kein Verkanten in Längs- und Querrichtung (insbesondere bei Unregelmäßigkeiten des Profils, Seiteneinläufen etc.),
  - Kurvenfahrt möglich,
  - unempfindlich gegen große Fremdkörper (Steine).
- Wirkung im Kanal:
  - möglichst vollständige Mobilisierung auch dicht gelagerter Ablagerungen,
  - keine Beschädigung der Bausubstanz der zu reinigenden Kanalabschnitte,
  - minimale Beeinträchtigung der Abflusskapazität des Kanals beim Auftreten eines Niederschlagsabflusses.

- Bedienung:
  - grundsätzliches Ziel:
    - \* minimaler Bedienungsaufwand, Einhaltung sicherheitstechnischer Standards.
  - Konkret:
    - \* Sonderschächte zum Einheben mittels Kran sind vorhanden,
    - \* schneller und komfortabler Aufbau des Wagens im jeweiligen Profil bzw. einfache Profilanpassung,
    - \* maximales Gewicht auf eine Tonne beschränkt,
    - \* Einstellung diverser Betriebsparameter (Bremskraft, Entlastungsklappe, Abstandshalter) zur Erreichung optimaler Spülwirkungen bzw. Fahrgeschwindigkeiten gemäß Vorgaben,
    - \* hydraulische Optimierung durch numerische Berechnungen und physikalische Versuche ist zu erzielen bzw. umzusetzen,
    - \* sichere Bedienung des Spülwagens durch das Bedienpersonal bis zu einem Wasserstand von ca. 1,1 m,
    - \* Bedienung, Geschwindigkeitsregelung muss gefahrlos möglich sein,
    - \* der Spülwagen sollte anbremsbar sein (insbesondere bei Aufenthalt vor dem Spülwagen). Hier kann es ggf. sinnvoll sein, dass die vor dem Wagen befindliche Person einen Nothalt erzwingen kann,
    - \* korrosionsfest (Edelstahl z. B. Werkstoff-Nr.: 1.4301),
    - \* möglichst wenige Verschleißteile; diese müssen schnell und kostengünstig austauschbar sein,
    - \* verzopfungsarme Konstruktionsgestaltung („Colani-Design“, Tropfenform),
    - \* möglichst einfache Reinigung zum Einsatzende.
  
- Remobilisierung von Ablagerungen
  - Einsatz ab einer Ablagerungshöhe von 100 bis 200 mm,
  - nachfolgende Absaugabschnitte sollen mindestens 2000 m Abstand zueinander haben,
  - im Idealfall spült der Stauwagen die Ablagerungen bis zum nächsten nachgeschalteten Sandfang,
  - bei Absaugabschnitten von 2000 m und durchgängig 100 mm Ablagerungshöhe (Kanaldurchmesser DN 3000 mm) müssen in etwa 145 m<sup>3</sup> mobilisiert werden,

- bei Absaugabschnitten von 2000 *m* und durchgängig 200 *mm* Ablagerungshöhe (Kanaldurchmesser *DN* 3000 *mm*) müssen in etwa 405 *m*<sup>3</sup> mobilisiert werden.
- Mess-, Steuerungs- und Regelungstechnik / Automatisierung:
  - automatische Anpassung der erforderlichen Bremskräfte am Wagen,
  - Entlastung der Aufstauklappe infolge zu hohen Durchflussaufkommens,
  - automatische Profilanpassung für kleinere Profiländerungen,
  - selbständige Mitteilung des Arbeitsstandortes sowie des Reinigungsfortschrittes zur Überwachungszentrale.

### 3.3.2 Einsatz des Stauwagens am Beispiel Dresdner

Am Beispiel des Dresdner Kanalnetzes wird die Kanalreinigung durch Stauwagen im Altstädter (14,6 *km*) und im Neustädter Abfangkanal (4,2 *km*) durchgeführt. Diese sind Transportkanäle, welche infolge der Entwicklung des Dresdner Kanalnetzes Anfang des 20. Jahrhunderts gebaut wurden, um die Hauptsammelkanäle abzufangen, die bis zu diesem Zeitpunkt ohne jegliche Reinigung direkt in die Elbe mündeten. Die zwei Kanäle verlaufen parallel zur Elbe und sind nur durch ein minimales Gefälle charakterisiert (i. d. R. von 0,1 ‰ bis 8 ‰). Es handelt sich um Haubenprofile ohne Trockenwetterrinne mit einem Querschnitt, welcher von *DN* 1420/1360 *mm* bis *DN* 3200/3080 *mm* variiert.

Zusätzlich zu den zwei Abfangkanälen wird ein kleinerer Stauwagen für verschiedene Hauptsammelkanäle (9 *km*) eingesetzt. Diese Art von Kanälen verlaufen im Dresdner Fall rechtwinklig zur Elbe und nehmen die lokalen Abwasserkanäle der jeweiligen Stadtviertel auf, um diese meist auf kürzestem Weg in Richtung Abfangkanal zu transportieren. Die Hauptsammelkanäle sind hauptsächlich Haubenprofile mit, und vereinzelt ohne, Trockenwetterrinne.

Von der Stadtentwässerung Dresden werden somit insgesamt ca. 28 *km* Abwasserkanäle mittels Spülwagen gereinigt.

In Abbildung 3.12 ist das Dresdner Kanalnetz mit den durch Stauwagen instandgehaltenen Reinigungsstrecken dargestellt. Die zurzeit eingesetzten und teils stark veralteten Spülwagen wurden bereits in Abbildung 3.3 dargestellt.

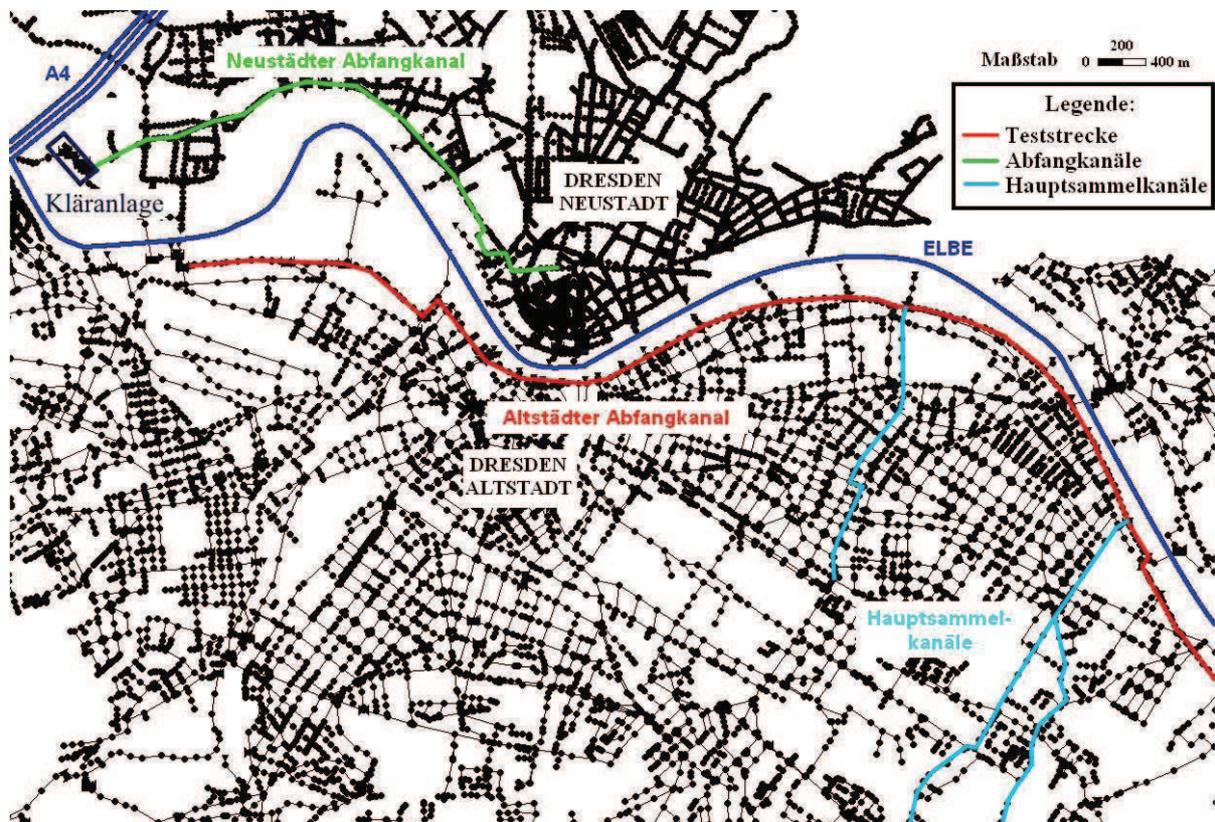


Abbildung 3.12: Dresdner Kanalnetz mit farblicher Hervorhebung der Kanalstrecken, welche durch die Stauwagentechnologie gereinigt werden [Auszug aus dem 1D-HN-Modell des Institutes für Siedlungs- und Industriewasserwirtschaft der TU Dresden].

# Kapitel 4

## Freispiegelabfluss und Sedimenttransport in teilgefüllten Kanalrohren

### 4.1 Strömung in offenen Gerinnen

#### 4.1.1 Fließformeln

Soweit kein Druckabfluss infolge Vollfüllung des Querschnittes herrscht, kann ein Abwasserrohr als offenes künstliches Gerinne betrachtet werden. Hierfür stehen mehrere Fließformeln zur Verfügung, um die Abhängigkeiten zwischen der Hangabtriebskomponente der Gewichtskraft und der Reibungskraft auf der Kanalwandung aufzustellen. Die meistbenutzte ist die empirische Fließformel nach Manning-Strickler

$$v_m = k_{St} \cdot r_{hy}^{2/3} \cdot I^{1/2} \quad (4.1)$$

in der

- $v_m$  [m/s] die mittlere Fließgeschwindigkeit,
- $k_{St}$  [ $m^{1/3}/s$ ] der Manning-Strickler-Beiwert als Ausdruck der Rauheit des Gerinnes,
- $r_{hy} = A_W/l_u$  [m] der hydraulische Radius als Quotient zwischen Fließquerschnitt und benetztem Umfang und
- $I$  [–] das Gefälle der Kanalhaltung sind.

Der Durchfluss ergibt sich schließlich aus dem Produkt von mittlerer Geschwindigkeit und Fließfläche  $Q = v_m \cdot A_W$  [ $m^3/s$ ].

Bei den neueren Rohrmaterialien (wie z. B. *PVC* oder *PE*) liegt die Oberflächenrauheit im extrem glatten Bereich ( $k = 0,1$  bis  $0,001 \text{ mm}$ ), sodass die Manning-Strickler-Formel nicht ohne weiteres angesetzt werden darf. In diesen Fällen ist der Einsatz der universellen Fließformel, ähnlich wie bei der Druckrohrströmung, notwendig

$$v_m = -4,0 \cdot \lg \left( \frac{f_g \cdot \nu}{8 \cdot r_{hy} \cdot \sqrt{2 \cdot g \cdot r_{hy} \cdot I}} + \frac{k/r_{hy}}{4 \cdot f_r} \right) \cdot \sqrt{2 \cdot g \cdot r_{hy} \cdot I} \text{ in [m/s]} \quad (4.2)$$

mit

- $f_g, f_r$  [-] zwei Formbeiwerte des Gerinnes nach Leske, W. 1970 (für Kreisrohre gilt  $f_g = 2,51$  und  $f_r = 3,71$ ),
- $\nu$  die kinematische Viskosität des Fluides  $\nu = 1,31 \cdot 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$  und
- $k$  die absolute Rauheit im Fall von PE-Rohren  $k = 0,007 \text{ mm}$  (laut Rohrerhersteller *Gerodur* 2013).

An dieser Stelle wird auf die Rohrhydraulik für den betrachteten Fall eingegangen. Bei einem Kanaldurchmesser von  $D = 0,591 \text{ mm}$ , einer Wassertiefe von  $h = 0,192 \text{ m}$  (mittlerer Wasserstand im Kanal laut Angaben der Stadtentwässerung Dresden) und einem Kanalgefälle von  $I = 0,0343$  Prozent ergibt sich

$$r_{hy} = \frac{A_W}{l_u} = \frac{D}{4} \cdot \left( 1 - \frac{\sin(\alpha)}{\alpha} \right) = \frac{0,591}{4} \cdot \left[ 1 - \frac{\sin(2,43)}{2,43} \right] = 0,108 \text{ m} \quad (4.3)$$

mit  $\alpha = 2 \cdot \arccos(1 - 2 \cdot h/D) = 2 \cdot \arccos(1 - 2 \cdot 0,192/0,591) = 138,9^\circ \cong 2,428 \text{ rad}$

$$\begin{aligned} v_m &= -4 \cdot \lg \left( \frac{2,51 \cdot 1,31 \cdot 10^{-6}}{8 \cdot 0,11 \cdot \sqrt{2 \cdot g \cdot 0,11 \cdot 0,000343}} + \frac{7 \cdot 10^{-6}/0,11}{4 \cdot 3,71} \right) \cdot \sqrt{2 \cdot g \cdot 0,11 \cdot 0,000343} \\ v_m &= 0,41 \text{ m/s.} \end{aligned} \quad (4.4)$$

Zur Gegenüberstellung erhält man bei der Anwendung der Manning-Strickler-Formel eine Geschwindigkeit von

$$v_m = k_{St} \cdot r_{hy}^{2/3} \cdot I^{1/2} = 100 \cdot 0,11^{2/3} \cdot 0,000343^{1/2} = 0,42 \text{ m/s.} \quad (4.5)$$

Es zeigt sich, dass die zwei verwendeten Methoden zur Ermittlung der Fließgeschwindigkeit nicht mit großen Abweichungen verbunden sind. Dies kommt jedoch nur zustande, weil niedrige Fließgeschwindigkeiten vorhanden sind. Durch Einsetzen der ermittelten Geschwindigkeit  $v_m$  [m/s] und des Fließquerschnittes  $A_W$  [m<sup>2</sup>] kann der Durchfluss ermittelt werden

$$A_W = \frac{D^2}{8} \cdot [\alpha - \sin(\alpha)] = \frac{0,591^2}{8} \cdot [2,42 - \sin(2,42)] = 0,077 \text{ m}^2, \quad (4.6)$$

$$Q = v_m \cdot A_W = 0,41 \cdot 0,077 = 0,032 \text{ m}^3/\text{s}. \quad (4.7)$$

Zum Vergleich kann mit einem Ordinatenwert von  $h/D = 0,192/0,5914 = 0,32$  aus Abbildung 4.1 ein Abszissenwert für die Geschwindigkeit von  $v_m = 0,42 \text{ m/s}$  gelesen werden. Der zu dieser Wasserhöhe zugehörige Durchfluss entspricht  $Q = 32,5 \text{ l/s}$ .

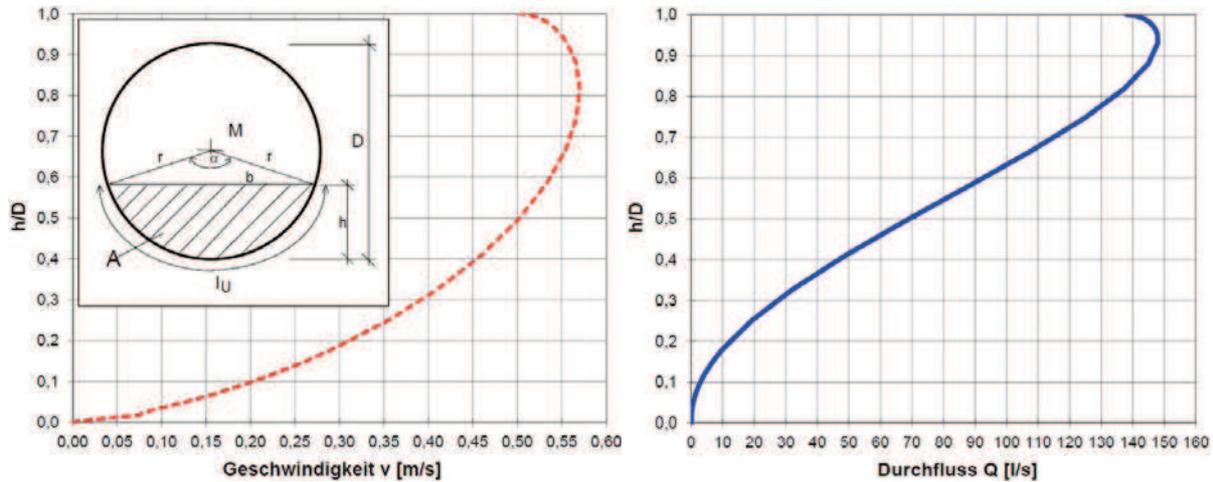


Abbildung 4.1: Hydraulische Kenngrößen für ein PE-Rohr mit Gefälle  $I = 0,0343 \%$ ; Durchmesser  $D = 591,4 \text{ mm}$ ; und Oberflächenrauheit  $k = 0,007 \text{ mm}$  (nach Aigner, D. 1996). Schlüsselkurve für die mittlere Fließgeschwindigkeit (links) und für den Abfluss (rechts).

#### 4.1.2 Geschwindigkeitsverteilungen im Querschnitt

In Abbildung 4.2 sind Ergebnisse einer dreidimensionalen hydro-numerischen Untersuchung (mehr dazu im Abschnitt 5.1) enthalten, welche die Geschwindigkeitsverteilung innerhalb des Fließquerschnittes darstellen.

Es zeigt sich eine hohe Übereinstimmung ( $v_{max} = 0,45 \text{ m/s}$  und  $v_{med} = 0,43 \text{ m/s}$ ) mit den analytisch ermittelten mittleren Geschwindigkeiten nach Gleichung 4.4 und 4.5. Wegen der niedrigen Wandrauheit der neuen Kanalrohre kann die Geschwindigkeit im Rohr über den gesamten Fließquerschnitt mit Ausnahme des unmittelbaren Randbereiches (etwa  $40 \text{ mm}$ ) des Querschnittes nahezu konstant angenommen werden. An der Darstellung kann weiterhin beobachtet werden, dass nur die ersten  $5 \text{ mm}$  im Kanalrandbereich Geschwindigkeiten  $\leq 0,25 \text{ m/s}$  aufweisen.

Lediglich die Form des Fließquerschnittes führt zu Geschwindigkeitsgradienten innerhalb eines Querschnittes. In der Entwässerungstechnik werden jedoch meist parabel-, maul-, eiförmige und runde Rohrquerschnitte eingesetzt, welche die optimalen hydraulischen Fließbedingungen aufweisen, sodass auch hier von einem gedrungenen und konstanten Geschwindigkeitsprofil ausgegangen werden kann. Nur in Sonderfällen wie

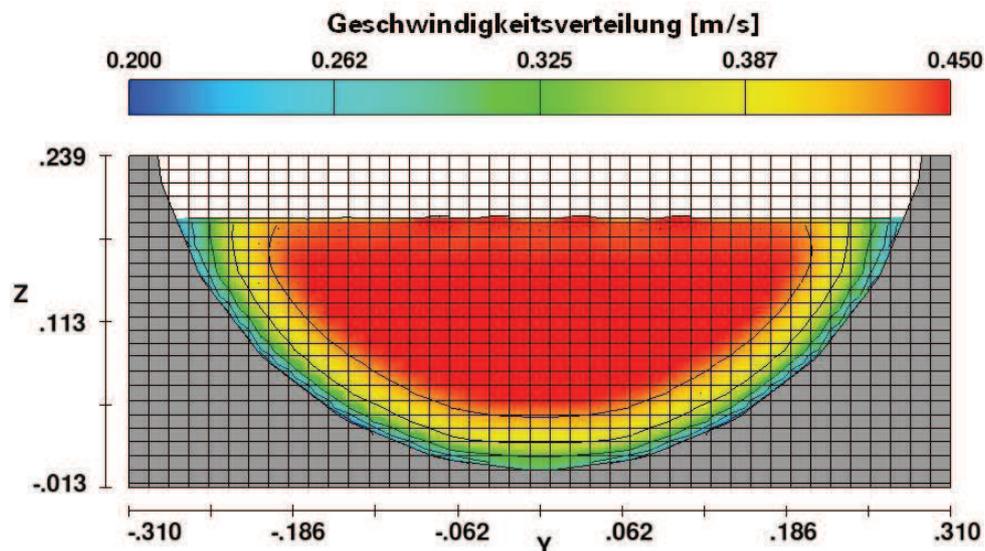


Abbildung 4.2: Geschwindigkeitsverteilung im kreisförmigen Querschnitt bei sehr glatten Kanalmaterialien ( $k = 0,007 \text{ mm}$ ) und mittleren Abflussbedingungen (aus der Berechnung mit *FLOW – 3D*<sup>®</sup>).

bei historischen Bauwerken kann es vorkommen, dass Rechteckprofile aus Mauerwerk oder Gestein immer noch zum Einsatz kommen. In diesen Fällen treten unausgewogenere Geschwindigkeitsverteilungen über die Fließfläche auf.

Es kann vorab geschlussfolgert werden, dass bei neuen Kanalwandungsmaterialien die Wandrauheiten extrem gering sind und es nur erschwert zur Ablagerungsbildung kommt. Setzen sich jedoch an einer Stelle im Kanal die ersten Ablagerungen ab, so erhöht sich die Rauheit um ein Vielfaches (die Rauheit der obersten Schicht der Ablagerungen ist dann maßgebend) und die Ablagerungsbildung nimmt stark zu. Bei historischen Kanälen kann es infolge der bestehenden hohen Rauheit leichter zu Ablagerungsbildung kommen, welche progressiv mit der Zeit zunimmt. Auf den Feststofftransport in der Kanalisation wird in den nächsten Abschnitten näher eingegangen.

## 4.2 Feststofftransport in der Kanalisation

### 4.2.1 Unterschiede zwischen fluvialem Feststofftransport und Feststofftransport in der Kanalisation

Der Feststofftransport in Abwasserkanälen ist dem Sedimenttransport in Flüssen und Gewässern ähnlich. Die wesentlichen Unterschiede zum Feststofftransport der Fließgewässer sind:

- Sohlrauheit der Kanalrohre ist bis zu 1000-mal kleiner (*PE* bzw. *PVC* absolute Rauheit  $k_{PE} = 0,007 \text{ mm}$  bzw.  $k_{PVC} = 0,015 \text{ mm}$ ) als bei typischen Gewässersohlen ( $k = 2000 \text{ mm}$  für Wildbach bis,  $k = 8 \text{ mm}$  für ein feinsandiger Flussbett),
- hydraulisch günstigere Profile, da die Kanäle ei-, kreis- und maulförmig sind,
- seitliche und untere Erosionsbegrenzung durch Profilsohle bzw. Kanalwandung,
- kein erodierbarer Untergrund; es besteht eine feste Sohle (Kanalsohle), worauf sich die Ablagerungen absetzen. Die oberste Schicht der Ablagerungen verhält sich schließlich als bewegliche Sohle,
- die Ablagerungen in ihrer Gesamtheit können als „Transitgeschiebe“ betrachtet werden,
- die bewegliche Sohle kann sowohl aus mineralischen als auch aus organischen Feststoffen bestehen, was bei einer Konsolidierung der Ablagerungen zum erhöhten Erosionswiderstand infolge der inneren Gefügestruktur führt,
- Konsolidierungen zu verschiedenen Zeiten bewirken einen stratigrafischen Sohl-  
aufbau der Ablagerungen, wobei generell die tieferen Schichten widerstandsfähiger sind,
- lokale scharfe Krümmungen oder Aufweitungen, zahlreiche seitliche Einläufe,
- bei Starkregenereignissen kann sich teilweise Druckabfluss einstellen,
- generell niedrigere Sohlneigungen der Haltungen, welche sich an den Kanalnetz-  
knoten sprunghaft ändern können,
- Abwasser ist teilweise stark verschmutzt und besitzt veränderte Fließeigenschaften.

Im Folgenden werden die Sedimenttransportprozesse als fluviale Prozesse betrachtet und dargestellt. Die hier aufgezählten Unterschiede im Abwasserbereich werden an den entsprechenden Stellen mitberücksichtigt und eingebunden.

## 4.2.2 Feststofftransportprozesse

Wie bereits im Abschnitt 2.1.1.1 beschrieben, handelt es sich bei in Kanälen abgeleitetem Abwasser nur selten um eine reine und homogene Flüssigkeit (vgl. auch Abschnitt 4.2.3). Im Abwasser befinden sich unterschiedliche Fraktionen gelöster, suspendierter und fester Partikel oder Fremdkörper. Das Wasser-Feststoffgemisch bewirkt

somit verschiedene Transportvorgänge. Als gesamter Feststofftransport wird die Summe aller jeweiligen Anteile bezeichnet.

Je nach Dichte und in Abhängigkeit vom Turbulenzgrad der Strömung bewegen sich unlösliche Flüssigkeiten und Fette (Öle, Kraftstoffe u. Ä.) im Wasser oder sie treiben auf der Wasseroberfläche („Geschwemsel“ oder „Schwimmfracht“).

Die wasserlöslichen Stoffe (Chemikalien, Mineralstoffe usw.) lösen und vermischen sich im Abwasser (fluvialer Transport der Ionen, der Moleküle oder der Atome in Lösung - „Lösungsfracht“).

Die leichten und feineren Feststoffpartikel können vom Wasser in Suspension gehalten und mit der Strömung mitgetragen werden. Hier wird unterschieden, ob diese sich nur wegen der Strömung in Suspension befinden („Spülfracht“) oder ob diese unendliche Absetzgeschwindigkeiten aufweisen („Suspensionsfracht“). Im Folgenden werden diese nicht differenziert und zusammenfassend als „Spülfracht“ bezeichnet. Größere Feststoffe wie grober Sand, Gestein, Schutt usw. werden auf der Kanalsohle rollend, springend oder gleitend kanalabwärts getrieben („Bodenfracht“ oder „bed load“ Transport).

Die Abbildung 4.3 veranschaulicht die verschiedenen Feststofftransportmechanismen von Lockermaterial in einem Fließgewässer.

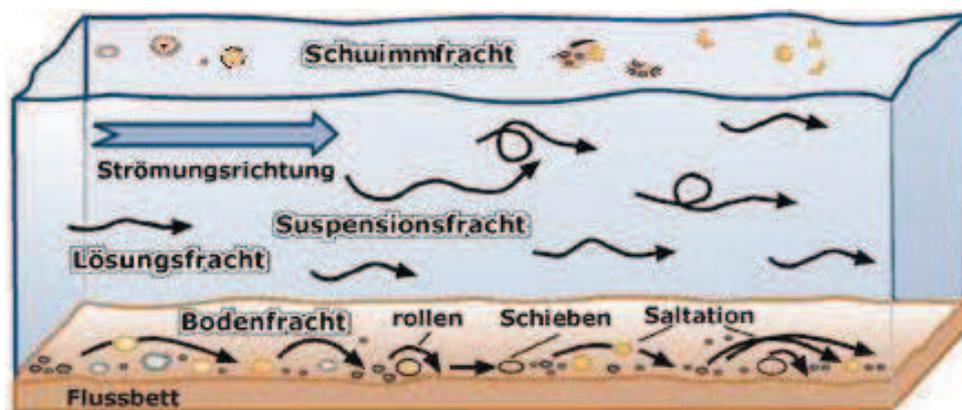


Abbildung 4.3: Fluviale Transportmechanismen von Lockermaterial (nach Christopher, R.W. 1994).

Unter Beachtung der im vorigen Abschnitt beschriebenen Unterschiede zum fluvialen Transport können diese Feststofftransportvorgänge genauso in der Kanalisation unterstellt/vorausgesetzt werden.

Zusammenfassend ist die Feststofftransportkapazität von Abwasserkanälen im We-

sentlichen von folgenden Parametern abhängig:

- die Dichte, die Zähigkeit, die Fließtiefe und -charakteristik des Fluides (schießender oder strömender Abfluss),
- die Korngrößen und -formen sowie die Dichten der Feststoffpartikel,
- die Transportvolumina und -konzentrationen von Feststoffen, welche im Abwasser enthalten sind und transportiert werden müssen,
- die Sinkgeschwindigkeit der Feststoffpartikel,
- die Sohl Schubspannung, die aufgrund der Strömung auf die abgesetzten und schwebenden Partikel einwirkt,
- die Gefügestruktur der Ablagerungen, vor allem bei verfestigten Ablagerungen,
- die Hubkraft (vom engl. auch Liftkraft genannt) und die Strömungskraft, welche durch die Strömung auf die einzelnen Partikel ausgeübt werden und diese aus der Kornstruktur hebt und
- weitere Faktoren biologischer Art, z. B. Änderungen der Oberflächenrauheit durch Bildung organischer Beläge auf der Sedimentschicht, Verkittung der Sedimentstruktur durch Mikroorganismen oder Flockungserscheinungen zwischen den organischen Partikeln (diese zuletzt genannten Faktoren werden in dieser Arbeit, wie im Abschnitt 2.1.1.4 angedeutet, nicht weiter in Betracht gezogen).

In den folgenden Abschnitten werden diese aufgelisteten Aspekte einzeln analysiert und für den ausgewählten Untersuchungsfall weiter vertieft (vgl. Kapitel 5).

### 4.2.3 Fluid

Es können keine Verallgemeinerungen zur Charakterisierung der Wassergütegrade in der Kanalisation getroffen werden, da die Fluideigenschaften vor allem von der Siedlungsart und -struktur abhängig sind. Wenn sich z. B. große Industriesiedlungen im Einzugsgebiet befinden und diese hohe Abwassermengen in die Kanalisation leiten, spiegelt sich die Abwassergüte der angeschlossenen Industrie deutlich im Abwasser wieder.

Um die hydraulischen Fließprozesse darzustellen, wird in der Siedlungs- und Industriewasserwirtschaft vereinfacht mit den physikalischen Eigenschaften des Frischwassers gearbeitet. Nur in Sonderfällen werden diese den gegebenen Eigenschaften angepasst (kinematische Zähigkeit und Dichte des Abwassers werden erhöht). Bei den vorliegenden Untersuchungen werden die physikalischen Eigenschaften der Fluide als Frischwasser wie folgt angenommen:

- mittlere Temperatur  $\vartheta = 10^\circ C$ , da die Reinigung i. d. R. wegen der konstanteren Abwasserbedingungen während der Wintermonate erfolgt;
- Wasserdichte von  $\rho_W = 999,7 \text{ kg/m}^3$ , eine dynamische Viskosität von  $\nu_W = 1,31 \cdot 10^{-3} \text{ Pa} \cdot \text{s}$  und eine kinematische Viskosität von  $\eta_W = 1,31 \cdot 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$ ;
- der Einfluss der Oberflächenspannung des Wassers von  $\sigma_W = 73,5 \cdot 10^{-3} \text{ N/m}$  kann bei den geführten Betrachtungen unberücksichtigt bleiben, weil die Fließ-tiefen um ein weites größer als die von der Oberflächenspannung induzierten Wasserspiegelschwankungen ausfallen.

Für die zweite Komponente (Luft), an der das abfließende Wasser im Freispiegelabfluss grenzt, werden eine Dichte von  $\rho_L = 1,25 \text{ kg/m}^3$  sowie eine dynamische Viskosität von  $\nu_L = 1,77 \cdot 10^{-5} \text{ Ns/m}^2$  zugrunde gelegt.

#### 4.2.4 Korngrößen, -formen und Dichten der Feststoffpartikel

Auch die in der Kanalisation eingetragenen Feststoffpartikelgrößen und deren Sieblinie sind sehr stark vom Einzugsgebiet abhängig. Einige Autoren berichten zudem, dass eine Homogenisierung der mineralischen Feststoffformen und -größen mit der Zunahme deren Fließweges stattfindet. Generell können aber keine pauschalen Aussagen über die Beschaffenheit der Kornformen und -größen sowie deren Sieblinien unternommen werden. Die jeweiligen Randgrößen der Partikel können auf ca. 0,01 bis ca. 10 mm eingegrenzt werden. Es können auch gröbere Anteile, wie z. B. Schutt oder Steine in der Kanalisation aufgefunden werden; Diese gelangen aber meistens nur während Baumaßnahmen in die Kanalisation und sind somit als Ausnahme zu behandeln. Sie werden in den meisten Fällen von Hand durch die Kanalarbeiter aus der Kanalisation entfernt.

In Abbildung 4.4 sind Sieblinien aus der Literatur dargestellt und mit einer Sieblinie aus der Dresdner Mischkanalisation verglichen worden, welche vom Institut für Siedlungswasserwirtschaft der Technischen Universität Dresden übernommen und ausgewertet wurde.

Als repräsentative Korngröße für den Sedimenttransport für einkörnige Ablagerungen - „Einkorngemisch“ - wird der Durchmesser der Partikel  $d_F$  [mm] gewählt. Bei mehrkörnigen Gemischen kann der Sedimenttransport nicht für jedes einzelne Partikel getrennt erfasst werden. Es muss dann das gesamte Korngemisch in Betracht gezogen werden. Für die Definition der charakteristischen Durchmessergrößen einer Kornmischung stehen mehrere Ansätze zur Verfügung (vgl. Zanke, U. 1982). Im Folgenden wird mit dem Ansatz nach ZANKE gerechnet bei dem die Grundgemeinsamkeit des

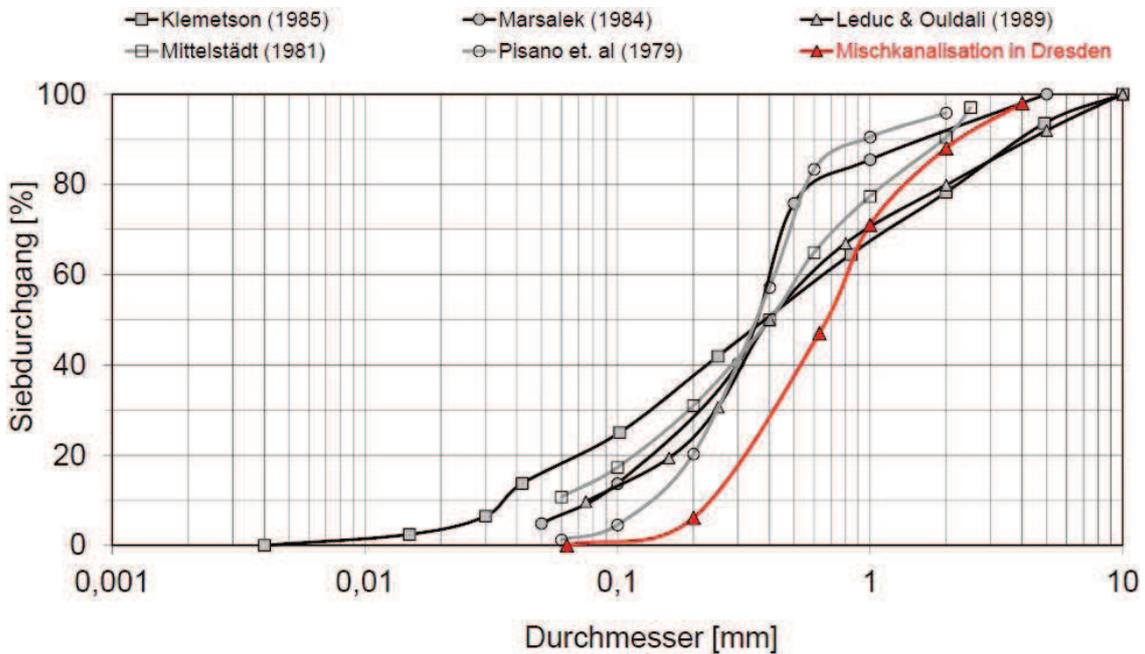


Abbildung 4.4: Sieblinien für Kanalablagerungen aus der Literatur verglichen mit einer Sieblinie von Ablagerungen, welche aus der Dresdner Mischkanalisation entnommen wurden Tränckner, J. 2012.

Korngemisches durch den  $d_{ch}$  beschrieben wird. Dieses Modell wird vorwiegend genutzt, um die Spülfracht im Sedimenttransport zu beschreiben, bei der das mittlere Korn als maßgebend betrachtet wird. Im Gegenzug wird das Größtkorn  $d_{max}$  zur Beschreibung der Bodenfracht angewendet. Für die Sieblinie der Mischkanalisation Dresden aus Abbildung 4.4 gilt mit dem Ansatz nach ZANKE

$$d_{ch} = \frac{\sum_{p=10\%}^{p=90\%} d_i \cdot \Delta p}{\sum_{p=10\%}^{p=90\%} \Delta p} = \frac{58,9 \text{ mm}}{80} = 0,74 \text{ mm}. \quad (4.8)$$

Auch die Dichten und die Kornformen der Ablagerungen sind mit großen Streuungen behaftet und vom Einzugsgebiet der Kanalisation stark abhängig. Beispielhaft gibt Kirchheim, N. 2005 die Dichte für organische Feststoffe mit  $\rho_{org} = 1460 \text{ kg/m}^3$  und Lick, W. 2009 für die mineralische mit  $\rho_{min} = 2650 \text{ kg/m}^3$  an. Diese beiden Werte werden in den folgenden Abschnitten als Berechnungsgrundlagen verwendet.

#### 4.2.5 Feststofftransportkonzentrationen und -volumina

In Tabelle 4.1 sind charakteristische Werte für Konzentrationen im häuslichen Abwasser nach Koppe 1999 dargestellt.

Tabelle 4.1: Konzentrationen des häuslichen Abwassers nach Koppe 1999 (entnommen aus Kirchheim, N. 2005).

Parameter	Schmutzwasser bezogen auf 200 $\frac{l}{E \cdot d}$	
Fett	100 $\frac{mg}{l}$	Ausscheidungen: 25 $\frac{mg}{l}$
Organische Substanzen	Ungelöste Kohlenhydrate	75 $\frac{mg}{l}$ Cellulose, Toilettenpapier: 5,8 $\frac{mg}{l}$ Ausscheidungen: 5,8 $\frac{mg}{l}$ Spülicht (häuslicher Spülwasser): 20 $\frac{mg}{l}$
	Schwefel und Schwefelverbindungen	46 $\frac{mg}{l}$ Harn: 6,5 $\frac{mg}{l}$ Fäzes: 1 $\frac{mg}{l}$ Waschwasser: 17,5 $\frac{mg}{l}$ Küchenabfälle: 1 $\frac{mg}{l}$ Trinkwasser: 20 $\frac{mg}{l}$
	Kohlenwasserstoffe	3 – 30 $\frac{mg}{l}$ 2/3 davon schwer flüchtig
Sauerstoff		0,5 $\frac{mg}{l}$ HO <sub>2</sub> in SW
Proteine und Aminosäuren	23 $\frac{g}{E \cdot d}$	Proteine aus häuslichen SW: Urin 0,06 $\frac{g}{E \cdot d}$ , Fäzes 15 $\frac{g}{E \cdot d}$ Spülicht 8 $\frac{g}{E \cdot d}$
Nährstoffe	Organische Stickstoffverbindungen	Harnstoff 100 – 150 $\frac{mg}{l}$ in Kanal, 30,3 $\frac{mg}{l}$ aus sonstige Quellen im Harn 52 – 76 $\frac{mgN}{l}$ im Harn
	Ammoniak	13,5 $\frac{g}{E \cdot d}$ N <sub>red</sub> 0,3 $\frac{mg}{l}$ Fäzes 4 $\frac{mgNH_3}{l}$ im Harn 0,5 $\frac{NO_3}{l}$ im Harn

Bei Regenwetter werden bei Mischkanalisationen die jeweiligen Konzentrationen stark verdünnt und zusätzlich gelangen andere Stoffe in den Kanal wie z. B. Reifenabrieb, Schwermetalle, Brems- oder Abgasstaub von Verkehrs- und Straßenflächen. Für den Regenwetterabfluss sind in Tabelle 4.2 charakteristische Werte nach Weyand, M. 1992 aufgelistet.

Die jeweiligen Feststofftransportkonzentrationen  $C_F$  [ $kg/m^3$ ] im Abwasser werden als Massenmengen  $M_F$  [ $kg$ ] von Feststoffen zusammengefasst, welche in einem Bezugsvolumen  $V$  [ $m^3$ ] enthalten sind  $C_F = M_F/V$ . Die jeweiligen Feststofffrachten werden generell durch eine Massenkonzentration der suspendierten Feststoffe  $C_S$  im Abwasser bzw. der beweglichen Bodenfracht  $C_B$  über der Sohle ausgedrückt. Die Konzentration ist mit der Wassertiefe nicht konstant und hängt von den Fließbedingungen ab: Bei hohen Fließgeschwindigkeiten ( $v_m \geq$  als eine kritische Fließgeschwindigkeit  $v_c$ ) sind die Feststoffpartikel noch homogen über die ganze Fließtiefe verteilt, mit der Abnahme der Fließgeschwindigkeit bildet sich jedoch ein Maximum der Feststofffracht in der Grenzschicht zwischen Ablagerungssohle und Abwasser. Eine deutliche und schar-

Tabelle 4.2: Beispiel von mittleren Verschmutzungskenngrößen für den Regenwasserabfluss nach Weyand, M. 1992 (entnommen aus Kirchheim, N. 2005).

Messorte	$BSB_5$ $[\frac{mg}{l}]/[\frac{kg}{ha \cdot a}]$	$P_{ges}$ $[\frac{mg}{l}]/[\frac{kg}{ha \cdot a}]$	$N_{ges}$ $[\frac{mg}{l}]/[\frac{kg}{ha \cdot a}]$	AFS $[\frac{mg}{l}]/[\frac{kg}{ha \cdot a}]$
Hildesheim (Wohngebiet)	6,8/2,72	0,6/0,24	6,10/2,44	-
Hildesheim (Straße)	11,6/4,64	0,3/0,12	-	-
Hildesheim (Straße)	14,9/596	1,69/0,68	-	339,0/113,6
Kiel (Zentrum)	14,2/5,28	1,5/0,60	-	-
Kiel (Außengeb.)	2,6/1,04	0,32/0,13	-	-
München-Pullach	11,4/4,56	-	-	158,2/63,28
München-Pullach	11,5/4,60	1,56/0,62	2,36/0,94	153,0/61,2

fe Grenze zwischen Spül- und Bodenfracht ist nicht erkennbar.

Abbildung 4.5 enthält einige Konzentrationsverläufe von Feststoffpartikel bei Freispiegelabfluss, in Abhängigkeit der Wassertiefe und der Fließgeschwindigkeit. Die linken Diagramme stellen hier die Feststoffraumkonzentrationen  $C(y)$  dar, welche in den jeweiligen rechten Bildern nach Überlagerung mit den Fließgeschwindigkeiten als Transportkonzentrationen  $C_T(y) = C(y) \cdot v$  dargestellt sind.

Die gesamte Transportfracht von Feststoffen kann als Masse definiert werden, welche durch eine Kontrollfläche  $A [m^2]$  (z. B. ein Fließquerschnitt) in einer bestimmten Zeitspanne  $\Delta t [s]$  vom Abwasser mitgetrieben wird. Wie im Abschnitt 4.2.2 beschrieben, handelt es sich hier um die Summe der Spülfracht und der Bodenfracht.

Die gesamte spezifische Feststofftransportrate  $q_F^* [kg/m]$  ist gegeben durch

$$q_F^* = \frac{Q_F}{b} = \frac{M_S + M_B}{V} \cdot A \cdot v_m \cdot \Delta t \cdot \frac{1}{b} \text{ in } [kg/m] \quad (4.9)$$

in der  $M_S [kg]$  und  $M_B [kg]$  die Masse der Spül- bzw. der Bodenfracht darstellt, welche in der Zeit  $\Delta t [s]$  durch die Kontrollfläche  $A [m]$  transportiert wird. Wie in Abbildung 4.5 ersichtlich, kann als Vereinfachung jeweils eine konstante Konzentration der Spülfracht und der Bodenfracht angenommen werden, sodass gilt:

$$M_S = C_S \cdot V \quad (4.10)$$

wobei  $C_S [kg/m^3]$  die Massenkonzentration des Schwebstoffes und  $V [m^3]$  das Bezugsvolumen oder Messvolumen ist. Für die Bodenfracht gilt in ähnlicher Weise:

$$M_B = C_B \cdot V. \quad (4.11)$$

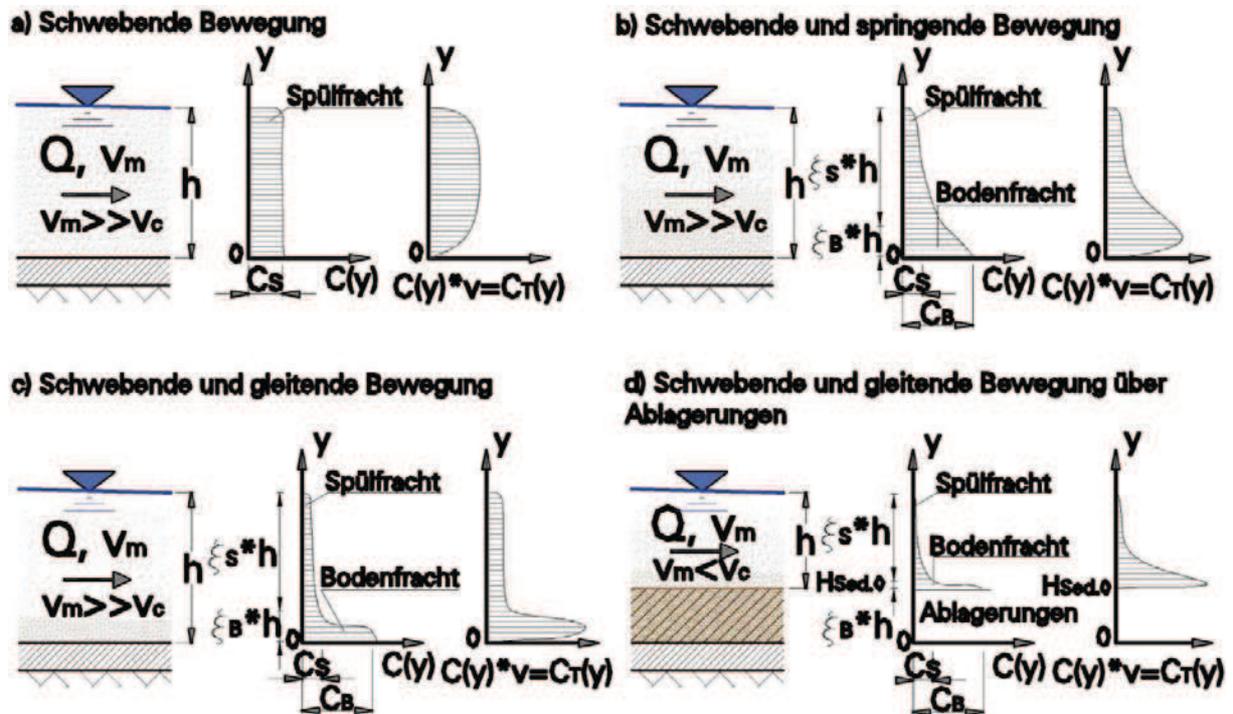


Abbildung 4.5: Konzentrationsprofile von Feststoffpartikel bei Freispiegelabfluss, in Abhängigkeit von der mittleren Strömungsgeschwindigkeit (überarbeitete Darstellung nach Sander, T. 1994 aus Staufer, P. 2010).

Das Volumen entspricht dem Durchfluss  $Q = A \cdot v_m$  in der Zeitspanne  $\Delta t$ , sodass Gleichung 4.10 und 4.11 wie folgt umgeschrieben werden können:

$$M_S = C_S \cdot A_S \cdot v_m \cdot \Delta t, \quad (4.12)$$

$$M_B = C_B \cdot A_B \cdot v_m \cdot \Delta t. \quad (4.13)$$

Da sich die Bodenfracht im Bereich direkt über der Sohle bewegt und sich die Spülfracht als Approximation im Bereich über der Bodenfracht befindet, gilt für den Bezugsquerschnitt  $A = A_S + A_B$ , wobei  $A_B$  [m] und  $A_S$  [m] als Fraktile  $\xi$  der Wassertiefe  $h$  [m] multipliziert mit der Kontrollflächenbreite  $b$  [m] ausgedrückt werden kann, sodass gilt

$$A_S = \xi_S \cdot h \cdot b, \quad (4.14)$$

$$A_B = \xi_B \cdot h \cdot b. \quad (4.15)$$

Die Gleichung 4.9 kann nach dem Einsatz von  $M_S$ ,  $M_B$ ,  $A_S$  und  $A_B$  vereinfacht werden zu

$$q_F^* = (C_S \cdot \xi_S + C_B \cdot \xi_B) \cdot h \cdot v_m \cdot \Delta t. \quad (4.16)$$

Gleichung 4.16 zeigt eine direkte Abhängigkeit der spezifischen Transportfracht von den Feststoffkonzentrationen sowie von der Fließgeschwindigkeit und der zugrunde gelegten Zeitspanne. Anders ausgedrückt: Je mehr Feststoffpartikel in Suspension oder/und als Bodenfracht sich im Abwasser befinden desto größer ist die Transportrate von Ablagerungen. Es wird allerdings an dieser Stelle darauf hingewiesen, dass obere Grenzen der Konzentrationen für die Spülfracht und für die Bodenfracht bestehen, welche meist empirisch ermittelt werden.

### 4.2.6 Sinkgeschwindigkeit

Die Sinkgeschwindigkeit eines im ruhenden Fluid schwebenden Feststoffpartikels ist von den Fluideigenschaften und vom Feststofftyp abhängig. In erster Linie wird die Sinkgeschwindigkeit im vorliegenden Fall von der kinematischen Viskosität sowie der Dichte des Abwassers beeinflusst. Die Dichte die charakteristische Form und der Durchmesser der Feststoffkörner stellen weitere Einflussfaktoren dar. Bei einer starken Strömung des flüssigen Mediums kann es zusätzlich zur Bildung von Strömungskräften auf das Einzelkorn kommen, sodass die Sinkgeschwindigkeit zusätzlich verzögert oder beschleunigt wird. Für die Spülfracht in der Kanalisation kann vereinfachend angenommen werden, dass die einzelnen Körner eine Kugelform aufweisen. Stellt man mit dieser Annahme die Gleichgewichtsgleichungen am schwebenden Einzelkorn unter Berücksichtigung des Eigengewichtes, der Auftriebskraft, der Strömungskraft und des Widerstandes des flüssigen Mediums auf, so ergibt sich die resultierende Sinkgeschwindigkeit  $v_s$  [m/s] (vgl. auch Lick, W. 2009). Die auf das Partikel wirkende Schwerkraft unter Auftrieb berechnet sich aus

$$F'_g = V_F \cdot (\rho_F - \rho_W) \cdot g \quad \text{in [N]} \quad (4.17)$$

mit dem Volumen des kugelförmigen Partikels  $V_F = \pi/6 \cdot d_F^3$ , in [m<sup>3</sup>]. Die Widerstandskraft berechnet sich mit dem Ansatz von Stokes, der für stationäre und laminare Strömung mit Reynolds-Zahlen  $Re < 0,5$  gilt, zu:

$$F_d = 3 \cdot \pi \cdot \nu_W \cdot d_F \cdot v_s \quad \text{in [N]}. \quad (4.18)$$

Das Gleichgewicht ergibt sich dann nach der Gleichsetzung dieser beiden Gleichungen

$$\begin{aligned} F'_g &= F_d \\ V_F \cdot (\rho_F - \rho_W) \cdot g &= 3 \cdot \pi \cdot \nu_W \cdot d_F \cdot v_s \\ \frac{\pi \cdot d_F^3}{6} \cdot (\rho_F - \rho_W) \cdot g &= 3 \cdot \pi \cdot \nu_W \cdot d_F \cdot v_s \end{aligned} \quad (4.19)$$

womit schließlich die Sinkgeschwindigkeit nach Stokes zu

$$v_s = \frac{g \cdot d_F^2}{18 \cdot \nu_W} \cdot (\rho_F - \rho_W) \quad \text{in [m/s]} \quad (4.20)$$

resultiert.

In Abbildung 4.6 links sind die Sinkgeschwindigkeiten in Abhängigkeit des Durchmessers für Partikel der Dichte 2650 und 1017  $kg/m^3$  dargestellt. Die Grenze der linearen Abhängigkeit des Stokes-Gesetzes liegt am Übergang zur turbulenten Umströmung des Partikels und wird bei einer Reynolds-Zahl von  $Re = 0,5$  angegeben (in Abbildung 4.6 mit angemerkt).

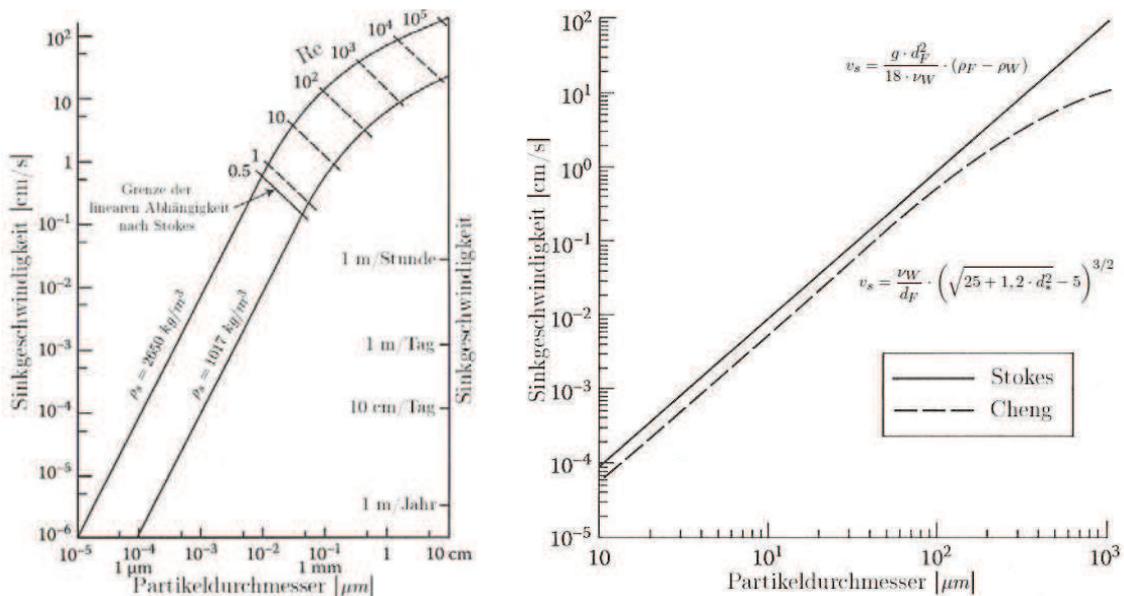


Abbildung 4.6: Links - Stokes-Gesetz der Sinkgeschwindigkeit in Abhängigkeit des Korndurchmessers und der Dichte. Rechts - Sinkgeschwindigkeiten nach dem Ansatz von Cheng im Vergleich zum Stokes-Gesetz (modifiziert aus Lick, W. 2009).

Eine Auswertung bei  $20^\circ C$  Wassertemperatur ( $\nu_W = 1,002 \cdot 10^{-5} m^2/s$ ) für den vorliegenden charakteristischen Korndurchmesser (4.2.4) mit einer Dichte von  $2650 kg/m^3$  ergibt die Beziehung (mit  $d_{ch}$  und  $v_s$  in  $\mu m$  bzw.  $\mu m/s$ )

$$v_s = \frac{9,81 \cdot d_{ch}^2 \cdot (2650 - 1000)}{18 \cdot 1,002 \cdot 10^{-5}} \cdot 10^{-8} = 0,898 \cdot d_{ch}^2 \approx d_{ch}^2 = 740^2 \mu m/s \cong 55 cm/s. \quad (4.21)$$

Ab  $Re > 0,5$  entstehen Ablösungen und Verwirbelungen in der Strömung hinter dem Korn, welche die Sinkgeschwindigkeit deutlich beeinflussen. Um diese Effekte zu berücksichtigen, wird die Widerstandskraft am besten mit folgendem experimentell bestimmten Ausdruck erfasst (vgl. auch Lick, W. 2009)

$$F_d = \frac{1}{2} \cdot \rho_W \cdot C_d \cdot A_F \cdot v_s^2 \text{ in [N]}, \quad (4.22)$$

in dem  $A_F = \pi/4 \cdot d_F^2 [m^2]$  der zur Sinkrichtung senkrechte Querschnitt des Partikels und  $C_d$  der Strömungswiderstandskoeffizient ist. Die Werte für  $C_d$  sind abhängig von der Reynoldszahl und wurden experimentell ermittelt. Es gilt dann z. B. nach Lick, W. 2009

- für  $Re < 0,5$  ist  $C_d = 24/Re$ ,
- für  $Re > 0,5$  weicht der  $C_d$ -Koeffizient progressiv von  $C_d = 24/Re$  ab,
- für  $Re > 10^3$  ist ein Limit erreicht bei  $C_d \approx 2/5 = 0,4$ .

Wie zuvor ergibt sich die Sinkgeschwindigkeit durch Aufstellen des Gleichgewichtes zwischen Gravitationskraft unter Auftrieb (Gleichung 4.17) und Widerstandskraft (Gleichung 4.22)

$$\begin{aligned}
 F'_g &= F_d \\
 V_F \cdot (\rho_F - \rho_W) \cdot g &= \frac{1}{2} \cdot \rho_W \cdot C_d \cdot A_F \cdot v_s^2 \\
 \frac{\pi \cdot d_F^3}{6} \cdot (\rho_F - \rho_W) \cdot g &= \frac{1}{2} \cdot \rho_W \cdot C_d \cdot \frac{\pi \cdot d_F^2}{4} \cdot v_s^2
 \end{aligned} \tag{4.23}$$

woraus die Sinkgeschwindigkeit

$$v_s = \sqrt{\frac{4}{3} \cdot \frac{d_F \cdot (\rho_F - \rho_W) \cdot g}{C_d \cdot \rho_W}} \text{ in [m/s]} \tag{4.24}$$

folgt.

CHENG entwickelte 1997 eine weitere Gleichung, welche die Abhängigkeit der Sinkgeschwindigkeit vom Durchmesser des Partikels in empirischer Form widerspiegelt

$$v_s = \frac{\nu_W}{d_F} \cdot \left( \sqrt{25 + 1,2 \cdot d^{*2}} - 5 \right)^{3/2} \text{ in [m/s]} \tag{4.25}$$

mit  $d^* = d_F \cdot [(\rho_F - 1) \cdot g / \nu_W^2]^{1/3}$  [-] als dimensionslose Korngröße.

In Abbildung 4.6 rechts ist die Abweichung zwischen der Stokes-Formel und der Formel nach dem Ansatz von CHENG dargestellt, welche auch für  $Re > 0,5$  gültig ist. Es zeigt sich, dass die Approximation der laminaren Sinkgeschwindigkeit nach Stokes als reine Abhängigkeit des Feststoffpartikels (bis  $d \leq 1 \text{ mm}$ ) sehr gute Abschätzungen liefert, auch über die Turbulenzgrenze hinaus. Die Sinkgeschwindigkeit nach Cheng basiert auf einer experimentellen Ermittlung von natürlichen Mineralstoffen und liefert genauere Werte für die Sinkgeschwindigkeit in Abhängigkeit ihrer Durchmesser. Für den Partikeldurchmesserbereich  $10 \mu\text{m} \leq d \leq 100 \mu\text{m}$  fallen beide Gleichungen im doppellogarithmischen Diagramm linear aus. In diesem Bereich liefert die Berechnung nach Cheng kleinere Werte, um etwa einen Faktor zwei. Für  $d > 100 \mu\text{m}$  ist die Gleichung nach Chang nicht linear und divergiert von der Sinkgeschwindigkeit nach Stokes.

Bei Feststoffdichten die kleiner sind als die Wasserdichte, ergeben sich negative Sinkgeschwindigkeiten und das Partikel bewegt sich bis zum Erreichen der Wasseroberfläche zum Wasserspiegel hin. An dieser Stelle wird wie zuvor darauf hingewiesen, dass die hier dargestellten Sinkgeschwindigkeiten für rundkörnige Feststoffpartikel gelten. In Wirklichkeit weisen die Sedimentkörner unterschiedliche Formen auf (scharfkantig, elliptisch u. a.) oder sind oft als Flockungen (zwei oder mehrere zusammenklebende Partikel) vorhanden.

Obwohl diese Formel zur Ermittlung der Sinkgeschwindigkeit nur im ruhenden Wasser gilt, kann als Näherung vorhergesagt werden, welche Mindeststrecke vom charakteristischen Feststoffpartikel zurückgelegt wird (Transportweg), bevor dieses sich auf der Sohle absetzt. Die Absetzzeit  $T_s$  [s] wird mittels Division der geodätischen Höhe des Partikels über der Sohle  $z_F$  [m] durch die oben ermittelte Sinkgeschwindigkeit  $v_s$  [m/s] berechnet

$$T_s = \frac{z_F}{v_s} \text{ in [s]}. \quad (4.26)$$

An dieser Stelle wird der mittlere mögliche Transportweg  $L_{s.m}$  [m] des Feststoffpartikels durch das Produkt von Absetzzeit  $T_s$  [s] und mittlerer Fließgeschwindigkeit  $v_m$  [m/s] ermittelt

$$L_{s.m} = T_s \cdot v_m = \frac{z_F}{v_s} \cdot v_m \text{ in [m]}. \quad (4.27)$$

## 4.2.7 Sohlschubspannung

### 4.2.7.1 Definition von Sohlschubspannungen

Das abfließende Wasser besitzt eine kinetische Energie, welche teilweise über die Erosion bzw. über den Sedimenttransport abgebaut wird. Diese kinetische Energie des abfließenden Wassers  $E_k$  kann dargestellt werden durch

$$E_k = \frac{1}{2} \cdot m_W \cdot v_m^2 \text{ in [J]}, \quad (4.28)$$

in der  $m_W$  [kg] die Masse des Wassers und  $v_m$  [m/s] die mittlere Fließgeschwindigkeit ist. Bei Freispiegelabfluss mit laminarer Strömung ( $v < v_{krit}$ ) kann die Manning-Formel genutzt werden, um die Geschwindigkeit zu ermitteln und dies ergibt

$$E_k = \frac{1}{2} \cdot \rho_W \cdot V_W \cdot \left( k_{St} \cdot r_{hy}^{2/3} \cdot I^{1/2} \right)^2 \text{ in [J]}. \quad (4.29)$$

Mit der Vereinfachung  $r_{hy} \approx h$ , gültig bei breiten Flüssen oder großen Abwasserkanälen ( $b \gg h$ ), gilt

$$E_k \approx \alpha \cdot h^{4/3} \cdot I \text{ in [J]}. \quad (4.30)$$

Es zeigt sich, dass die Energie proportional ( $\alpha$  ist der Proportionalitätsfaktor) zum Produkt aus Wassertiefe und Energiegefälle ist. Wenn diese Fließenergie mit der Gleichung zur Bestimmung der Sohlschubspannung (vgl. Bollrich, G. 2007)

$$\tau_0 = \rho_W \cdot g \cdot h \cdot I \text{ in } [N/m^2] \quad (4.31)$$

generell in der Form  $\tau(z) = \tau_0 \cdot (1 - z/y)$  verglichen wird, erkennt man auch hier die Proportionalität, sodass auch die Sohlschubspannung nur von der Wasserhöhe und dem Gefälle abhängig ist (vgl. *TU Berlin* 2013).

Bei Kreisquerschnitten kann die oben genannte Vereinfachung, gültig für breite Gerinne, nicht getroffen werden, sodass der Ansatz für die Ermittlung der Sohlschubspannung durch folgende Beziehung erfolgen sollte (Bollrich, G. 2007)

$$\tau_0 = \frac{1}{8} \cdot \rho_W \cdot \lambda \cdot v_m^2 \text{ in } [N/m^2] \quad (4.32)$$

mit

- $\rho_W$  - Dichte des Fluides [ $kg/m^3$ ] (nach Abschnitt 4.2.3),
- $v_m$  - mittlere Fließgeschwindigkeit [ $m/s$ ] (nach Abschnitt 4.1) und
- $\lambda$  - Widerstandsbeiwert infolge Rauheit der Rohrwandung [-].

Es gibt somit einen direkten Zusammenhang zwischen der Sohl- bzw. Wandschubspannung und der mittleren Fließgeschwindigkeit. Da das Sediment eine bewegliche Sohle für den Fließvorgang darstellt, ist der Rauheitsbeiwert abhängig von der Rauheit des Sedimentbettes bzw. der obersten Schicht der Ablagerungen. Es kann eine direkte Abhängigkeit der Rauheit von der Kornstruktur der Ablagerung angenommen werden (vgl. Abschnitt 4.2.4), sodass der charakteristische Korndurchmesser der Ablagerungen als Rauheitsbeiwert angesetzt werden kann.

Der Rauheitsbeiwert  $\lambda$  ergibt sich aus der folgenden iterativen Formel (vgl. Bollrich, G. 2007)

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2,0 \cdot \lg \left( \frac{f_g}{Re \cdot \sqrt{\lambda}} + \frac{k/d_{hy}}{f_r} \right) \quad (4.33)$$

mit

- $\lambda$  [-] der gesuchte Rauheitsbeiwert,
- $f_g, f_r$  [-] zwei Formbeiwerte des Gerinnes wie unter Abschnitt 4.1,
- $d_{hy}$  [ $m$ ] der hydraulische Durchmesser  $d_{hy} = 4 \cdot r_{hy}$ ,
- $Re$  [-] die Reynoldszahl  $Re = v_m \cdot 4 \cdot r_{hy} / \nu_W = 0,41 \cdot 4 \cdot 0,108 / (1,31 \cdot 10^{-6}) = 1,35 \cdot 10^5$

- und  $k$  [mm] die absolute Rauheit  $k = 0,007$  mm für die vorhandenen PE-Rohre bzw.  $k = 0,74$  mm für die oberste Sedimentschicht (für  $d_{ch} = 0,74$  mm).

Nach dem Einsetzen und nach einer iterativen Lösung der Gleichung 4.33 erhält man einen Rauheitsbeiwert

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2,0 \cdot \lg \left[ \frac{2,51}{1,35 \cdot 10^5 \cdot \sqrt{\lambda}} + \frac{k/(4 \cdot 0,108)}{3,71} \right] \quad (4.34)$$

$$\Rightarrow \lambda_{PE} = 0,017015 \text{ für die PE-Rohroberfläche,} \quad (4.35)$$

$$\Rightarrow \lambda_S = 0,02389 \text{ für die oberste Sedimentschicht.} \quad (4.36)$$

An dieser Stelle können aus Gleichung 4.32 die zugehörigen Sohlschubspannungen ermittelt werden:

$$\tau_{0,PE} = \frac{1}{8} \cdot 1000 \cdot 0,017015 \cdot 0,41^2 = 0,358 \text{ N/m}^2, \quad (4.37)$$

$$\tau_{0,S} = \frac{1}{8} \cdot 1000 \cdot 0,02389 \cdot 0,41^2 = 0,502 \text{ N/m}^2. \quad (4.38)$$

#### 4.2.7.2 Kritische Sohlschubspannungen

Im Falle einer nicht verfestigten Oberfläche kommt es zur Erosion der Partikel der jeweils obersten Schicht durch die Strömung des Fluides, wenn eine kritische Sohlschubspannung  $\tau_c$  überschritten wird. Diese kritische Sohlschubspannung ist hauptsächlich abhängig von den Faktoren, welche im Abschnitt 4.2.2 genannt wurden. Es stehen zahlreiche Literaturdaten zur Verfügung, welche die Grenzschubspannung für die jeweiligen Korngrößen und Bodenarten quantifizieren. Es handelt sich hier meistens um Schubspannungsbereiche, da eine scharfe Grenze, die den Erosionsbeginn definiert, nicht gegeben ist. Einige Werte für die Grenzschubspannung sind in Tabelle 4.3 dargestellt.

In Tabelle 4.3 ist ersichtlich, wie groß die Streuung der Grenzschubspannung ist. Es erweist sich demzufolge als sehr schwierig, einen Anhaltswert als Grundlage für den Sedimenttransport zu definieren. Weitere Literaturrecherchen zeigten, dass mehrere Autoren (Dettmar, J. 2006, Schaffner, J. 2008, Kirchheim, N. 2005) eine kritische Schubspannung für eine Präventivreinigung von  $\tau_{c,p} = 3 \text{ N/m}^2$  und  $\tau_{c,g} = 5 \text{ N/m}^2$  für eine gründliche Kanalreinigung zugrunde legen. Auch in dieser Arbeit werden diese genannten Grenzschubspannungswerte als Basis für den Vergleich zur Reinigung herangezogen.

Die im vorigen Abschnitt ermittelte Schubspannung kann mit der Grenzschubspannung verglichen werden. Es zeigt sich, dass die Fließgeschwindigkeit nicht ausreicht, um auf der Sohle liegende Ablagerungen zu mobilisieren. Es müssen demzufolge externe Vorkehrungen vom Kanalnetzbetreiber durchgeführt werden, um die Kanalsohle von Ablagerungen zu befreien.

Tabelle 4.3: Kritische Sohlschubspannung zur Festlegung des Erosionsbeginns (übernommen aus Dettmar, J. 2006).

$\tau_{E.krit} [N/m^2]$	Autor (Jahr)	Bemerkung
5 – 7	KLEIJWEGT <i>et al.</i> (1990)	Laborversuche (kohäsives Material)
1,3/20	KAMPHUIS (1990)	Laborversuche (mit/ohne Sand)
1,8 – 2,0	ASHLEY <i>et al.</i> (1992)	Feldmessungen
7 - 2500	WOTHERSPOON und ASHLEY (1992)	Laborversuche (kohäsive Sedimentproben)
2,5	NALLURI <i>und</i>	Laborversuche: Sedimenttyp C
6 – 7	ALVAREZ (1992)	Laborversuche: Sedimenttyp A, konsolidiert
0,44 – 1,02	RISTENPART (1995)	Feldmessungen (Trockenwetterabfluss)
2,2 – 5,6		Feldmessungen (Mischwasserabfluss)

### 4.2.8 Hubkraft

Auf der obersten Schicht von abgesetzten Feststoffpartikeln entsteht infolge des dynamischen Auftriebs (Umlenkung der Stromlinien) im Bereich des Partikels eine senkrecht nach oben gerichtete Kraft. Dies kann zur Erosion der ersten Ablagerungsschicht führen, wenn die auftretende Kraft die Partikel aus dem Gleichgewicht bringt. Die Größe der Hubkraft kann mit Hilfe des Momentengleichgewichtes um den Punkt  $P$  ermittelt werden (vgl. Abbildung 4.7)

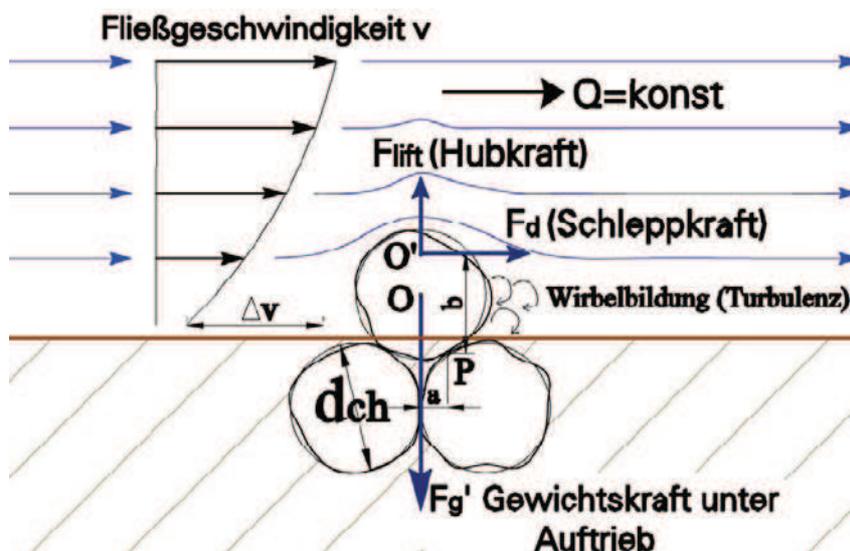


Abbildung 4.7: Ablösung eines Feststoffpartikels von der obersten Ablagerungsschicht (aus Glose, C. 2005).

$$F_d \cdot b = (F'_g - F_{lift}) \cdot a \text{ in } [N \cdot m] \quad (4.39)$$

mit:

- $F'_g$  die Gewichtskraft unter Wasserauftrieb

$$F'_g = \frac{\pi}{6} \cdot (\rho_F - \rho_W) \cdot g \cdot d_{ch}^3 \text{ in } [N], \quad (4.40)$$

- $F_d$  die Kraft infolge der Strömung

$$F_d = \frac{1}{2} \cdot \rho_W \cdot C_d \cdot A'_F \cdot v_m^2 \text{ in } [N]$$

wobei  $C_d$  [-] der Widerstandsbeiwert für die Strömung um eine Kugel (wie im Abschnitt 4.2.6 -  $C_d = 2/5$  für  $Re > 10^3$ ),  $A'_F$  [ $m^2$ ] die vom Fluid angeströmte Fläche  $A'_F = \pi/4 \cdot d_{ch}^2$  und  $v_m$  [ $m/s$ ] die auf dem Partikel wirkende mittlere Fließgeschwindigkeit ist. Nach dem Einsetzen und nach einigen Vereinfachungen ergibt sich für die Strömungskraft

$$F_d = \frac{\pi}{20} \cdot \rho_W \cdot d_{ch}^2 \cdot v_m^2 \text{ in } [N]. \quad (4.41)$$

Kurz vor der Mobilisierung des Sandkornes beträgt das Moment des Partikels um den Punkt  $P$  null, sodass für das maßgebende mineralische Feststoffpartikel ( $\rho_F = 2650 \text{ kg/m}^3$ ;  $a = d_{ch}/4$ ; und  $b = d_{ch}/2$ ) gilt

$$\begin{aligned} F_{lift} &= F'_g - F_d \cdot \frac{b}{a} = \frac{\pi}{6} \cdot (\rho_F - \rho_W) \cdot g \cdot d_{ch}^3 - \frac{\pi}{20} \cdot \rho_W \cdot d_{ch}^2 \cdot v_m^2 \cdot \frac{d_{ch}/2}{d_{ch}/4} = \\ &= \frac{\pi}{6} \cdot (\rho_F - \rho_W) \cdot g \cdot d_{ch}^3 - \frac{\pi}{10} \cdot \rho_W \cdot d_{ch}^2 \cdot v_m^2 \text{ in } [N]. \end{aligned} \quad (4.42)$$

Die Hubkraft ist somit abhängig vom charakteristischen Korndurchmesser und von der mittleren Fließgeschwindigkeit. Sobald der zweite Term in der Gleichung 4.42 größer als der erste wird, ist das Gleichgewicht gestört und das Korn wird angehoben. Durch Gleichsetzen der zwei Terme (Gleichung 4.43) ist es möglich die Grenzgeschwindigkeit zu berechnen, bei der sich das charakteristische Korn anhebt

$$\frac{\pi}{6} \cdot (\rho_F - \rho_W) \cdot g \cdot d_{ch}^3 = \frac{\pi}{10} \cdot \rho_W \cdot d_{ch}^2 \cdot v_m^2 \quad (4.43)$$

$$v_{\text{grenz.lift}} = \sqrt{\frac{5}{3} \cdot \frac{\rho_F - \rho_W}{\rho_W} \cdot g \cdot d_{ch}} \text{ in } [m/s]. \quad (4.44)$$

Im betrachteten Fall ergibt Gleichung 4.44 nach einsetzen der vorhandenen Parameter -  $\rho_F = 2650 \text{ kg/m}^3$  und  $d_{ch} = 0,74 \text{ mm}$  nach Abschnitt 4.2.4 - eine Grenzgeschwindigkeit von

$$v_{\text{grenz.lift}} = \sqrt{\frac{5}{3} \cdot \frac{2650 - 1000}{1000} \cdot 9,81 \cdot 0,00074} = 0,14 \text{ m/s}. \quad (4.45)$$

Bei einer in Gleichung 4.4 berechneten Geschwindigkeit von  $0,41 \text{ m/s}$  wird somit die jeweils oberste Sedimentschicht abgetragen, wenn die gesamte Querschnittsfläche des Feststoffpartikels angeströmt wird. Um die auf den charakteristischen Sedimentpartikel einwirkende Kraft zu quantifizieren, wird an dieser Stelle  $F'_g$ ,  $F_d$  und  $F_{lift}$  aus den Formeln 4.40, 4.41 und 4.42 ermittelt

$$F'_g = \frac{\pi}{6} \cdot (2650 - 1000) \cdot 9,81 \cdot 0,00074^3 = 3,43 \cdot 10^{-6} \text{ N}, \quad (4.46)$$

$$F_d = \frac{\pi}{20} \cdot 1000 \cdot 0,00074^2 \cdot 0,41^2 = 1,45 \cdot 10^{-5} \text{ N}, \quad (4.47)$$

$$\begin{aligned} F_{lift} &= \frac{\pi}{6} \cdot (2650 - 1000) \cdot 9,81 \cdot 0,00074^3 - \frac{\pi}{10} \cdot 1000 \cdot 0,00074^2 \cdot 0,41^2 = \\ &= -2,55 \cdot 10^{-5} \text{ N}. \end{aligned} \quad (4.48)$$

Das negative Vorzeichen im Ergebnis der Hubkraft zeigt, dass diese nach oben und somit entgegen der Schwerkraft wirkt. Im vorliegenden Fall wird das oberste Sedimentkorn angehoben und von der Strömung mitgerissen.

#### 4.2.9 Gefügestruktur von Ablagerungen (vgl. Lick, W. 2009)

Die Kanalablagerungen weisen eine Dreikomponentenstruktur auf. Sie bestehen aus einem Mix von Feststoffen, Wasser und Gas. Damit die Feststoffpartikel transportiert werden können, müssen sich diese als einzelne Partikel oder Agglomerate von mehreren Feststoffen auf der Sohle oder in Schwebelage im Abwasser befinden. Es ist somit ersichtlich, dass die Partikel erst einzeln von der stabilen Sohlmatrix gelöst werden müssen, bevor ihr Transport stattfinden kann. Ein wesentlicher Widerstand gegenüber der Erosion der einzelnen Transportkörper ist jedoch der Gefügestruktur zuzuschreiben. Vor allem bei verfestigten Ablagerungen ist die Angriffsfläche der Schubspannungskraft auf den einzelnen Partikeln gering, sodass deren Erosion erschwert wird. Die Lagerungsdichte der Ablagerungen spielt hierbei eine große Rolle. Da sich die Ablagerungen meist unter Wasser gebildet haben, kann davon ausgegangen werden, dass der Luftgehalt zwischen den Körnern gleich Null ist ( $\chi_G = 0$ ). Die Lagerungsdichte ist somit die eines Zwei-Phasen-Sedimentes und ergibt sich aus

$$\rho = \chi_F \cdot \rho_F + \chi_W \cdot \rho_W \text{ in } [kg/m^3]. \quad (4.49)$$

Mit  $\chi_F$  und  $\chi_W$  sind hier die Volumenfraktionen der Feststoffe bzw. des Abwassers und mit  $\rho_F$  bzw.  $\rho_W$  deren Dichten bezeichnet. Der Wassergehalt ist definiert als Wasser-

masse, die im Sediment enthalten ist, geteilt durch die Gesamtmasse der Ablagerung

$$W = \frac{m_W}{m_W + m_F + m_G} [-]. \quad (4.50)$$

Bei gasfreiem Sediment gilt  $\chi_F + \chi_W = 1$  und unter Verwendung einer Sedimentdichte von  $2650 \text{ kg/m}^3$

$$\begin{aligned} W &= \frac{\chi_W \cdot \rho_W}{\chi_W \cdot \rho_W + (1 - \chi_W) \cdot \rho_F} = \frac{\chi_W}{\chi_W + (1 - \chi_W) \cdot \frac{\rho_F}{\rho_W}} = \\ &= \frac{\chi_W}{\frac{\rho_F}{\rho_W} - \left(\frac{\rho_F}{\rho_W} - 1\right) \cdot \chi_W} = \frac{\chi_W}{2,65 - 1,65 \cdot \chi_W}. \end{aligned} \quad (4.51)$$

Unter Berücksichtigung der Definition der Lagerungsdichte bezüglich der Wassermasse ergibt sich für die Lagerungsdichte

$$\rho = \frac{\chi_W \cdot \rho_W}{W} = \frac{2,65 \cdot W}{1 + 1,65 \cdot W} \cdot \frac{\rho_W}{W} = \frac{2650}{1 + 1,65 \cdot W} \text{ in } [\text{kg/m}^3]. \quad (4.52)$$

Dies zeigt, dass die Lagerungsdichte bei definierter Sedimentdichte nur vom Wassergehalt des Sedimentes abhängig ist. Nimmt der Wassergehalt ab, so nimmt die Ablagerungsdichte zu, was auch bei der Konsolidierung von Kanalablagerungen erfolgt. Nach dem Absetzen von Sediment auf der Kanalsohle, wird dieses mit der Zeit verdichtet, indem die Feststoffmatrix wegen des Gewichtes der darüber liegenden Sedimentschichten und Wassersäulen, das Porenwasser langsam abgibt. Sowohl die inneren als auch die Oberflächenporen werden kleiner und die Porenstruktur kompakter. Eine untere Grenze des Wassergehaltes ist bei mineralischen Ablagerungen dennoch physikalisch gegeben und ist abhängig von der Korngrößenverteilung (vgl. Abschnitt 4.2.4). Bei sehr homogenen Korngrößen können die Poren zwischen den einzelnen Körnern nicht vollständig geschlossen werden, was wiederum bei sehr inhomogenen Korngrößenverteilungen möglich ist, indem die kleineren Partikel die Poren zwischen den größeren Partikeln auffüllen.

Die Bildung von Ablagerungen aus organischen Bestandteilen findet meistens über Flockung statt: mehrere winzige Partikel werden durch innere Interaktionskräfte aneinander gebunden, bis die entstandene Flockungsgröße bzw. deren Gesamtgewicht zur Absetzung führt. Da die Flocken meist größere Volumina einnehmen als einzelne mineralische Partikel, können diese nach dem Absetzen durch die darüber liegenden Schichten um einen Großteil deformiert und komprimiert werden.

Bei einer Mischung von mineralischen und organischen Bestandteilen kommt es hingegen zu einer Kornstruktur, in der sich die organischen, zwischen den mineralischen Körnern absetzen und durch Interaktionskräfte zu stabilen Verbindungen zwischen den einzelnen Körnungen führen (Kohäsion). Es entsteht somit eine gegen Erosion hochresistente Feststoffstruktur, welche wenig Angriffsfläche für die Sohlschubspannungen bietet.

In Abbildung 4.8 ist der Konsolidierungsvorgang von Sediment des Detroit Flusses dargestellt. Das Diagramm zeigt den Verlauf der Lagerungsdichte in Abhängigkeit von der Sedimenttiefe und der Konsolidierzeit.

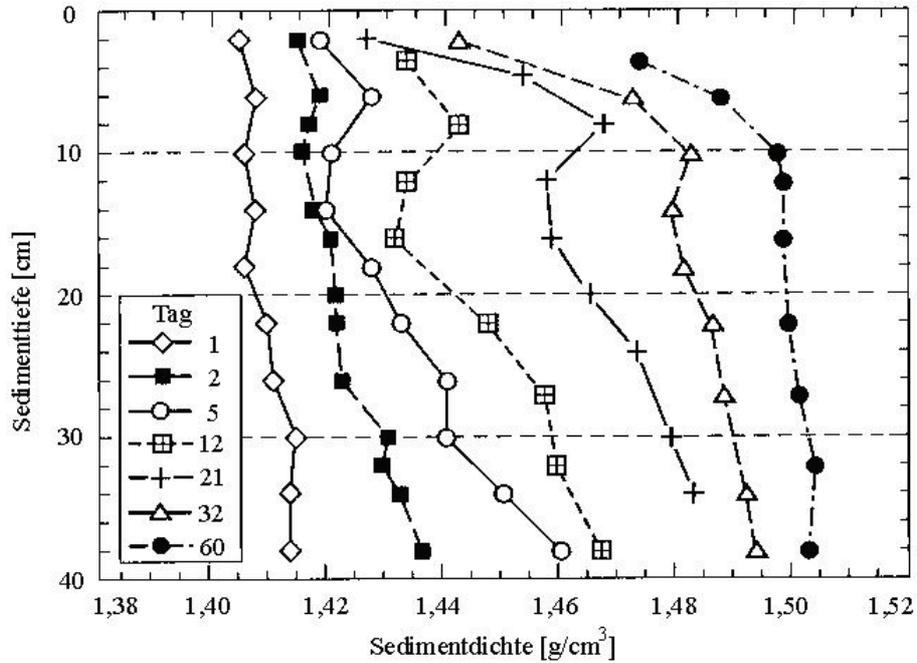


Abbildung 4.8: Lagerungsdichte als Funktion der Sedimenthöhe beim Sediment des Detroit Flusses, für verschiedene Konsolidierungszeiten (Lick, W. 2009).



# Kapitel 5

## Hydronumerische und physikalische Modelluntersuchungen von Kanalabflussprozessen

### 5.1 Hydronumerische Modelluntersuchungen

#### 5.1.1 Grundlagen der Modellierung

##### 5.1.1.1 Hydraulischen Randbedingungen

An einem bestehenden Modell des Institutes für Siedlungs- und Industrieresourcemanagement der Technischen Universität Dresden wurde der Abflussprozess des gesamten Dresdner Kanalnetzes auf Basis der nicht kommerziellen eindimensionalen hydrodynamisch-numerischen (1D-HN) Strömungssimulationssoftware *EPA SWMM 5* berechnet, um die maßgebenden Fließeigenschaften wie mittlere Fließgeschwindigkeiten, Wasserhöhen und Durchflüsse für jeden im Modell enthaltenen Kanalabschnitt zu gewinnen. Die somit ermittelten bemessungsrelevanten Größen für ein ausgewähltes Haubenprofil im Bereich „Dresden Johannstadt“ sind in Tabelle 5.1 aufgelistet.

Tabelle 5.1: Hydraulische Randbedingungen.

Parameter	Wert	Parameter	Wert
Kanalgröße	Haubenprofil $DN\ 1600/1540\ mm$	max. Durchfluss	$Q_{max} = 0,516\ m^3/s$
Kanalneigung	$I = 0,3433\ ‰$	min. Durchfluss	$Q_{min} = 0,224\ m^3/s$
Kanallänge	$L_K = 1373\ m$	mittl. Durchfluss	$Q_{med} = 0,370\ m^3/s$
Materialrauheit	$k = 1\ mm$	max. Fließgeschw.	$v_{max} = 0,70\ m/s$
mittl. Wasserstand	$h_{med} = 500\ mm$	min. Fließgeschw.	$v_{min} = 0,51\ m/s$
		mittl. Fließgeschw.	$v_{med} = 0,61\ m/s$

Ausgehend von diesen erfassten hydraulischen Parametern wurde eine dreidimensionale hydrodynamisch-numerische (*3D-HN*) Modellierung eines Kanalnetzabschnittes vorgenommen. Diese wird in den folgenden Abschnitten detailliert erläutert.

### 5.1.1.2 Berechnungssoftware und Methode der 3D-HN Modellierung

Mehrere *3D-HN* Simulationen wurden für das ausgewählte Haubenprofil der Größe  $DN (B/H) = 1600/1540 \text{ mm}$  durchgeführt. Für diese wurde das kommerzielle Programm *FLOW-3D*<sup>®</sup> in der Version 9.4.2/9.10.1 verwendet. Die Simulationsberechnungen wurden im Maßstab 1 : 1 durchgeführt. Zur Überprüfung der Abweichungen des numerischen gegenüber dem physikalischen Modell wurde im Nachhinein zusätzlich das physikalische Modell nachgerechnet. Mit diesen Untersuchungen wurde versucht, genaue Aussagen von den Fließparametern abzuleiten, welche sich beim Einsatz eines Spülwagens im Kanal einstellen. Die wesentlichen Einflussparameter wie Schildgeometrie, Durchfluss, Aufstauhöhe, Wagensgeschwindigkeit usw. konnten vereinzelt verändert werden.

In der numerischen Untersuchung wurden einzeln folgende Parameter variiert:

- die seitliche Abdichtung zwischen Schild und Kanalwand,
- die Oberwasserhöhe,
- die Rückstauhöhe,
- die Spaltform,
- die Grundform des Stauschildes,
- und die Stauschildneigung.

In Abbildung 5.1 bis 5.4 werden die 78 untersuchten Modelle graphisch dargestellt.

Mit der Berechnung wurden die folgenden Parameter ermittelt und ausgewertet:

- der Durchfluss am Einlauf, am Auslauf und im Spaltbereich,
- die Wasserhöhen entlang der Kanalwandung,
- die Geschwindigkeitsprofile im untersuchten Bereich,
- der Schubspannungsverlauf auf der Kanalsohle,
- die auf die Stauwand einwirkende Wasserdruckkraft,

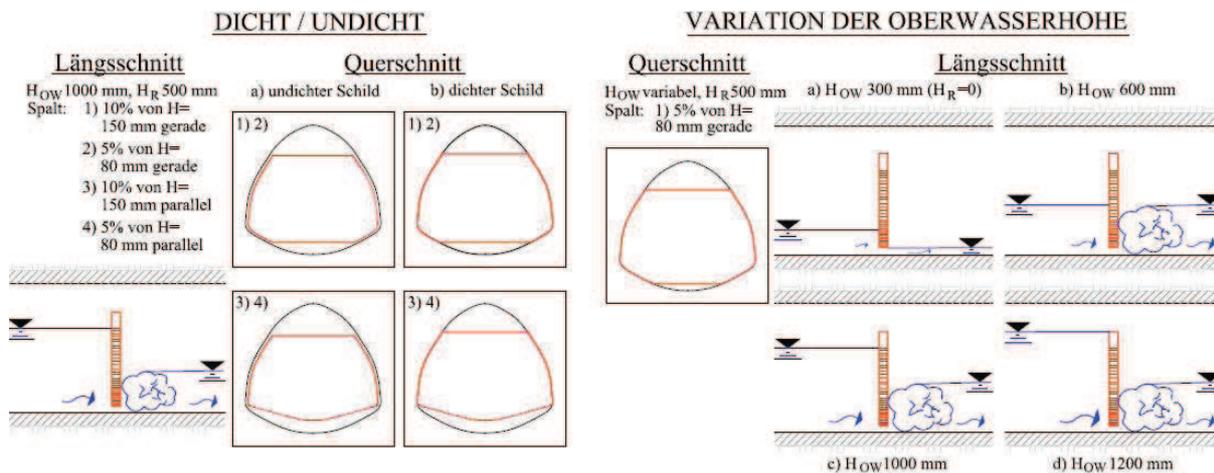


Abbildung 5.1: Darstellung der untersuchten Modellgeometrien sowie -parameter. Links - dichter/undichter Schild. Rechts - Variation der Oberwasserhöhe.

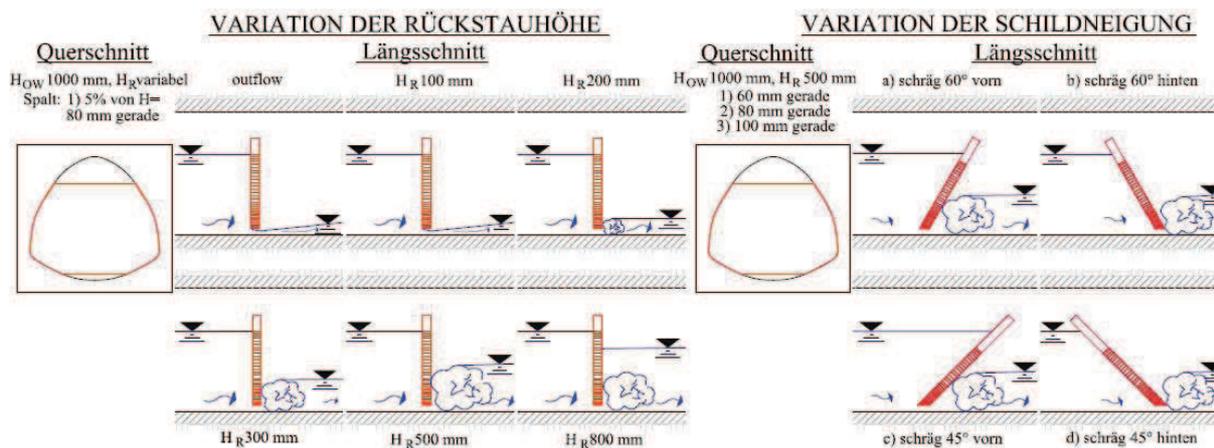


Abbildung 5.2: Darstellung der untersuchten Modellgeometrien sowie -parameter. Links - Variation der Rückstauhöhe. Rechts - Variation der Schildneigung.

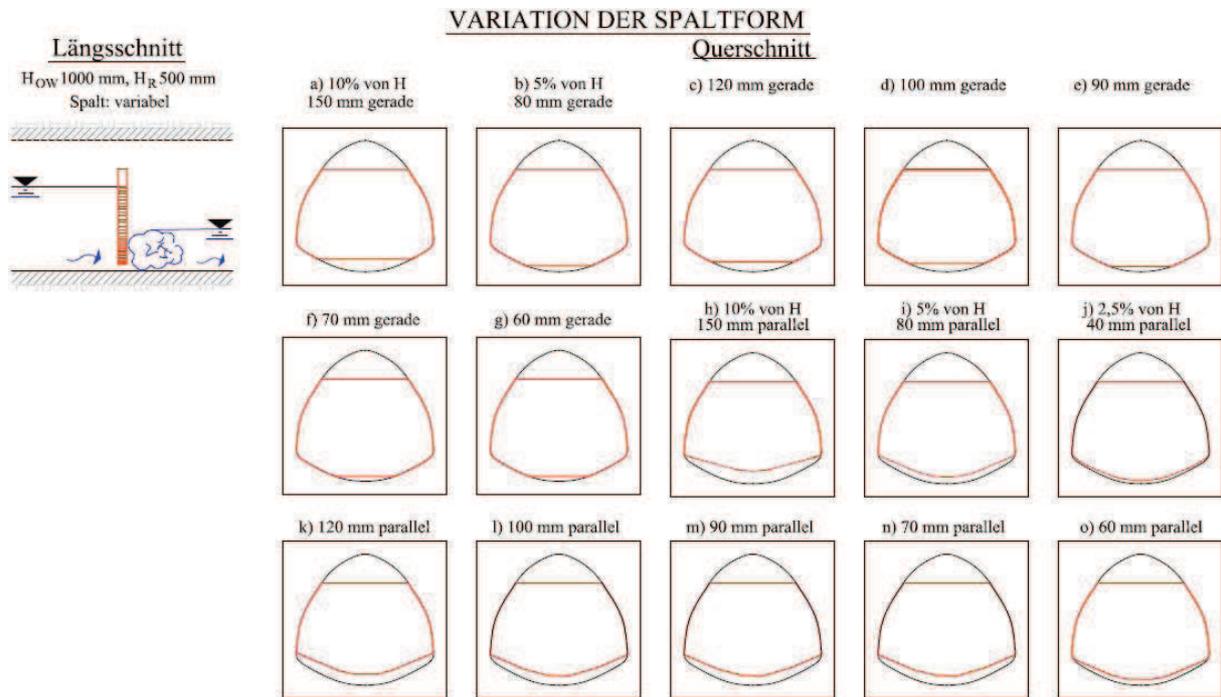


Abbildung 5.3: Darstellung der untersuchten Modellgeometrien sowie -parameter: Variation der Spaltform.

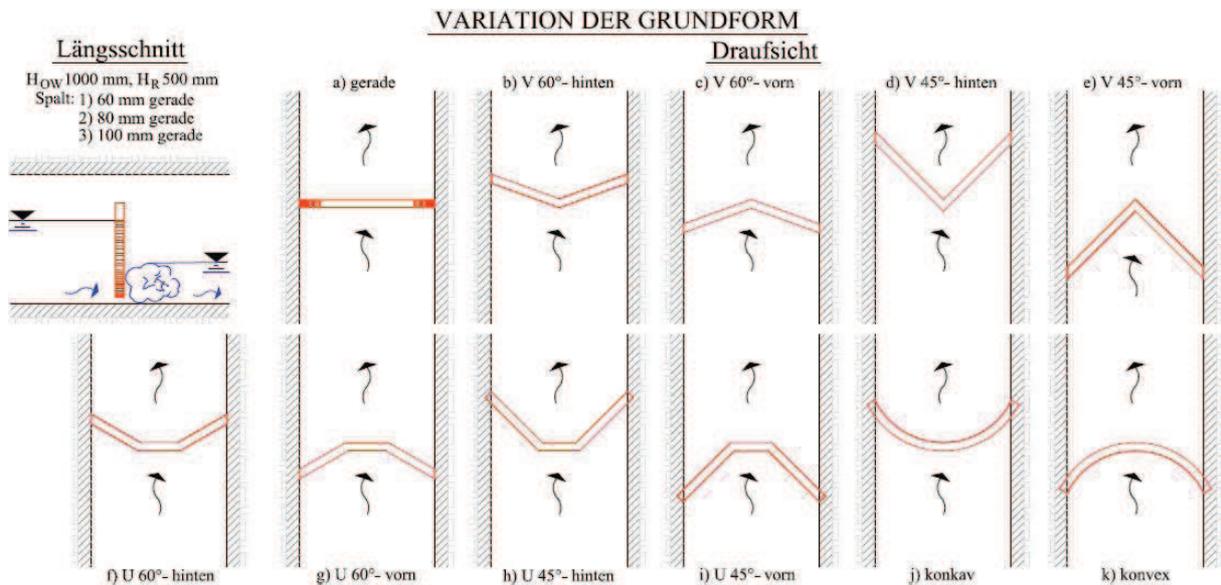


Abbildung 5.4: Darstellung der untersuchten Modellgeometrien sowie -parameter: Variation der Grundform der Stauwand.

- das Volumen des transportierten Sediments (bei den Untersuchungen mit Sediment).

Als Darstellung des Geschwindigkeitsfeldes in der Längs-, x-y- und Querebene sind in Abbildung 5.5 bis 5.7 beispielhaft die Ergebnisse der Untersuchung „gerader Spalt 80 mm“ enthalten.

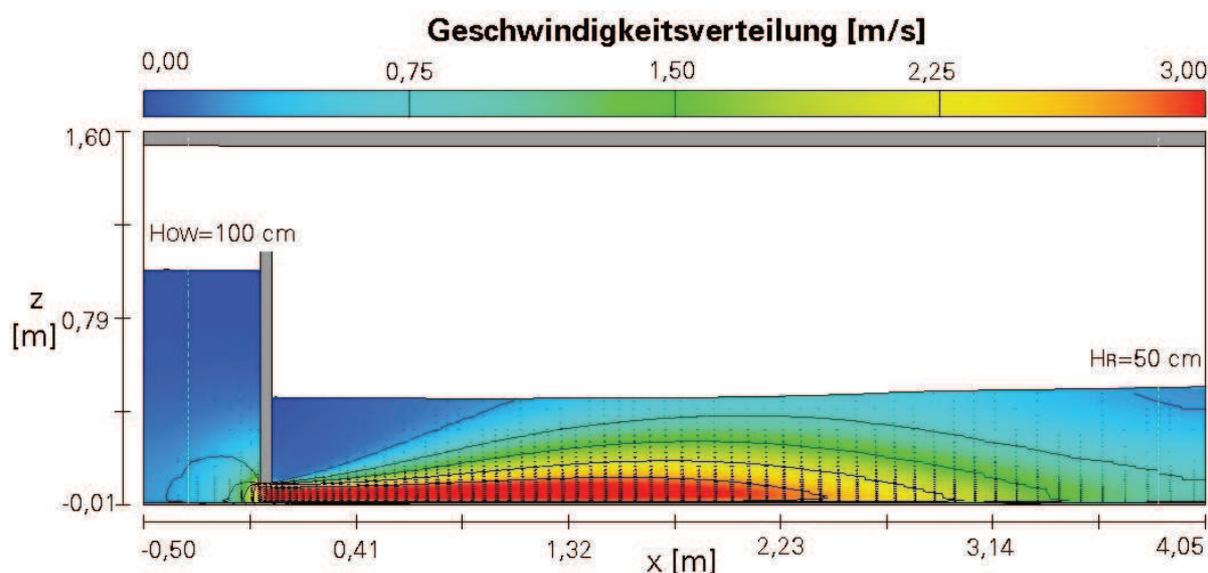


Abbildung 5.5: Darstellung der Geschwindigkeitsverteilung im Längsschnitt für die Kanalmitte  $y = 0,00 \text{ m}$  („Spalt gerade 80 mm“).

Eine Zusammenfassung der Ergebnisse mit Schlussfolgerungen dieser numerischen Untersuchungen werden in den Abschnitten 5.1.2 und 5.1.3 wiedergegeben. Für eine vertiefte Lektüre wird jedoch auf den Forschungsbericht des Institutes für Wasserbau und Technische Hydromechanik der Technischen Universität Dresden - Hydraulische Optimierung des Dresdner Stauwagens (Dapoz 2011) - verwiesen.

## 5.1.2 Ergebnisse der hydraulischen Optimierung

Anhand der hervorgerufenen mittleren Geschwindigkeiten und der ermittelten Wassertiefen in unmittelbarer Schildnähe für die Kanalmitte wird die Sohlschubspannung nach Formel 4.32 analytisch berechnet (vgl. Abschnitt 4.2.7). Wie zuvor beschrieben ist somit ein direkter Vergleich mit der Grenzschubspannung, welche der Kanalreinigung zugrunde gelegt wird, möglich, womit eine erste Aussage über die Effizienz der induzierten Kanalreinigung getroffen werden kann.

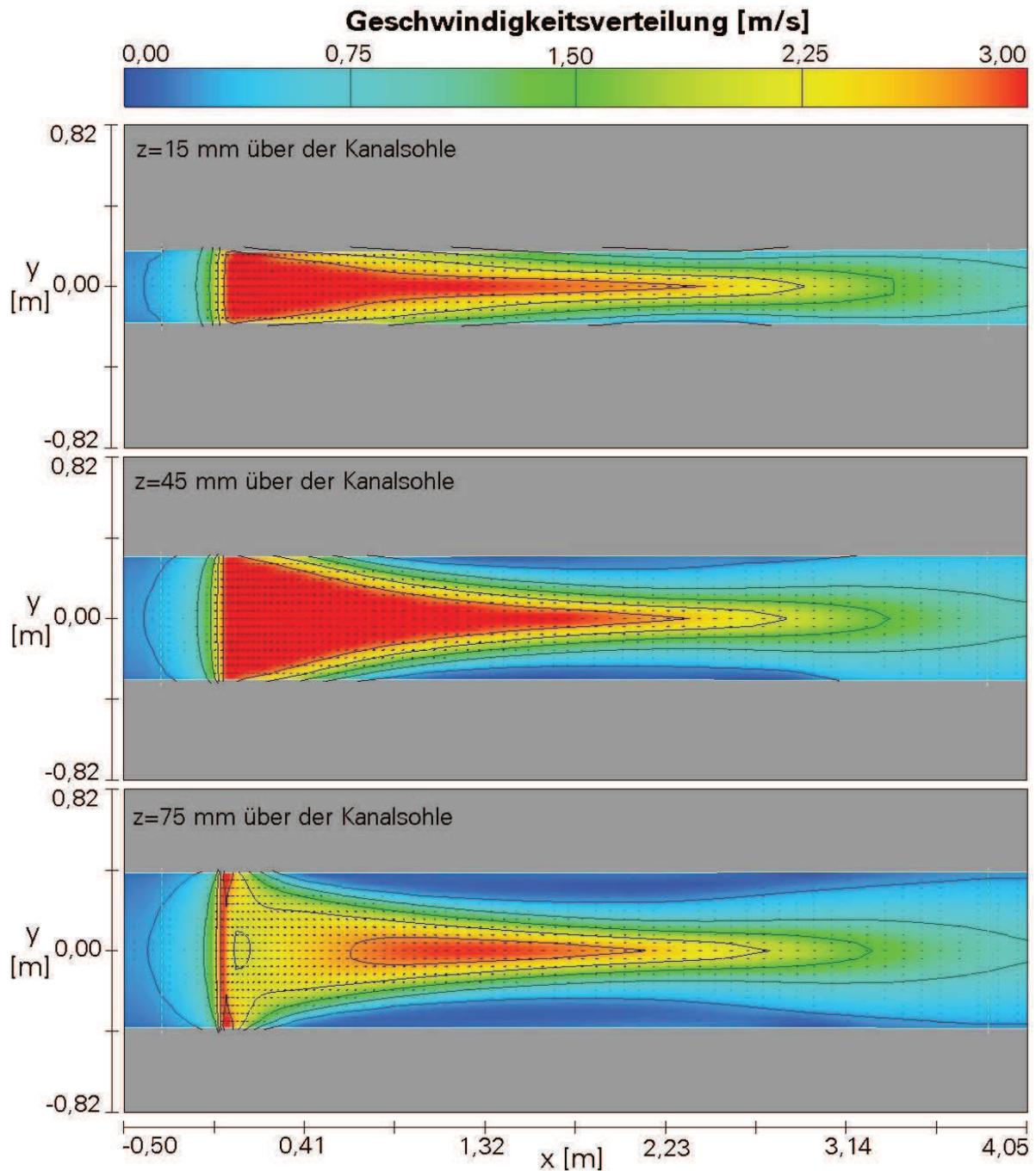


Abbildung 5.6: Darstellung des Geschwindigkeitsverlaufs in der Aufsicht bei  $z = 15 \text{ mm}$ ,  $z = 45 \text{ mm}$  und  $z = 75 \text{ mm}$  über der Kanalsohle für die Untersuchung „Spalt gerade 80 mm“.

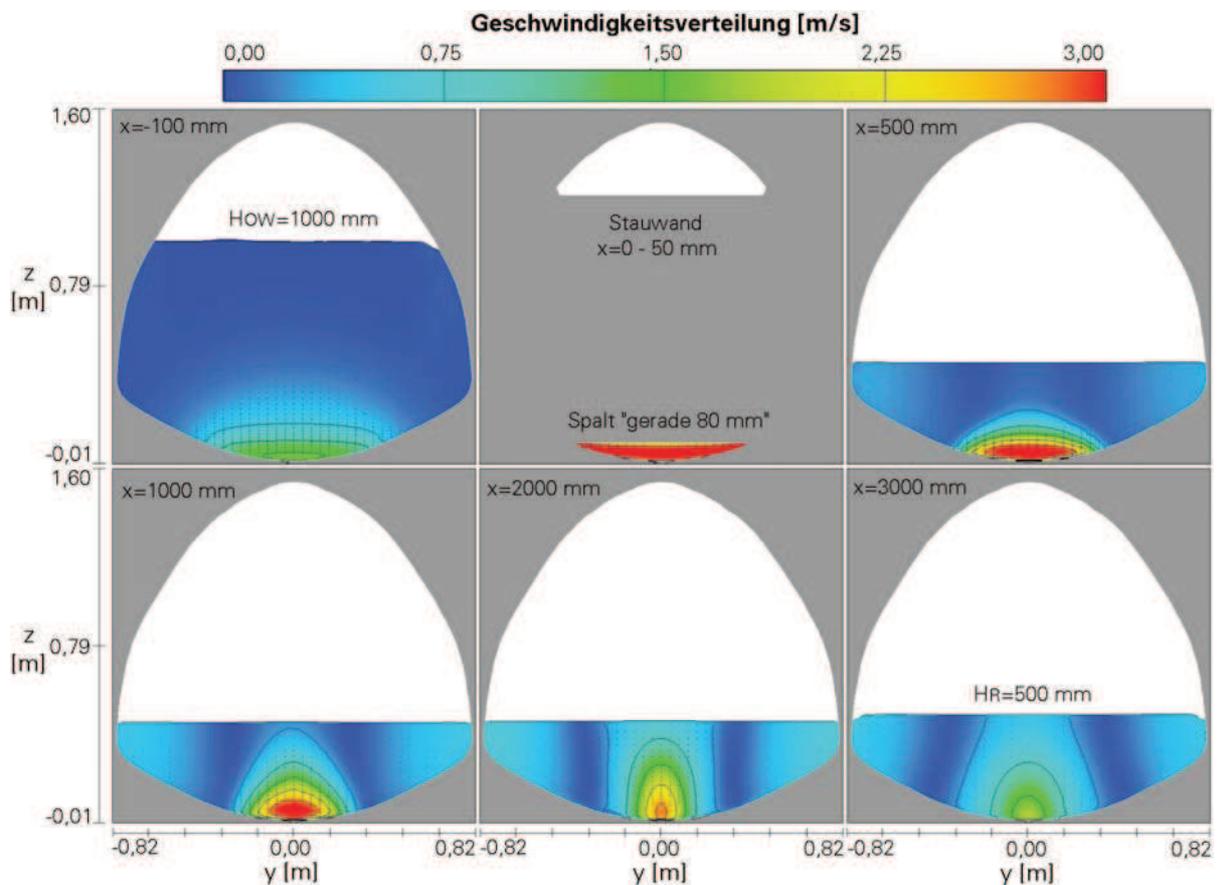


Abbildung 5.7: Darstellung der Geschwindigkeitsverteilung im Querschnitt  $50 \text{ mm}$  vor bzw.  $50 \text{ mm}$ ,  $550 \text{ mm}$ ,  $1050 \text{ mm}$  und  $2050 \text{ mm}$  nach und am Stauschild für die Untersuchung „Spalt gerade  $80 \text{ mm}$ “.

In Abbildung 5.8 sind für die 23 untersuchten Modelle zur Variation der Grundform des Schildes (vgl. auch Abbildung 5.3) zwölf Verläufe der Sohlschubspannung in der Kanalmitte dargestellt. Weitere Schubspannungsverläufe werden im Anhang B dargestellt.

Aus den zwei ausgewählten Diagrammen zeigt sich, dass die maximale Sohlschubspannung zwei Maxima aufweist:

- direkt unterhalb des Schildes, innerhalb des Spaltes,
- und je nach Geometrie des Spaltes bzw. der Schildform bei  $300 \text{ mm}$  bis ca.  $2000 \text{ mm}$  vor dem Stauschild entfernt.

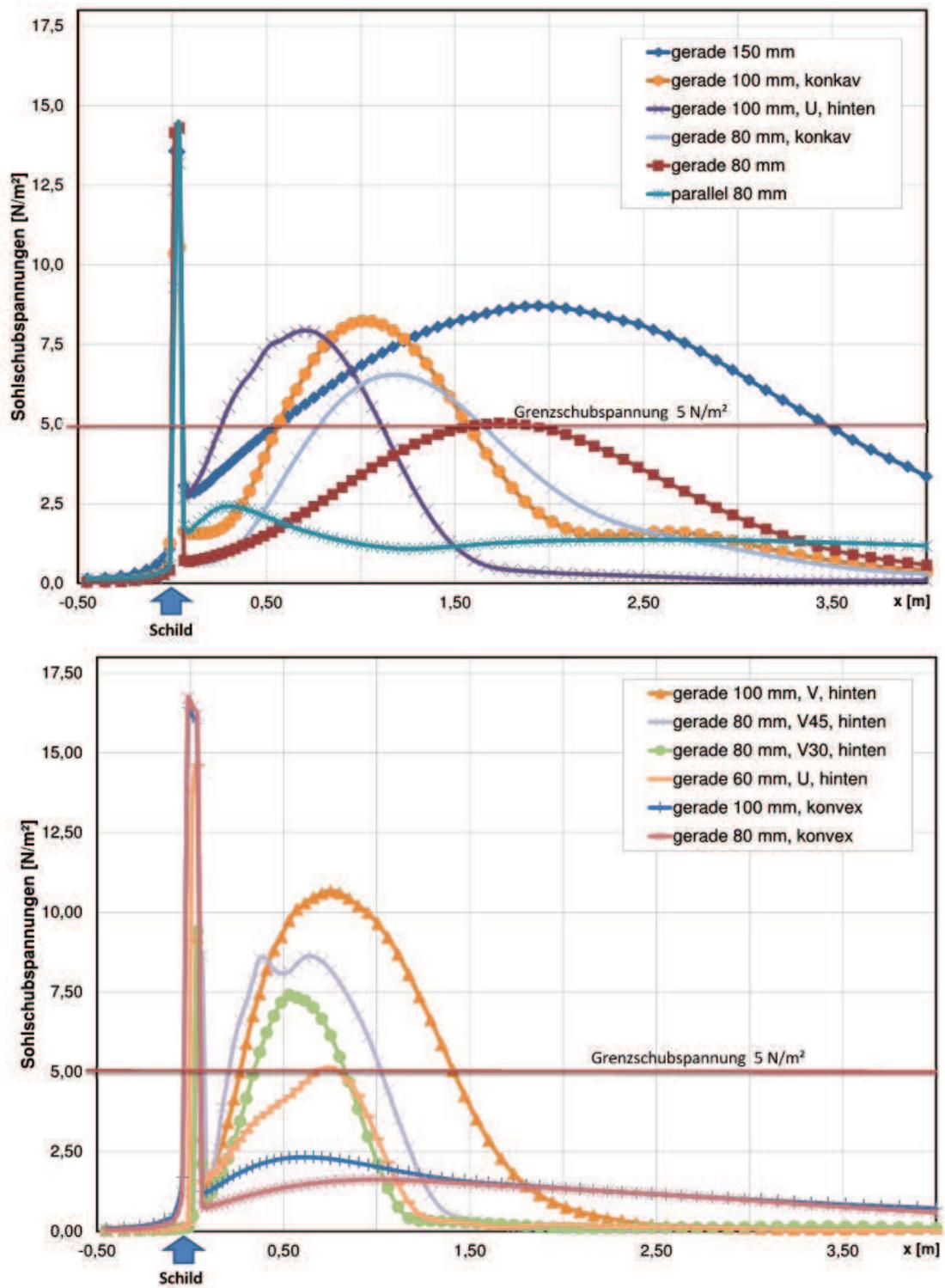


Abbildung 5.8: Schubspannungsverlauf für unterschiedliche Spalt- und Schildformen.

Durch Einbeziehung der tatsächlichen Geschwindigkeitsverteilung im Sohlbereich zur Ermittlung der Sohlschubspannung statt der bis dato genutzten mittleren Geschwindigkeit (vgl. Abbildung 5.5), erschließt sich in erster Linie, dass der durch die Stauwand erzeugte Strahl im Bereich zwischen den Maxima an der Sohle anliegt. Als Konsequenz müssen die Sohlschubspannungen vom Maximum unterhalb des Schildes zum nachfolgenden relativen Maximum vor dem Stauschild schwinden, ohne durch das in Abbildung 5.8 enthaltene lokale Minimum, unmittelbar nach der Stauwand zu verlaufen. Weiterhin kristallisieren sich deutliche Größenunterschiede heraus, sowohl hinsichtlich der Maxima als auch hinsichtlich der Sohlschubspannungsabnahme. Bei einem geraden Schild mit geradem Spalt der Höhe  $80\text{ mm}$  wurde z. B. eine maximale Sohlschubspannung unter dem Schild von ca.  $14\text{ N/m}^2$  erreicht, welche zum Wert der präventiven Grenzschubspannung von  $5\text{ N/m}^2$  bei etwa  $2\text{ m}$  vor dem Schild (statische Wirkungslänge ca.  $2000\text{ mm}$ ) linear abnimmt. Anders ausgedrückt bewirkt dies eine gründliche Ablagerungsmobilisierung bis  $2\text{ m}$  vor dem Stauschild. Aus den Verläufen kann weiterhin abgeleitet werden, dass sich z. B. eine konvexe Schildform für den Einsatz bei der Kanalreinigung nicht eignet, da diese Form ja zu erhöhten Maxima im Schildbereich führt, die Sohlschubspannung jedoch innerhalb eines kurzen Bereiches schlagartig abnimmt (statische Wirkungslänge  $< 200\text{ mm}$ ).

Im Folgenden werden die aus den Untersuchungen herausgearbeiteten Erkenntnisse zusammengefasst und aufgelistet:

- Je größer die Aufstauhöhe ist, desto besser ist die Reinigungswirkung. Die maximale Höhe sollte aber aus Sicherheitsgründen nicht über  $1100\text{ mm}$  liegen.
- Je niedriger die Unterwasserhöhe ist bzw. je größer die Wasserspiegeldifferenz, desto größer sind die Sohlschubspannungen. Ab einer Unterwasserhöhe von  $250\text{ mm}$  kommt es zum Rückstau und der Wasserstrahl im Schildbereich wird zurückgestaut.
- Wegen des niedrigen Trockenwetterabflusses und um bessere Reinigungseigenschaften zu erhalten, sollte der Schild so dicht wie möglich an die Kanalwandung angepasst werden, damit eine große Aufstauhöhe auch bei Trockenwetter erreicht werden kann.
- Eine Krümmung (konvexe Stauwand) oder eine Schrägstellung des Schildes in Richtung Oberwasser würde eine Erhöhung der Sohlschubspannungen unmittelbar unter dem Spalt mit sich bringen. Die Sohlschubspannungen nehmen jedoch stark ab und die Reinigung ist nur in der Nähe der Stauwand (statische Wirkungslänge  $< 200\text{ mm}$ ) gegeben. Die Profilanpassung mit einem gekrümmten Schild ist zudem sehr problematisch. Ein U-förmiger Schild (nach hinten gerichtet) würde größere Sohlschubspannungen in der Kanalmitte hervorrufen.

- Eine Schildneigung zum Oberwasser hin verbessert die erzielten Sohlschubspannungen.
- Die durch Bremsen aufzunehmende Wasserdruckkraft beim Betrieb des Stauwagens mit  $H_{OW} = 1000 \text{ mm}$  und  $H_R = 500 \text{ mm}$  liegt für einen Kanaldurchmesser  $DN 1600/1540 \text{ mm}$  bei etwa  $5 \text{ kN}$  und für einen Durchmesser  $DN 2900/2780 \text{ mm}$  bei  $7 \text{ kN}$ .

### 5.1.3 Numerische Untersuchungen zum Sedimenttransport

Durch das Sedimenttransportmodell der Berechnungssoftware *FLOW-3D*<sup>®</sup> wurde zudem untersucht, wie der Sedimentabtragungsvorgang in Abhängigkeit von der Art und der Spaltform des Reinigungswagens stattfindet. In den drei folgenden Abbildungen sind die zwölf untersuchten Modelle dargestellt.

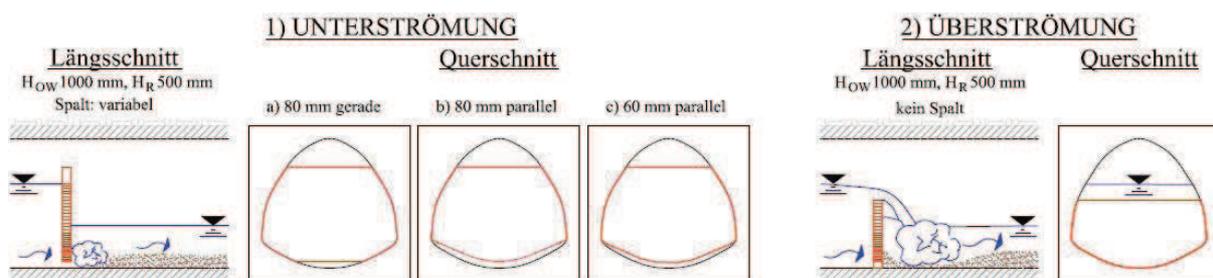


Abbildung 5.9: Untersuchungen mit Sedimenttransport. Links - Unterströmte Stauwand. Rechts - Überströmte Stauwand.

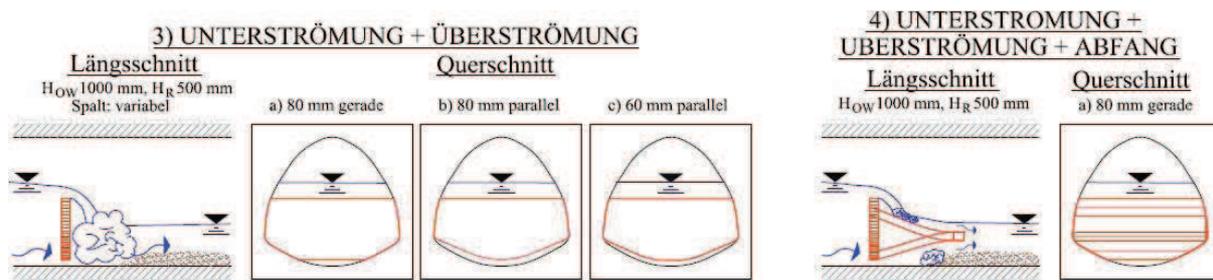


Abbildung 5.10: Untersuchungen mit Sedimenttransport. Links - Unterströmte und überströmte Stauwand. Rechts - Unterströmte und überströmte Stauwand mit Umlenkung des herabfallenden Wasserstrahls.

Das Sediment wurde aus einer Kornverteilungskurve aus Kanalproben modelliert, welche vom Institut für Siedlungswasserwirtschaft zur Verfügung gestellt wurde (Abbildung 4.4). Es wurden drei verschiedene Korngrößen mit den entsprechenden Fraktionen als Ablagerung im Berechnungsmodell verwendet (siehe Abbildung 5.19). Jeweils

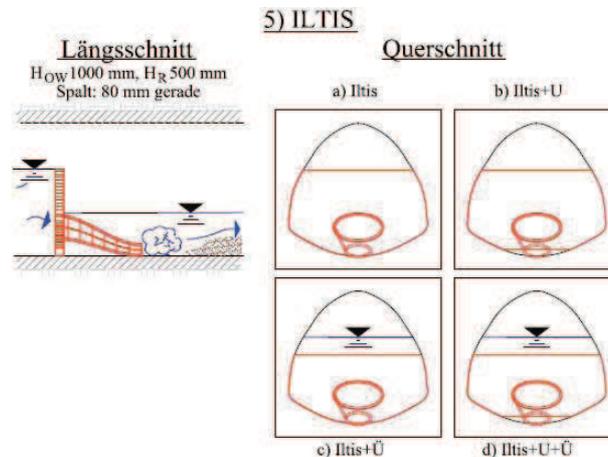


Abbildung 5.11: Untersuchungen mit Sedimenttransport: „Iltis“

für 60 Sekunden wurde die effektive Strömung infolge der eingebauten Stauwand simuliert. Neben einer qualitativen Aussage der Räumlichkeiten nach der Untersuchungszeit (siehe Abbildung 5.12) wurden auch die abgetragenen Sedimentfrachten in Abhängigkeit von der Zeit quantitativ ausgewertet. Im Ausgangsvolumen der Ablagerungen (Kanalgröße  $B/H = 1600/1540 \text{ mm}$ , eine Ablagerungslänge von  $2500 \text{ mm}$  und eine Ablagerungshöhe in Kanalmitte von  $200 \text{ mm}$ ) befanden sich im gesamten Modell  $560 \text{ kg}$  Trockenmasse an Sediment. Der Zeitverlauf der Sedimentfracht ist in Abbildung 5.13 links dargestellt.

Mittels *GMO* (Modell für Berechnungen mit bewegten Komponenten) wurden für neun Modelle weitere numerische Untersuchungen durchgeführt. Zusätzlich zur Auswertung der abgetragenen Sedimentmasse wurde untersucht, mit welcher Grenzgeschwindigkeit sich der Wagen bewegen kann, ohne dass Ablagerungen hinterlassen werden (vgl. Abbildung 5.13 rechts).

Aus dieser Untersuchung können diese Schlussfolgerungen gezogen werden:

- Eine Vergrößerung des Spaltes verlangsamt das Abtragen der Ablagerungen. Es bleibt teilweise Sediment in der Kanalmitte liegen.
- Die Kombination Unter- + Überspülung und Iltis + Unterspülung reinigen mit einer Geschwindigkeit von  $20 - 30 \text{ mm/s}$ .
- Ein „gerader“ und ein „paralleler Spalt“ mit einer Höhe von  $80 \text{ mm}$  räumt mit einer Geschwindigkeit von  $35$  bis  $40 \text{ mm/s}$ .
- Ein U-förmiger oder V-förmiger Schild ergibt die höchste Fahrgeschwindigkeit von  $55$  bis  $60 \text{ mm/s}$ .
- Unter Berücksichtigung der Trockenwetterabflüsse sollte ein „gerader Schild“ mit  $80 - 90 \text{ mm}$  Spalt oder ein U- bzw. V-förmiger Schild verwendet werden.

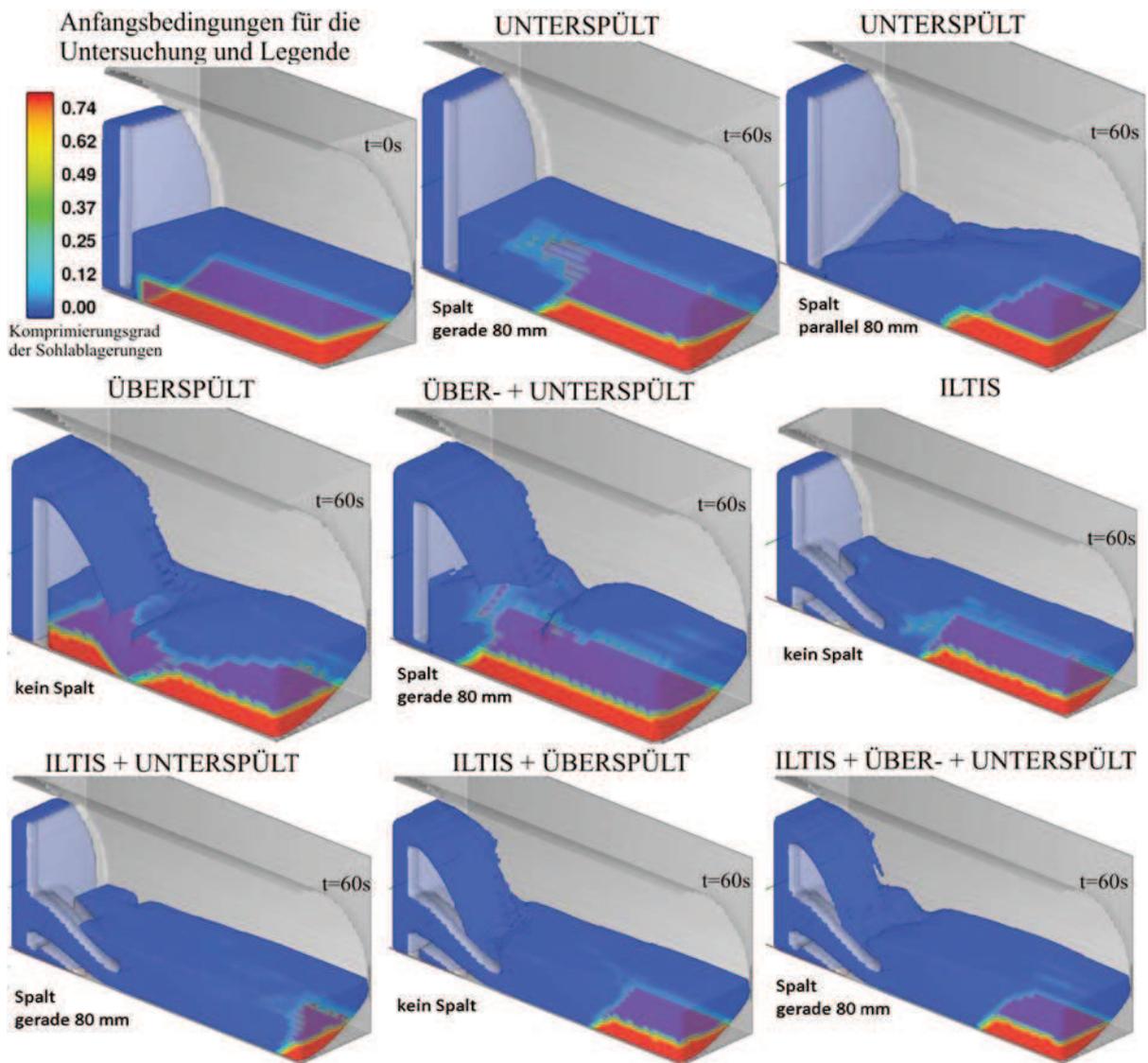


Abbildung 5.12: Qualitative Darstellung des Sedimentmassenabtrages nach 60 Sekunden Strömungssimulation ausgehend vom Anfangszustand (links oben).

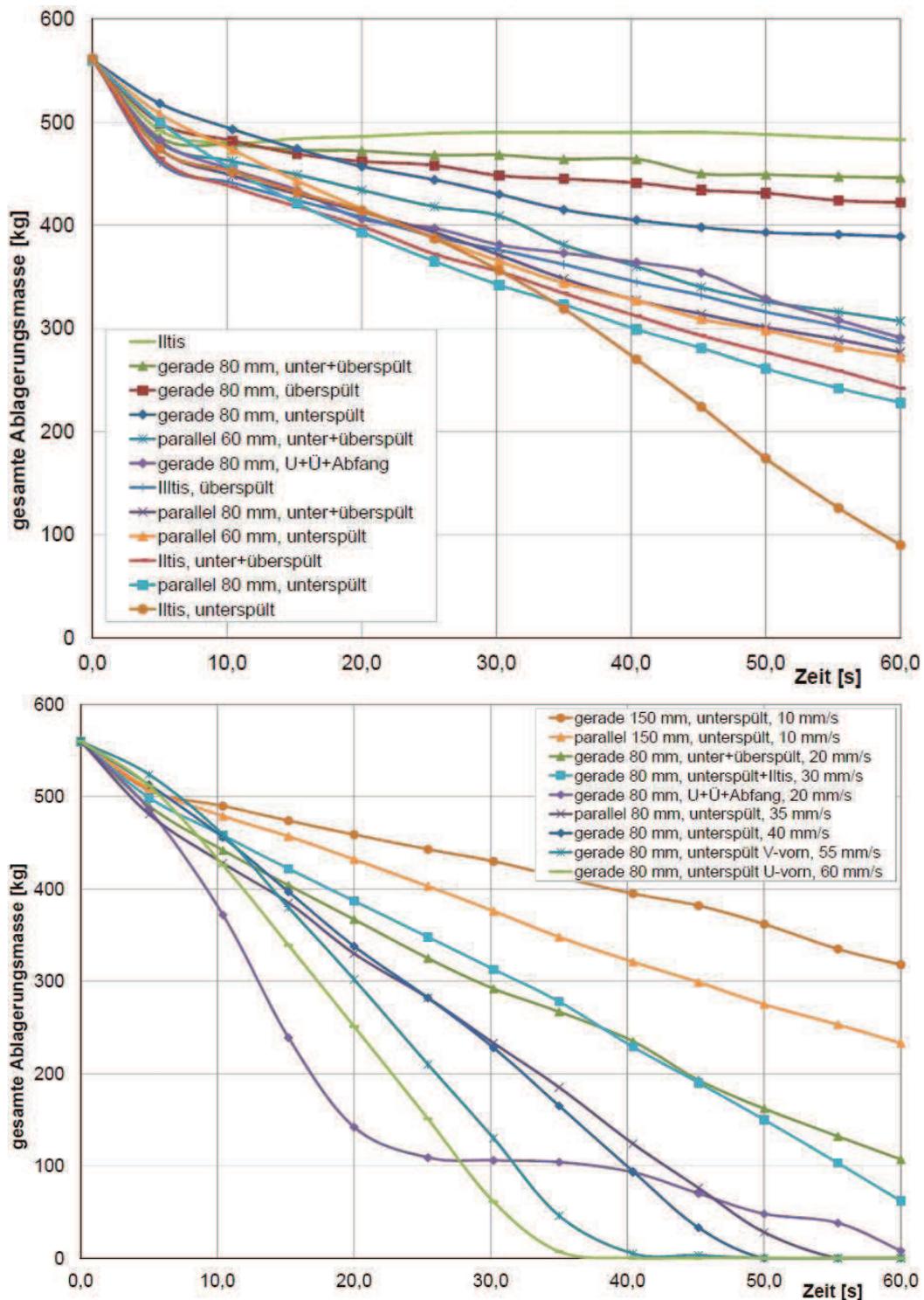


Abbildung 5.13: Sedimentmassenabtrag in Abhängigkeit von der Zeit für den stehenden (oben) und für den fahrenden Stauwagen (unten).

Die *3D-HN* Simulationen haben das Grundprinzip und die Grundgeometrie des Schildes geliefert (vgl. Abbildung 5.14), um eine ideale Reinigungsgeschwindigkeit mit einer optimalen Spülwirkung zu erzielen. Mit den erzeugten Ergebnissen wurde schließlich die Lösung für eine zu bauende Versuchseinrichtung abgeleitet, welche im Modellmaßstab 1 : 2,6 im Labor umgesetzt wurde (vgl. Abschnitt 5.2).

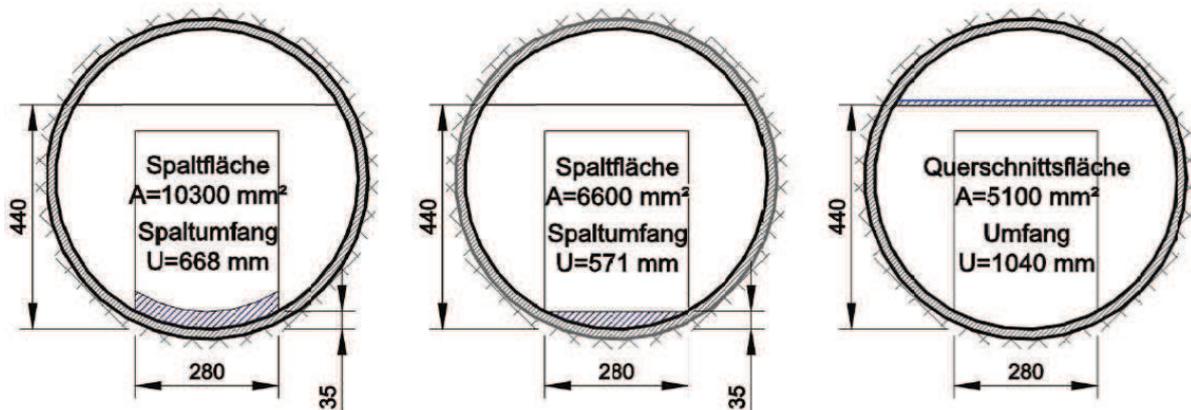


Abbildung 5.14: Geometrie der verwendeten Stauwandspalte für die Modelluntersuchungen: „parallel“, „gerade“ und überströmte Stauwand (v. l. n. r.).

## 5.2 Physikalische Modelluntersuchungen

### 5.2.1 Physikalische Modellierung

#### 5.2.1.1 Allgemeine Beschreibung

Das hydraulische Modell ist eine geometrisch verkleinerte Nachbildung eines Abschnittes des vorhandenen Naturbauwerkes in der Dresdner Kanalisation. Die messbaren geometrischen, kinematischen und dynamischen Größen werden nach dem Froude'schen Ähnlichkeitsgesetz in ein Verhältnis gesetzt (Tabelle 5.2), um die Versuchsergebnisse auf das Naturbauwerk übertragbar zu machen. Das Froude'sche Ähnlichkeitsgesetz kann angewendet werden, wenn der Einfluss der Schwere- und Trägheitskräfte gegenüber den Druck- und Kapillarkräften überwiegt. Dies ist bei Freispiegelabflüssen mit mittleren und hohen Wassertiefen der Fall. Konzeptionell sagt dieses Ähnlichkeitsgesetz aus, dass die Froude-Zahlen der Strömungen im Modell und in der Natur gleich groß sein müssen. In Tabelle 5.3 sind die Maßstabsfaktoren des Froude'sche Ähnlichkeitsgesetzes aufgelistet.

Um die Sedimenttransportprozesse im Modellmaßstab zu analysieren, müsste die Dichte oder die Korngröße des Sedimentes dem Modellmaßstab angepasst werden.

Tabelle 5.2: Maßstabsfaktoren im hydraulischen Modell nach *FROUDE* (Martin 2008).

Pysikalische Größe Bezeichnung	Einheit	Maßstabsfaktoren (nach Froude)	Maßstab
Länge	$m$	$M_l$	$M 1 : 2,6$
Fläche	$m^2$	$M_l^2$	$M 1 : 6,8$
Volumen	$m^3$	$M_l^3$	$M 1 : 17,6$
Zeit	$s$	$M_l^{\frac{1}{2}}$	$M 1 : 1,6$
Geschwindigkeit	$m/s$	$M_l^{\frac{1}{2}}$	$M 1 : 1,6$
Beschleunigung	$m/s^2$	1	$M 1 : 1$
Abfluss	$m^3/s$	$M_l^{\frac{5}{2}}$	$M 1 : 10,9$
Gefälle	$m/m$	1	$M 1 : 1$
Manningbeiwert	$m^{\frac{1}{3}}/s$	$M_l^{-\frac{1}{6}}$	$M 1,4 : 1$
Schubspannungen	$N/m^2$	$M_l^{\frac{3}{2}}$	$M 1 : 4,2$

Um dies in der durchgeführten Untersuchung zu umgehen, wurde ein Kanaldurchmesser  $DN 630 \text{ mm}$  gewählt, der in der Entwässerungstechnik neben anderen Kanalgrößen zum Einsatz kommt. Die Laborversuche zum Sedimenttransport können somit im Maßstab  $1 : 1$  und als reale Größen betrachtet werden: Lediglich die Durchflüsse und die Aufstauhöhen müssen durch die Maßstabsfaktoren umgewandelt werden.

### 5.2.1.2 Aufbau des Versuchsstandes

Der Versuchsaufbau erfolgte im Hubert-Engels-Labor am Institut für Wasserbau und Technische Hydromechanik der Technischen Universität Dresden. Der Versuchsstand bildete einen geraden Abschnitt der Dresdner Kanalisation nach, der durch drei  $5 \text{ m}$  lange PE-Rohrsegmente in einer rechteckigen Glasrinne nachgebaut wurde. Die Fertigteiltröhre, welche freundlicherweise von der Firma *GERODUR* zur Verfügung gestellt wurden, konnten dank einer hölzernen Unterkonstruktion mit dem reellen Gefälle von  $0,34 \text{ ‰}$  eingebaut werden. Der Innendurchmesser der Rohre betrug  $DN 591,4 \text{ mm}$ . Die Rohre wurden auf der Oberseite ausgespart, um den Zugang und die Kontrolle des Reinigungsprozesses sowie das Einbringen der Ablagerungen zu gewährleisten. Der Wasserzulauf erfolgte über eine Steigleitung, die in einen Quelltopf mündete.

Vergleicht man das aus PE-Fertigrohren (Kreisprofil Außendurchmesser  $D 630 \text{ mm}$ ) aufgebaute Modell mit dem betrachteten Naturbauwerk (Maulprofil  $DN 1600/1540 \text{ mm}$ ), besteht zwar keine exakte geometrische Ähnlichkeit, das Verhältnis des Durchmessers ergibt aber ungefähr einen Modellmaßstab von  $1 : 2,6$  (Tabelle 5.3).

Der Wagen wurde mit Aluminiumprofilen erstellt, um einen schnelleren Wechsel bzw. eine einfachere Montage und Einstellung der Aufstauschilde zu ermöglichen.

Tabelle 5.3: Natur- und Modelldaten gemäß der Anwendung des Froude'schen Modellgesetzes

Größe	Einheit	Naturkennwert	Maßstabsfaktor (Froude)	Modellkennwert
Profil	[mm]	Maulprofil DN 1600/1540	/	Kreisprofil DN 591
Gefälle $I$	[-]	0,3433 ‰	/	0,3433 ‰
Querschnittshöhe $H$	[m]	1,54	$n_l = 1,54/0,5914 =$ $= 2,604$	0,591
Querschnittsbreite $B$	[m]	1,60		0,591
mittl. Wasserstand $h_m$	[m]	ca. 0,50	$n_l = 2,604$	0,192
Aufstauziel $H_{OW}$	[m]	ca. 1,00	$n_l = 2,604$	0,384
Durchfluss $Q$	[m <sup>3</sup> /s]	ca. 0,4	$n_Q = n_l^{2,5} = 10,942$	0,037
Schubspannungen $\tau_0$	[N/m <sup>2</sup> ]	5	$n_\tau = n_l^{\frac{3}{2}} = 4,202$	1,20

Durch die Kopplung eines Seiles an einem drehzahlgesteuerten Motor wurde eine kontrollierte Fahrt des Wagens mit vorgegebener Reinigungsgeschwindigkeit gewährleistet. Die Stauschilde wurden aus *FOREX*<sup>®</sup> - *CLASSIC* gefertigt. Es handelt sich um eine leicht geschäumte, geschlossenzellige Hartschaumstoffplatte mit einer besonders feinzelligen homogenen Struktur und einer sehr glatten Oberfläche. In Abbildung 5.15 ist der Wagen mit einem angebrachten Stauschild dargestellt.

### 5.2.1.3 Modellumbau

Zur Durchführung der Sedimenttransportuntersuchungen musste der bestehende Versuchsstand umgebaut werden, um den Einsatz der Photogrammetrie zu ermöglichen. Die Länge des Versuchstandes wurde erhöht, um eine größere Arbeitslänge (Reinigungslänge) für den Stauwagen zur Verfügung zu haben. Zudem musste ermöglicht werden, dass die Sicht auf die Sohle im Messbereich kontinuierlich gegeben ist. Vom Institut für Baustoffe der Technischen Universität Dresden wurden Halbschalen und Platten aus textilbewehrtem Beton hergestellt. An den bestehenden 3 · 5000 mm PE-Rohren wurden die textilbewehrten Elemente angeschlossen. Hierfür wurde eine Unterkonstruktion aus Porenbetonziegel gewählt, auf der ein Mörtelbett von ca. 50 mm aufgebracht wurde, um das Gefälle der Rohrleitung weiterführen zu können. Auf den kreisförmigen Halbschalen wurden senkrechte Textilbetonplatten angebracht, um eine Aufstauhöhe bis zu 600 mm zu gewährleisten. Die Stöße zwischen Platten und Halbschalen wurden mit einer bitumenartigen Masse abgedichtet und anschließend verspachtelt, um eine uniforme Oberflächenrauheit zu erhalten. In Abbildung 5.16 ist der umgebaute Bereich anhand der Planungsunterlagen sowie eines Lichtbildes dargestellt.

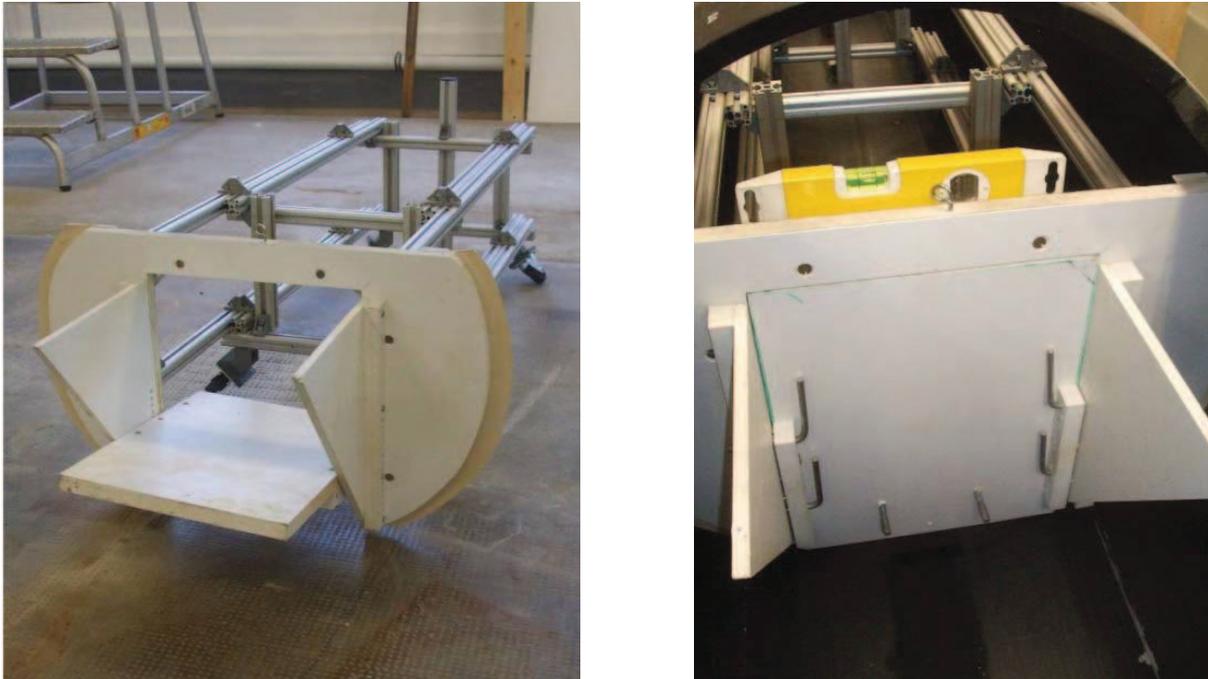


Abbildung 5.15: Stauwagen mit „geradem Schild“ für die Modelluntersuchungen, Ansicht mit geöffneter Entlastungsklappe (links) und im Einsatz (rechts).

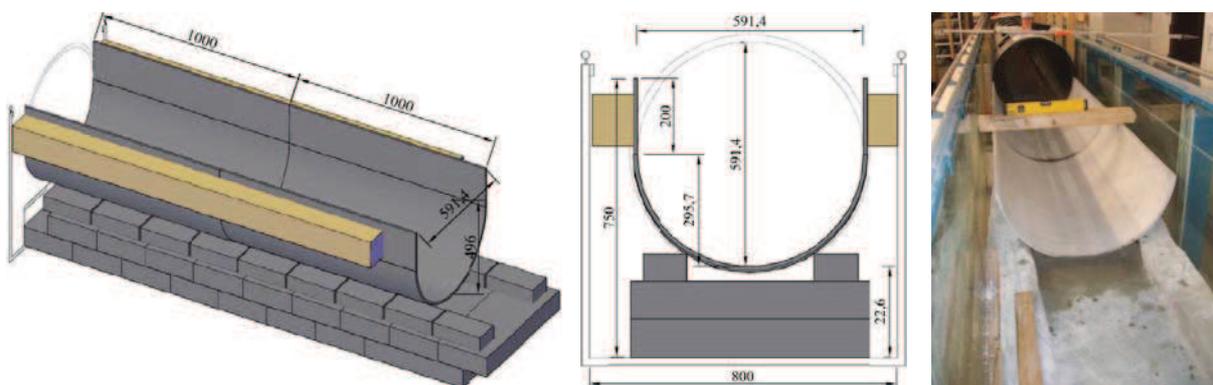


Abbildung 5.16: Verlängerung des Versuchsstandes im Hubert-Engels-Labor, in Planung (links und Mitte) und während des Umbaus (rechts).

Für die Modelluntersuchungen standen nach dem Umbau 22 m Kanal zur Verfügung. Der Modelleinlauf mit Beruhigungsstrecke betrug in etwa 6 m, die anschließende maximale Reinigungslänge war 9 m lang und die restlichen 7 m wurden als Auswertestrecke benötigt, um die aufgewirbelte Sedimentdüne abzubilden und auszumessen.

### 5.2.1.4 Messtechnik und Messgrößen

Der geforderte Abfluss konnte durch eine frequenzgesteuerte Pumpe realisiert werden (Tauchpumpe mit offenem Mehrschaufelrad). Dabei steuert ein Frequenzregler den Pumpendurchfluss. Die elektronisch aufgenommenen Messdaten werden dabei direkt als Durchfluss auf der Pumpensteuerung angezeigt.

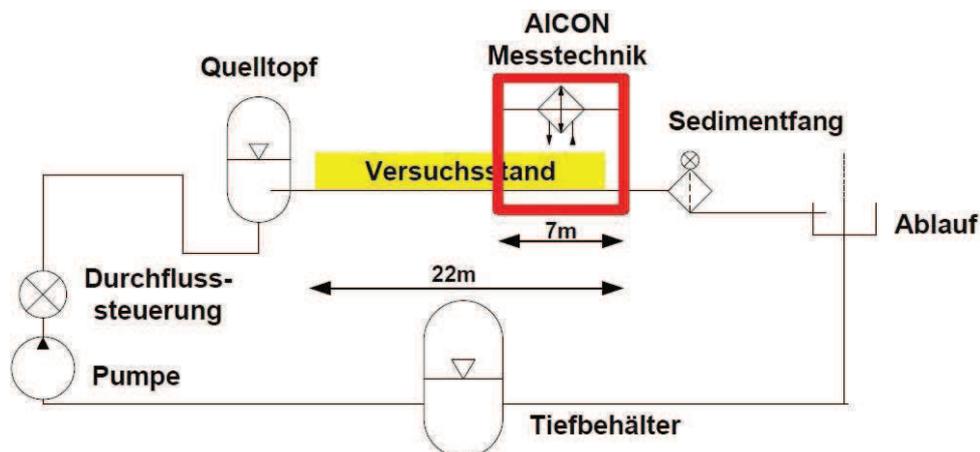


Abbildung 5.17: Schematische Darstellung des Wasserkreislaufes zur Durchführung der physikalischen Versuche.

Während der Versuchsdurchführung wurden die Wasserstände bei gleichzeitiger Kontrolle mittels einer Wasserstandsskala durch zwei Ultraschallmesssensoren kontinuierlich ( $f = 2 \text{ Hz}$ ) im Oberwasser und am Auslauf gemessen (Abbildung 5.18 links und Mitte) und aufgezeichnet.

Eine festinstallierte *WEB-CAM* (Abbildung 5.18 rechts) diente während der Versuche zur visuellen Überwachung des Reinigungsprozesses am Übergang vom PE-Rohr zu den Betonhalbschalen (Anschlagpunkt des Stauwagens nach abgeschlossener Reinigungsfahrt).

Mit Hilfe des Programms *DASYLAB 10* konnte die Fahrgeschwindigkeit des Wagens geregelt sowie die gewünschten Messwerte umgerechnet und digital erfasst werden.



Abbildung 5.18: Ultraschallmessung für die Erfassung der Aufstauhöhe (links) und für die Rückstauhöhe (Mitte). Festinstallierte *WEB-CAM* zur Überwachung des Reinigungsprozesses (rechts).

### 5.2.1.5 Durchgeführte Untersuchungen

In der ersten Versuchsdurchführung wurden Geschwindigkeiten, Wasserhöhen und Durchflüsse in Abhängigkeit von der Stauwand- und Spaltform gemessen und aufgenommen, um wie zuvor die Grenzschubspannung auf der Kanalsohle berechnen und vergleichen zu können.

Nachdem der Stauwagen in Bewegung gesetzt wurde und das mit  $60\text{ mm}$  Ablagerungen gefüllte Kanalrohr mit unterschiedlichen Fahrgeschwindigkeiten geräumt hatte, wurde das Längsprofil der transportierten und aufgewirbelten Sedimentdüne durch ein Lasermessgerät in der Kanalmitte ausgemessen.

Um den Sedimenttransportprozess genauer zu untersuchen wurden insgesamt 45 Versuchsreihen gefahren. Bei den ersten 40 wurden nach Erreichen der festgelegten Endschwelle (Koordinatenursprung des Messfeldes) durch den Stauschild die aufgewirbelten Sedimentdünen ausgemessen. Bei den letzten fünf Untersuchungen wurden in Zeitabständen von 30 Sekunden mehrere Zwischenzustände der Entwicklung des Sedimentberges aufgenommen.

Zwischen den einzelnen Untersuchungen wurden die vier wesentlichen Einflussparameter einzeln variiert. So wurden Reinigungslängen  $L_{R.M}$  des Stauwagens von 2000, 4000, 5000 und 6000  $\text{mm}$ ; Rückstauhöhen  $h_{R.M}$  von 190, 250 und 300  $\text{mm}$ ; Fahrgeschwindigkeiten des Stauwagens  $v_{R.M}$  von 2, 5, 8, 10 und 15  $\text{mm/s}$  variiert sowie unterschiedliche Formen des Stauwandspaltes untersucht. Es wurden jeweils ein gerader und ein „paralleler Spalt“ mit einer maximalen Öffnungshöhe von 35  $\text{mm}$  untersucht. Versuchs-

lauf 45 wurde mit einer Stauwand ohne Spalt untersucht (Stauwagen mit Überströmung). Die Nomenklatur der einzelnen Versuche wird aus den Einstellungsparametern gewonnen: „gerader“ oder „paralleler Spalt“ ( $G$  oder  $P$ ); Reinigungslänge  $L_{R.M}$ ; Wagenfahrgeschwindigkeit (Reinigungsgeschwindigkeit)  $v_{R.M}$  und Rückstauhöhe  $h_{R.M}$ .

In den Tabellen 5.4, 5.5 und 5.6 sind die gesamten physikalischen Untersuchungen aufgezählt.

Tabelle 5.4: Auflistung und Benennung der gefahrenen physikalischen Versuche für den parallelen Spalt.

Nr.	Modellbenennung	Spaltform [mm]	Reinigungslänge [m]	Fahrgeschw. [mm/s]	Rückstauhöhe [mm]
1	P.2.05.190	parallel 35	2,00	5	190
2	P.2.10.190	parallel 35	2,00	10	190
3	P.2.15.190	parallel 35	2,00	15	190
4	P.4.02.190	parallel 35	4,00	2	190
5	P.4.05.190	parallel 35	4,00	5	190
6	P.4.10.190	parallel 35	4,00	10	190
7	P.4.15.190	parallel 35	4,00	15	190
8	P.4.05.250	parallel 35	4,00	5	250
9	P.4.10.250	parallel 35	4,00	10	250
10	P.4.15.250	parallel 35	4,00	15	250
11	P.4.05.300	parallel 35	4,00	5	300
12	P.4.08.300	parallel 35	4,00	8	300
13	P.4.10.300	parallel 35	4,00	10	300
14	P.4.15.300	parallel 35	4,00	15	300
15	P.5.05.190	parallel 35	5,00	5	190
16	P.5.08.190	parallel 35	5,00	8	190
17	P.5.10.190	parallel 35	5,00	10	190
18	P.6.05.190	parallel 35	6,00	5	190
19	P.6.10.190	parallel 35	6,00	10	190
20	P.6.15.190	parallel 35	6,00	15	190

### 5.2.1.6 Vorgehensweise bei der Modelluntersuchung

Der Stauwagen wurde in die jeweilige Startposition (in Abhängigkeit von der zu untersuchenden Reinigungslänge) gebracht. Der Kanal wurde mit 10 Prozent der Querschnittshöhe, also 60 mm, durch Sediment aufgefüllt. Das Sedimentgemisch wurde aus einer Kornverteilungskurve aus Kanalproben, welche vom Institut für Siedlungswasserwirtschaft zur Verfügung gestellt wurde, modelliert (vgl. Abbildung 5.19). Es handelt sich dabei um ein Quarzfiltersandsediment mit einer Dichte von  $\rho_{F.M} = 2650 \text{ kg/m}^3$ . Die Kornverteilungskurve des verwendeten Sedimentes sowie die Ausgangssituation

Tabelle 5.5: Auflistung und Benennung der gefahrenen physikalischen Versuche für den geraden Spalt.

Nr.	Modell- benennung	Spaltform [mm]	Reinigungs- länge [m]	Fahrgeschw. [mm/s]	Rückstau- höhe [mm]
21	G.2.05.190	gerade 35	2,00	5	190
22	G.2.10.190	gerade 35	2,00	10	190
23	G.2.15.190	gerade 35	2,00	15	190
24	G.4.02.190	gerade 35	4,00	2	190
25	G.4.05.190	gerade 35	4,00	5	190
26	G.4.10.190	gerade 35	4,00	10	190
27	G.4.15.190	gerade 35	4,00	15	190
28	G.4.05.250	gerade 35	4,00	5	250
29	G.4.10.250	gerade 35	4,00	10	250
30	G.4.15.250	gerade 35	4,00	15	250
31	G.4.05.300	gerade 35	4,00	5	300
32	G.4.08.300	gerade 35	4,00	8	300
33	G.4.10.300	gerade 35	4,00	10	300
34	G.5.05.190	gerade 35	5,00	5	190
35	G.5.08.190	gerade 35	5,00	8	190
36	G.5.10.190	gerade 35	5,00	10	190
37	G.6.05.190	gerade 35	6,00	5	190
38	G.6.08.190	gerade 35	6,00	8	190
39	G.6.10.190	gerade 35	6,00	10	190
40	G.6.15.190	gerade 35	6,00	15	190

Tabelle 5.6: Auflistung der gefahrenen physikalischen Untersuchungen zur Zeitentwicklung der Sedimentdüne.

Nr.	Modell- benennung	Spaltform [mm]	Reinigungs- länge [m]	Fahrgeschw. [mm/s]	Rückstau- höhe [mm]	Zeitzustände
41	P.4.02.t	parallel 35	4,00	2	300	20
42	P.4.05.t	parallel 35	4,00	5	300	11
43	G.4.02.t	gerade 35	4,00	2	300	10
44	G.4.05.t	gerade 35	4,00	5	250	7
45	Überspült	kein Spalt	2,00	variabel	300	7

vor einem Versuchsdurchlauf sind in Abbildung 5.19 dargestellt.

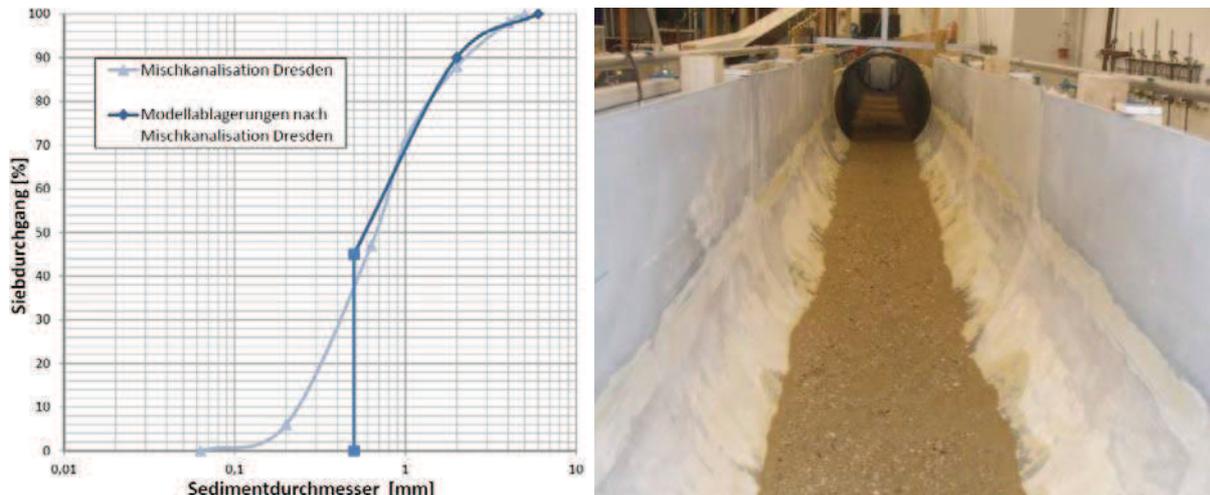


Abbildung 5.19: Kornverteilungskurve des Modellsedimentes (links) und Ausgangsbedingungen vor einem Versuchsdurchlauf (rechts).

An dieser Stelle wurde das Modell eingestaut und bis zum Erreichen der quasi-stationären Abflussbedingungen beschickt. Dabei wurden alle Untersuchungen mit konstantem Durchfluss durchgeführt:

$$\begin{aligned} Q_{P.M} &= 0,014 \text{ m}^3/\text{s} && \text{für den „parallelen Spalt“ und} \\ Q_{G.M} &= 0,011 \text{ m}^3/\text{s} && \text{für den „geraden Spalt“} \end{aligned} \quad (5.1)$$

Mit diesen Durchflussbedingungen stellte sich die gewünschte Oberwasserhöhe von  $H_{OW.M} = 385 \text{ mm}$  ein. Nach Erreichen der stationären Abflussbedingungen wurde der Rückhaltemotor mit der vorgegebenen Untersuchungsgeschwindigkeit in Gang gesetzt. Beim Reinigen des letzten Abschnittes wurde der Vorgang durch die installierte WEB-CAM aufgezeichnet.

Sobald die Stauwand an der vorgegebenen Endschwelle anschlug, wurden der Rückhaltemotor und die Pumpe angehalten. Die Sedimentsohle wurde nach Beruhigung des Wasserspiegels mit einer fotogrammetrischen Messmethode vermessen. Diese neuartige Messtechnik ist im nächsten Abschnitt ausführlich beschrieben.

Nachdem der Wagen zurückgesetzt und das Sediment auf der Sohle neu verteilt wurde, konnte mit einer neuen Modelluntersuchung begonnen werden.



Abbildung 5.20: Stauwagen während des Reinigungsbetriebes (links oben) und nach einem Versuchsdurchlauf (rechts oben). Erzielte Sedimentdüne nach einem Versuchsdurchlauf (unten).

## 5.2.2 AICON® Messverfahren

### 5.2.2.1 Methode

Wie bei der klassischen Photogrammetrie (Raumbildmessung) werden bei diesem Messverfahren mehrere Zustandsbilder einer Oberfläche aus verschiedenen Blickwinkeln durch CCD-Kameras aufgenommen. Anschließend werden die dreidimensionalen Koordinaten der erfassten Punkte durch trigonometrische Zusammenhänge von einer Software automatisch errechnet. Dieses Messverfahren wurde von Godding, Hentschel und Kauppert zusammen mit der Firma *AICON 3D Systems* weiterentwickelt.

Sowohl die Position der Kameras zueinander, als auch die jeweilige Orientierung werden im ersten Schritt durch eine Kalibrierung mit Hilfe der Aufnahme eines zuvor bestimmten Kalibrierfeldes errechnet. Während der Projektion eines quadratischen Rasters auf der zu messenden Oberfläche werden schließlich Fotos aus verschiedenen Perspektiven aufgezeichnet. Die projizierten Rasterkreuzpunkte werden von der Software in den aufgenommenen Bildern erkannt, bzw. berechnet und eine Flächenmessung der Oberfläche mit entsprechenden groben oder feinen Rastern ist somit möglich. Durch eine zusätzliche Erweiterung ist es schließlich gelungen, das Messsystem durch die Wasseroberfläche hindurch verwenden zu können. Hierfür reicht es, wenn die Lage des Wasserspiegels der Berechnungssoftware bekannt ist, sodass die Lichtbrechung am Übergang Luft-Wasser, bei der Koordinatenberechnung mitberücksichtigt werden kann. In Abbildung 5.21 ist das angewandte Messverfahren für eine Trockenmessung und für eine Unterwassermessung graphisch erläutert.

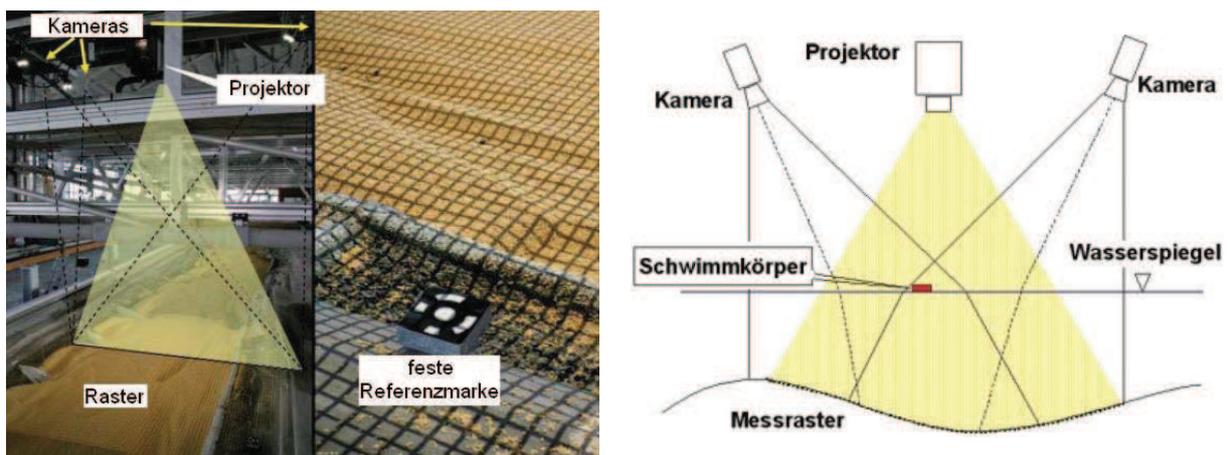


Abbildung 5.21: Arbeitsprinzip der fotogrammetrischen Oberflächenmessung. Trockenmessung (links) und Unterwassermessung (rechts) (Bilder aus Hentschel, B. 2007 modifiziert).

### 5.2.2.2 Aufbau der Messtechnik

Das Messfeld der Versuchsrinne wurde rechts und links mit festen Referenzmarken ausgestattet, um eine 3-dimensionale Orientierung des Messsystems zu gewährleisten. Am Hallenkran wurden drei verschiedene Hochauflösungskameras angebracht, welche auf die Messfläche ausgerichtet wurden (Abbildung 5.22 oben links). Durch das Fahren des Kranes über eine Kalibrierplatte (Abbildung 5.22 unten links) konnten die Kameras zueinander orientiert werden (Kalibrierung). Anschließend wurden die Kameras über den Messbereich gefahren und durch eine nachfolgende Aufnahme von Teilbereichen das gesamte Messfeld vermessen. Durch Photogrammetrietechnik wurden schließlich die letzten fünf Meter der Versuchsrinne vermessen. Durch den Wasserstandsmesser am Auslauf (Abbildung 5.18 rechts) wurde während der Bildaufnahme der Wasserstand übernommen und elektronisch erfasst.

In Abbildung 5.22 oben ist die Anbringung der drei Kameras auf dem Laborkran und die Messfeldgröße von einer Kamera dargestellt. Unten ist die Kalibrierplatte sowie eine Aufnahme des projizierten Rasters auf der Kanalsohle dargestellt. Im letztgenannten Bild ist das projizierte Raster auf einem Sedimentberg zu erkennen.

### 5.2.2.3 Messgenauigkeit und Fehlerquellen bei der Messung

Die Messgenauigkeit dieses Messverfahrens entspricht laut Hentschel, B. 2007  $0,5 \text{ mm}$  im Modell, mit einem mittleren Fehler der Höhenmessung von  $0,25 \text{ mm}$  im Modellmaßstab was in dem vorhandenen Modell  $0,65 \text{ mm}$  im Naturmaßstab entspricht. Im betrachteten Fall muss zudem berücksichtigt werden, dass das Größtkorn des Sedimentgemisches  $6 \text{ mm}$  war. Es ist somit möglich, dass ein Rasterkreuz direkt auf ein Größtkorn fällt und bei der Messung die Sohle hier angesetzt wird, was zu einem möglichen Fehler von  $6 \text{ mm}$  führen würde. Die Genauigkeit des Messverfahrens bleibt jedoch sehr hoch.

Das obengenannte Messprinzip kann nur bei laminarer Strömung mit sehr niedrigen Fließgeschwindigkeiten eingesetzt werden. Grund dafür ist die Notwendigkeit des Ebenbleibens der Wasserspiegellage und, im gegenteiligen Fall, die Sichtbehinderung durch die Erscheinung von Turbulenzballen im Wasser bei hohen Turbulenzen. Das Einsetzen der Stauwagentechnologie ruft sehr hohe Fließgeschwindigkeiten und sehr hohe Turbulenzerscheinungen im anstehenden Bereich des Stauschildes hervor. Die Sohlmessung während der Versuchsdurchführung ist somit nicht möglich, sodass, nachdem der Stauwagen die Endschwelle erreicht hat, die Wasserspiegellagen vor und nach dem Wagen ausgespiegelt und das Wasser zum Stillstand gebracht werden muss. Hierfür wurde das Wasser im Unterwasser auf etwa  $450 \text{ mm}$  aufgestaut und zugleich durch einen eingerichteten hydraulischen „Hebers“ in der Steigleitung ( $DN200 \text{ mm}$ ) im Oberwasser bis auf  $450 \text{ mm}$  abgesaugt. Der Beruhigungsprozess dauert in etwa 15 Sekunden, während dieser (vor allem in den ersten Sekunden) das Wei-

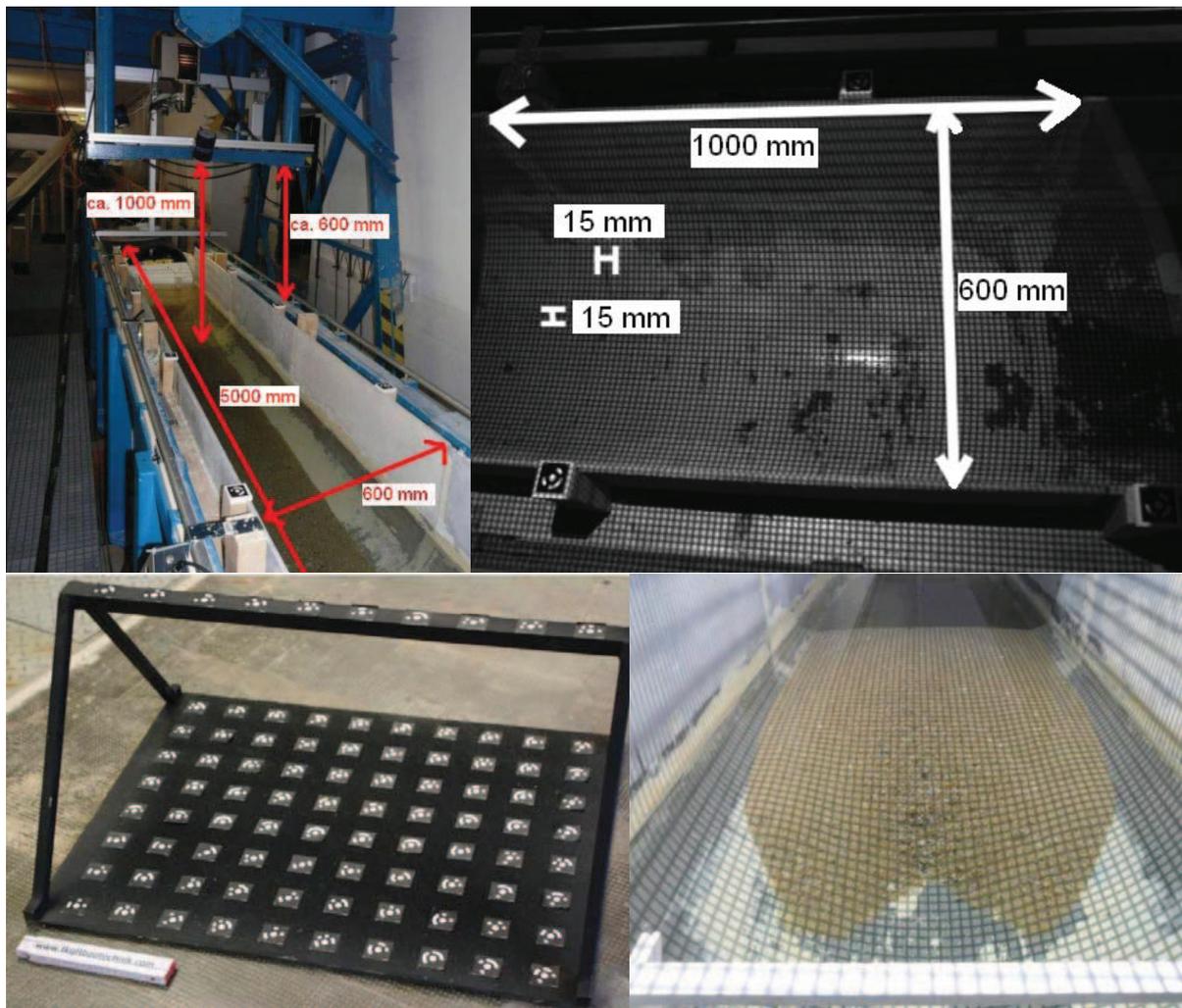


Abbildung 5.22: Anbringung der CCD-Kameras am Hallenkran mit Rasterprojektor und Orientierungsmarken sowie Versuchsstandsabmessungen (oben links). Beispiel einer Kameraaufnahme des projizierten Rasters auf der Kanalsohle mit drei extern angeordneten Orientierungsmarken (oben rechts). Kalibrierplatte (unten links) und Abbildung des projizierten Rasters auf einer Sedimentdüne (unten rechts).

tertreiben der Sedimentsohle nicht ausgeschlossen ist. Die durchgeführten Untersuchungen weisen somit einen systematischen Fehler auf, der aber einigermaßen konstant für jeden Versuchslauf anzunehmen ist. Auf eine Korrektur dieses Fehlers wird bei der Auswertung verzichtet, da es auch unmöglich wäre, ihn zu quantifizieren.

#### 5.2.2.4 Messung und Auswertung

Nach erfolgreicher Kalibrierung und nach der Beruhigung des Wasserspiegels wurden die Bildaufnahmen durchgeführt. Es mussten jedoch zwischen den einzelnen Aufnahmen große Überlappungsbereiche (Bereiche, in denen die Messung zweimal durchgeführt wurde) angesetzt werden, um Fehlstellen bei der Auswertung am Rande der Bilder zu minimieren. Die einzelnen Messungen der Teilabschnitte konnten schließlich von der verwendeten Software zu einem einzigen Modell zusammengeführt werden. Es wurde für jede Modelluntersuchung ein Gesamtmodell mit den zugehörigen dreidimensionalen Koordinaten aller gemessenen Punkte generiert.

Die erhaltenen Punktwolken konnten auf ein globales Koordinatensystem transformiert und mit Hilfe der Software *ARCMAP*<sup>®</sup> mit einem unregelmäßigen Dreiecksnetz (*TIN* - Triangulated Irregular Network) als Oberfläche eingelesen werden. Auf der erhaltenen Oberfläche wurden die z-Koordinaten durch eine Höhendarstellung wiedergegeben. Ein Beispiel ist in Abbildung 5.23 dargestellt.

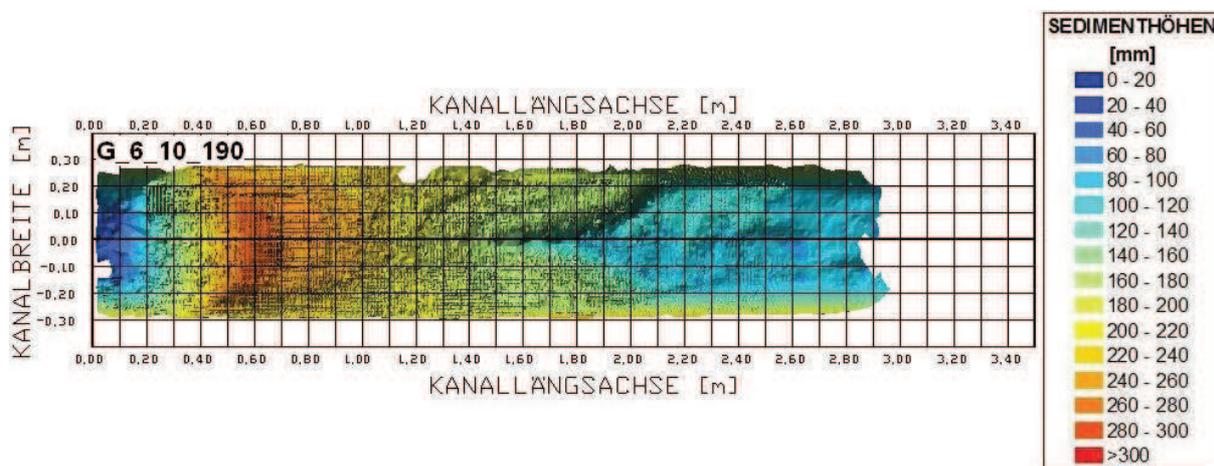


Abbildung 5.23: Höhendarstellung des Sedimentberges nach dem Versuch Nr. 39: „gerader Spalt“ 35 mm, 6 m Reinigungslänge, 10 mm/s Fahrgeschwindigkeit und 190 mm Rückstauhöhe.

Durch eine *GIS* - Geoinformationssystem - Auswertung können Schnitte entlang eines beliebigen Polygonzuges dargestellt werden, um den Verlauf der aufgemessene Sedimentdünen in der X-Z oder Y-Z Ebene zu erkunden. Der zur Abbildung 5.23 zugehörige Längsschnitt in der Kanalmitte wird in Abbildung 5.24 dargestellt.

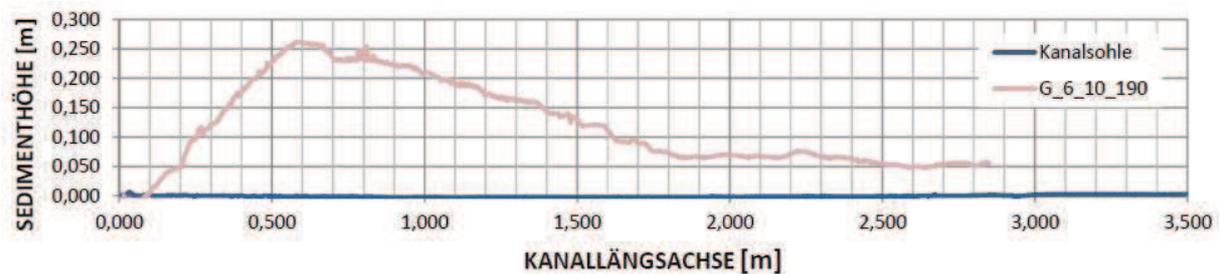


Abbildung 5.24: Längsschnitt in der Kanalmitte des Sedimentberges nach dem Versuch Nr. 39: „gerader Spalt“ 35 mm, 6 m Reinigungslänge, 10 mm/s Fahrgeschwindigkeit und 190 mm Rückstauhöhe.

## 5.2.3 Ergebnisse der Modelluntersuchungen

### 5.2.3.1 Verbale Beschreibung des Sedimenttransportes

Während der Durchführung der Laborversuche konnte der Reinigungsprozess optimal beobachtet und aufgenommen werden. Der Sedimenttransport unter Einsatz der Stauwagenreinigung kann in die folgenden Phasen gegliedert werden:

- Annäherung des Spülschildes an die Ablagerungen;
- Kontinuierliche Erosion am Ablagerungskopf;
- Anhebung der Sandkörner durch die Strömung über den Dünenkamm auf den Dünenrücken;
- Spülung der erodierten einzelnen Sandkörner über das davor liegende Material und damit Anwachsen der Kammhöhe der Düne.
- Auf dem Dünenrücken, welcher eine Abwärtsneigung aufweist, werden die feineren Sedimentkörner von der Strömung nach vorn getragen, bis die Fließgeschwindigkeit kleiner als die Grenzgeschwindigkeit für das jeweilige Sandkorn wird;
- Nach Erreichen des Dünenfußes vergrößert sich der Querschnitt, sodass die Fließgeschwindigkeit deutlich abnimmt. Zudem Fallen die auf dem Dünenrücken treibenden Sedimentkörner in einen „Strömungsschattenbereich“ (LEE-Hang), was zu einem überhöhten Absetzen der Bodenfracht führt;
- Es entsteht eine natürliche Sortierung der Sandkörnung. Das gröbere Material lagert sich in der Kanalmitte und das feinere auf den Seiten ab;
- Anwachsen des Sedimentkörpers in Länge und Höhe;

- Je nach Spaltgröße und -form, Schildneigung und -form, Fahrgeschwindigkeit und Kanalneigung wird der Wagen immer näher an den Ablagerungsberg heranfahren, bis die Grenzhöhe der Sedimentdüne erreicht und das Abtragen nicht mehr möglich ist;
- Der Wagen fährt auf das Sediment zu, der Spalt wird verstopft und der Schild wird überspült: eine Havarie tritt ein.

Die aufgewirbelten Sedimentdünen weisen nach dem Absetzen hauptsächlich drei Formen auf. Je nach Anströmungsart, die sich wegen der verschiedenen Spaltformen („gerader Spalt“ oder „paralleler Spalt“, vgl. auch Abbildung 5.14) einstellen, kommt es zur Dünenbildung nach *Typ 1* bzw. *Typ 2*. Grund hierfür sind die unterschiedlichen Sekundärströmungsbedingungen im Stauschildbereich. Diese sind in Abbildung 5.25 dargestellt.

Im Fall einer Überströmung ohne Spalt (vgl. Abbildung 5.14) fährt der Wagen direkt auf

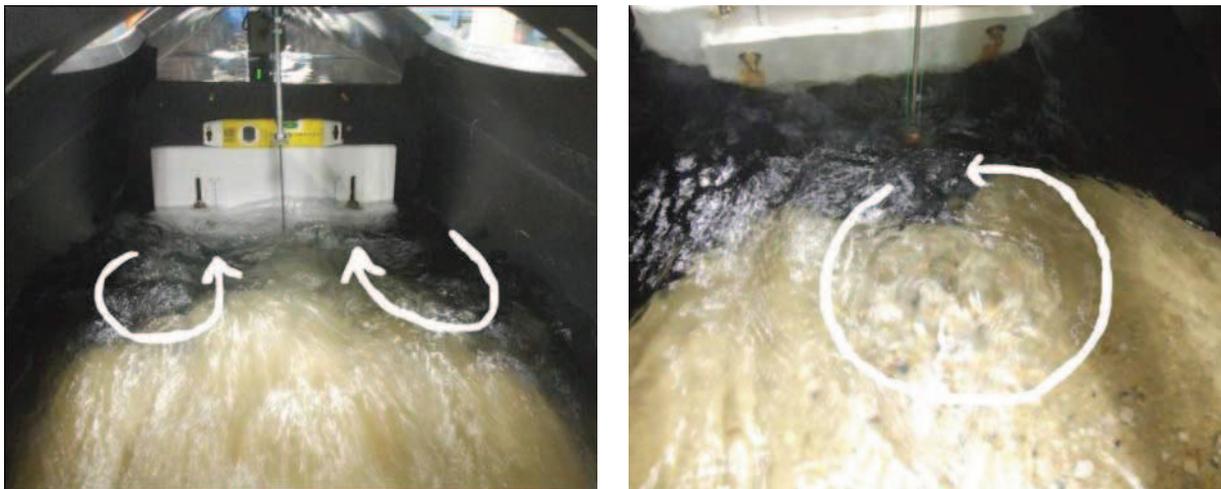


Abbildung 5.25: Unterschiedliche Sekundärströmungsbedingungen in Abhängigkeit der Spaltform: „paralleler Spalt“ (links), „gerader Spalt“ (rechts).

das Sediment zu und schiebt es nach vorn weg. Wenn der Sedimentberg eine Grenzhöhe erreicht hat und die auf den Wagen wirkende Wasserdruckkraft nicht ausreicht, diesen zu bewegen, bleibt der Wagen stehen. Das überspülende Wasser wirkt auf den Sedimentberg und reißt die obersten Sandkörner mit. Es bildet sich ein Sedimentkörper in der Länge und Höhe nach *Typ 3*.

Die Geometrie der drei aufgeschütteten Sedimentdünentypen mit den jeweiligen charakteristischen Größen wird in Abbildung 5.26 gezeigt.

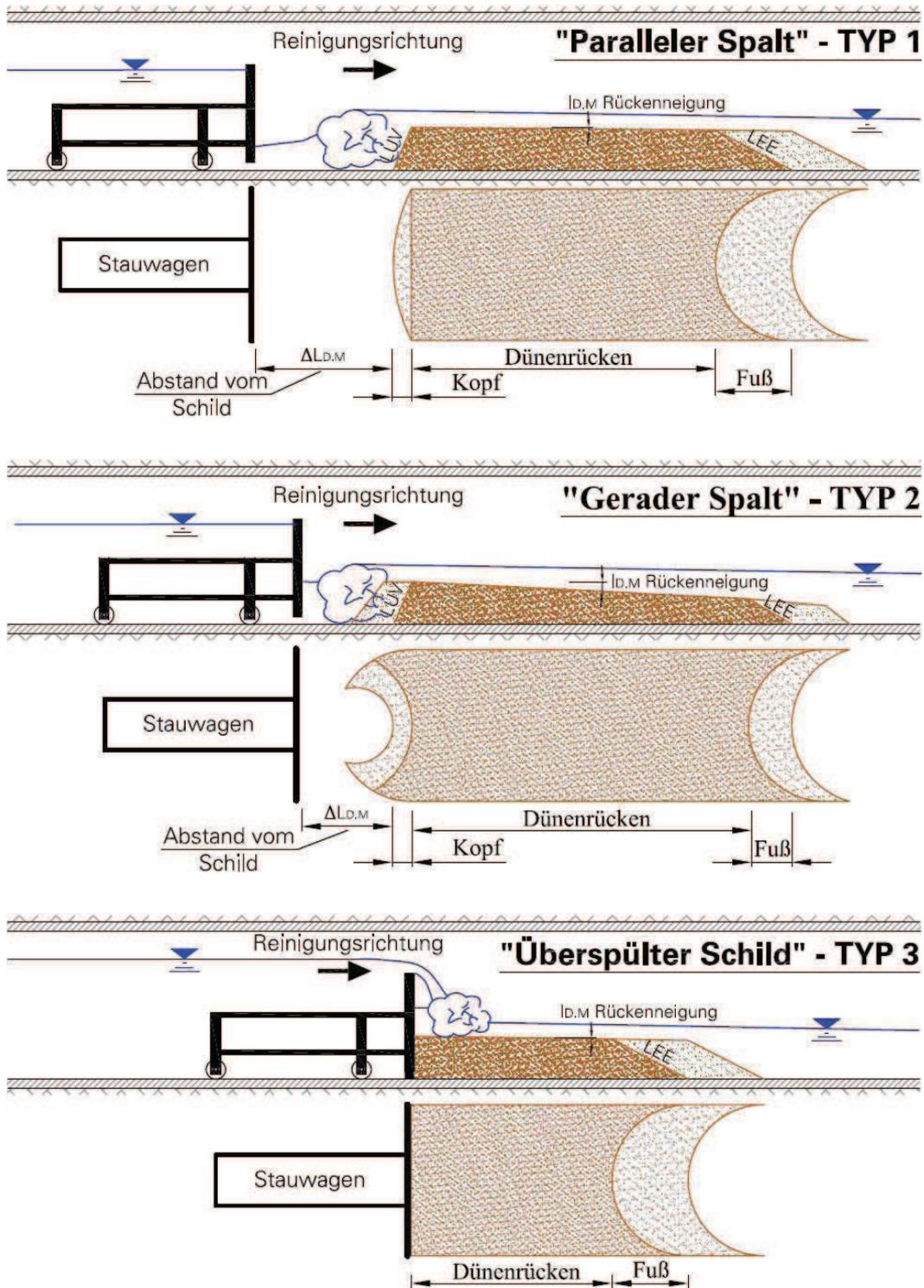


Abbildung 5.26: Von der Strömung aufgeschüttete Sedimentdünen: „paralleler Spalt“ (oben), „gerader Spalt“ (Mitte) und „überströmte Stauwand“ (unten).

### 5.2.3.2 Grenzfahrgeschwindigkeit

Während der Versuchsdurchführung hat sich gezeigt, dass der Transportkörper umso länger und flacher ausfällt je geringer die Reinigungsgeschwindigkeit gewählt wird. Diesbezüglich sind in Abbildung 5.27 vier Zeitzustände der Entwicklung einer Unterwassersedimentdüne beim Einsatz der Stauwagenreinigung während der durchgeführten Laboruntersuchungen unter Einhaltung der Grenzfahrgeschwindigkeit graphisch dargestellt.

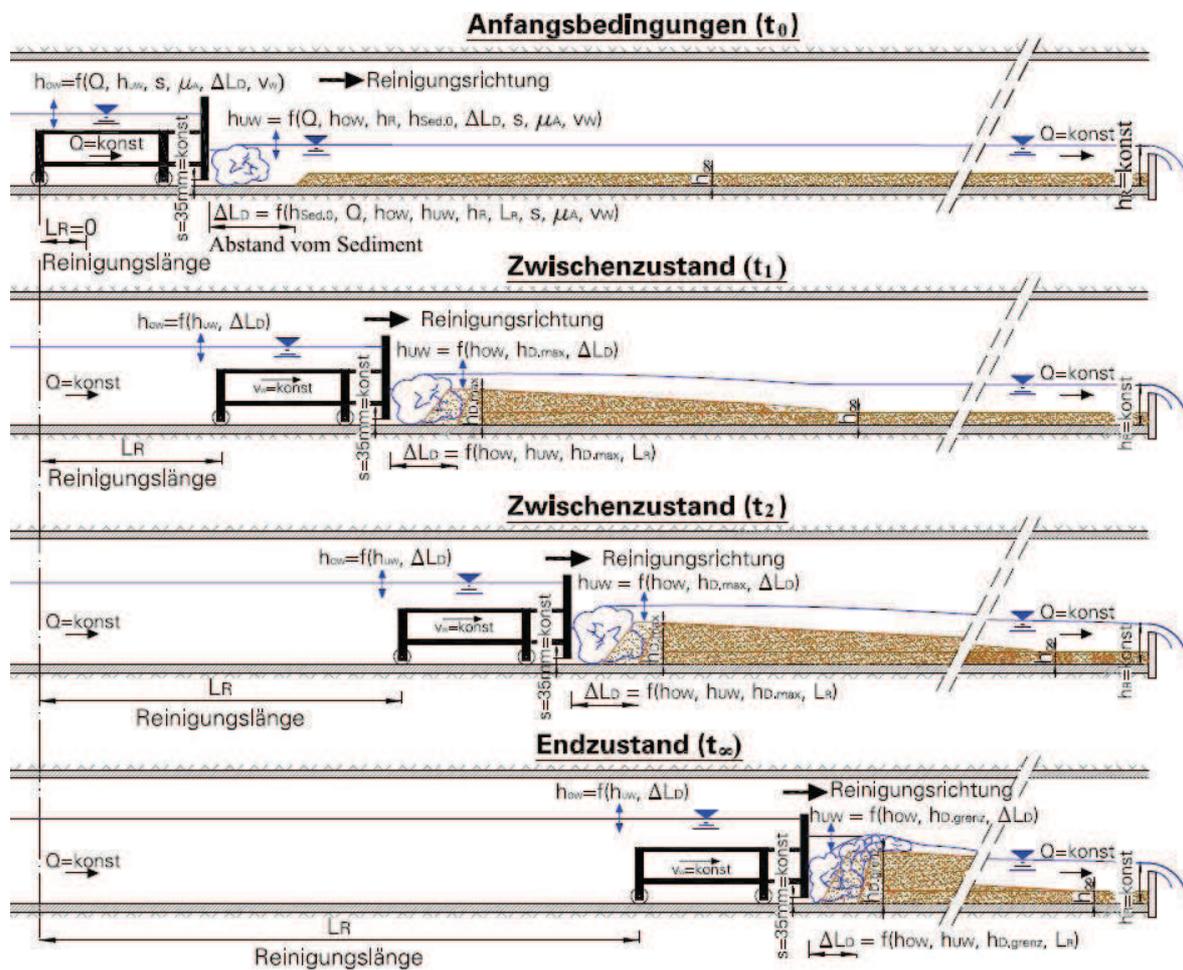


Abbildung 5.27: Entwicklung der Unterwassersedimentdüne bei der Stauwagenreinigung beim Einhalten der Grenzfahrgeschwindigkeit.

In Bezug auf die vorgelaufene Abbildung 5.27 wird folgende These aufgestellt: wenn die Grenzfahrgeschwindigkeit vom Stauwagen eingehalten wird, bei gleichzeitig vernachlässigbarer Beeinflussung durch die Rückstauhöhe (Rückstauhöhe < Grenzfließtiefe), dann entwickelt sich der Transportkörper (im Längsschnitt betrachtet) als

angenähertes Dreieck mit einem konstanten Anstieg am Dünenkopf bis zum Erreichen der maximalen Ablagerungshöhe und schließlich mit einer konstanten Abnahme der Ablagerungshöhe auf dem Dünenrücken bis hin zur Kreuzung mit der Ausgangsablagerungshöhe. Um diese Aussage zu belegen, wird hier auf den Abschnitten 5.2.3.6 und 5.2.3.7 verwiesen.

### 5.2.3.3 Vergleichsparameter für die Auswertung der Modellversuche

Ein direkter Vergleich zwischen den einzelnen Versuchen ermöglicht eine Aussage über die Räumwirkung des Stauwagens. In den folgenden Abschnitten werden, je nach Untersuchungsparameter, einige ausgewählte Gegenüberstellungen wiedergegeben. Die restlichen aufgezeichneten Sedimentdünen werden im Anhang C zusammengestellt.

Als charakteristische Vergleichsparameter der aufgeschütteten Dünen zählen in erster Linie (vgl. auch Abbildung 5.27):

- Abstand der Düne von der Stauwand  $\Delta L_{D.M}$ : wenn der Stauwagen zu nah auf das Sediment auffährt, verschlechtern sich die Abflussbedingungen, die Fließgeschwindigkeit nimmt ab, die kritische Sohl- und Erosionsschubspannung wird kleiner. Wenn  $\Delta L_{D.M} = 0$  wird, verstopft sich der Spalt und der Wagen fährt sich im Sediment fest. Es handelt sich somit um einen kritischen Parameter, welcher vornehmlich die Erosions- und Reinigungsfähigkeit steuert;
- Maximale Kammhöhe der Düne  $h_{D.max.M}$ : die Strömungskräfte in unmittelbarer Nähe des Stauwagens müssen der Schwerkraft mit Hilfe der Auftriebskräfte entgegenwirken und die Sedimentpartikel über den Dünenkamm anheben. Auch dieser erweist sich als kritischer Parameter, der zum Reinigungserfolg beiträgt. Wenn die Partikel nicht mehr über den Dünenkamm angehoben werden können, ist die Grenzhöhe der Düne  $h_{D.grenz.M}$  erreicht und die Kanalfahrt wird solange unterbrochen, bis das Transportgeschehen auf dem Dünenrücken die Kammhöhe verringert hat und somit die Sedimentpartikel erneut darüber angehoben werden können;
- Neigung des Dünenrückens  $I_{D.M}$ : in Abhängigkeit von den Fließgeschwindigkeiten, der maximalen Höhe der Düne  $h_{D.max.M}$ , der Rückstauhöhe und den Sedimenteigenschaften bildet sich die Neigung des Dünenrückens aus;
- Länge des Dünenrückens  $L_{D.M}$ : in Abhängigkeit von der Rückstauhöhe, der Fahrgeschwindigkeit des Wagens, der Kammhöhe, der Neigung des Dünenrückens und der Reinigungslänge bildet sich schließlich die Länge der Düne aus.

- Maximal erreichbare Länge der Düne  $L_{D.max.M}$ : mit der maximalen Dünenkammhöhe  $h_{D.max.M}$  und durch Weiterführen des Dünenrückens mit der gegebenen Neigung kann die maximale Länge der Sedimentdüne ermittelt werden. Die maximale Länge wird jedoch nur erreicht, wenn die Grenzfahrgeschwindigkeit des Wagens nicht überschritten wird. Ist dies nicht gegeben, entsteht am Dünenfuß, wie in Abbildung 5.26 dargestellt, ein LEE-Hang mit einer Neigung, die dem inneren Reibungswinkel des Sedimentes unter Auftrieb entspricht, auf dem sich das Sediment frühzeitig absetzt.

### 5.2.3.4 Einfluss der Spaltform

Je nach Spaltform treten verschiedene Abflusssituationen auf (vgl. Abbildung 5.25). Bei den Modelluntersuchungen wurde in erster Linie versucht, den Zusammenhang zwischen einer „parallelen“ und einer „geraden“ Spaltform zu finden. Zum Vergleich zwischen den Grundprinzipien der Stauwagenreinigung wurde untersucht, welche Räumlichkeiten ein überspülter Stauwagen besitzt. Die Spaltgeometrie der angewandten Stauwände ist in Abbildung 5.14 dargestellt. Die Ergebnisse für den überspülten Stauwagen werden im Abschnitt 5.2.3.9 wiedergegeben.

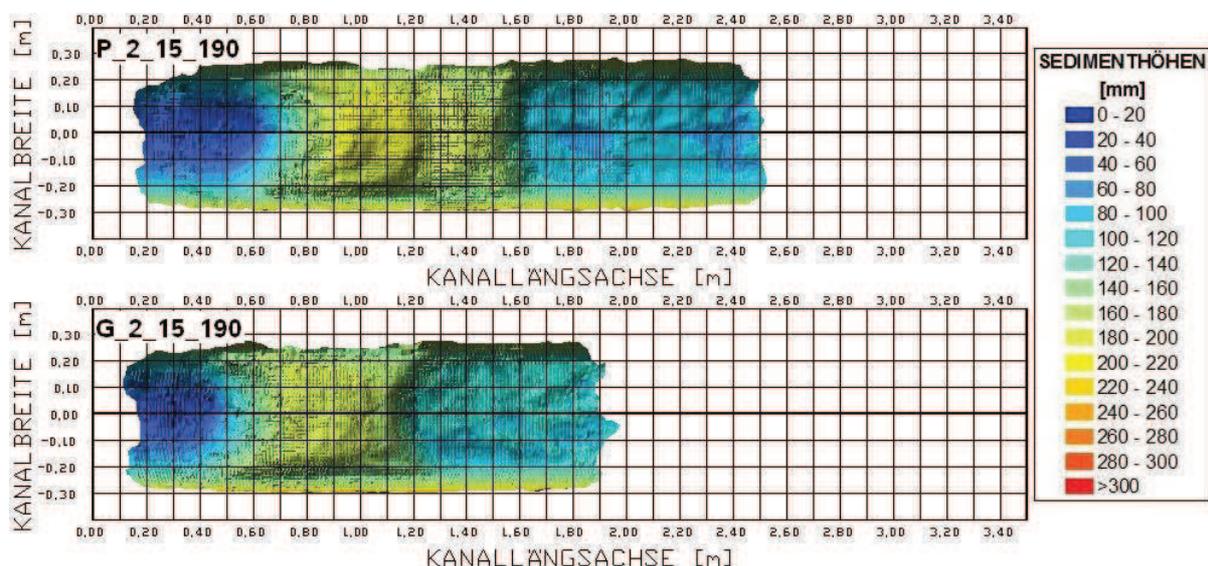


Abbildung 5.28: Vergleich zwischen den Unterwasserdünen, welche infolge unterschiedlicher Spaltformen (oben = „paralleler Spalt“ 35 mm; unten = „gerader Spalt“ 35 mm) entstanden sind. Versuch Nr. 3 bzw. 23: 2 m Arbeitslänge, 15 mm/s Reinigungsgeschwindigkeit und 190 mm Rückstauhöhe.

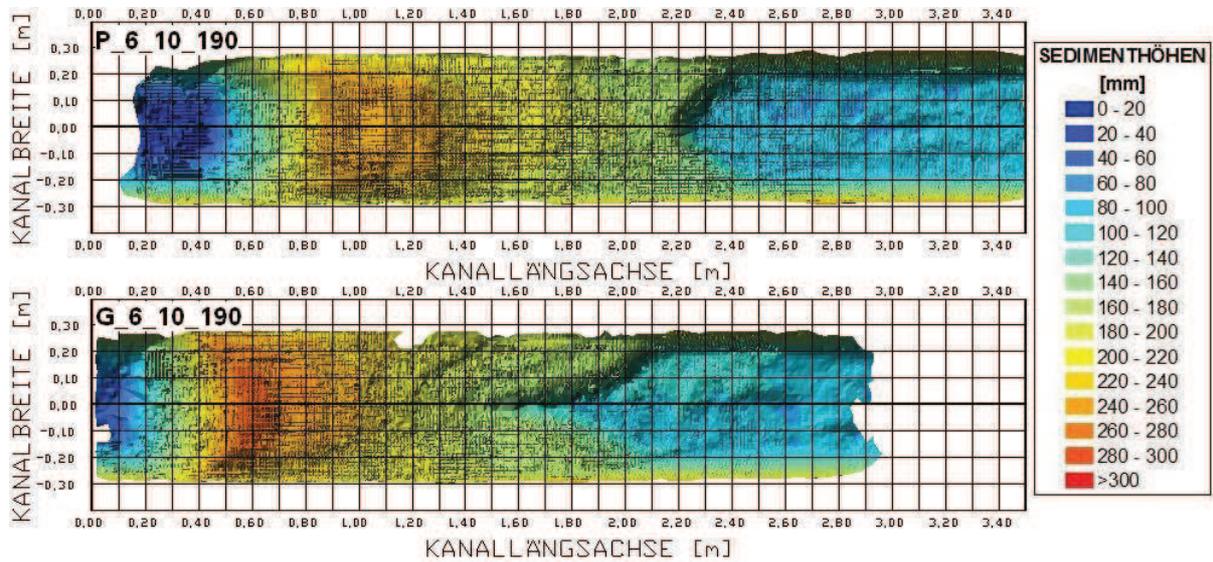


Abbildung 5.29: Vergleich zwischen den Unterwasserdünen, welche infolge unterschiedlicher Spaltformen (oben = „paralleler Spalt“ 35 mm; unten = „gerader Spalt“ 35 mm) entstanden sind. Versuch Nr. 19 und Nr. 39: 6 m Arbeitslänge, 10 mm/s Reinigungsgeschwindigkeit und 190 mm Rückstauhöhe.

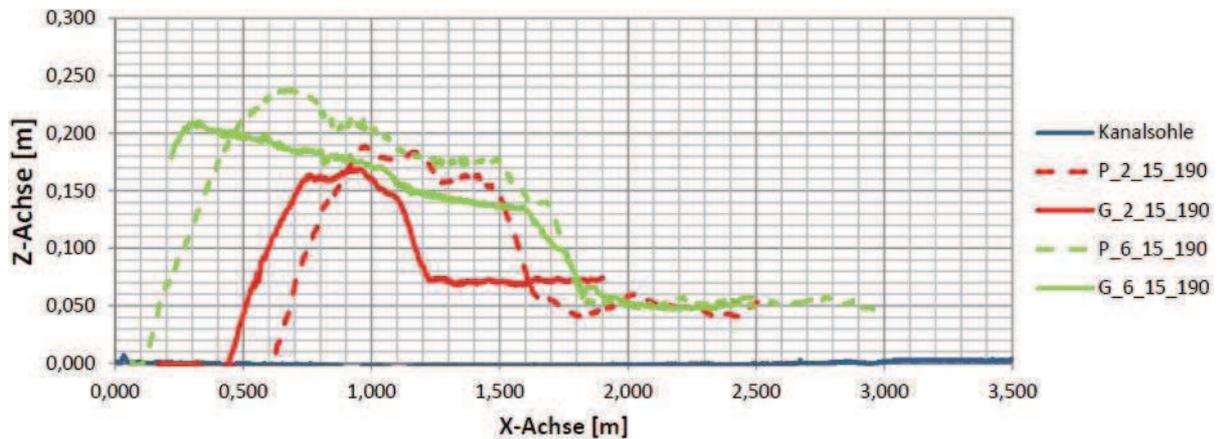


Abbildung 5.30: Vergleich der Längsschnitte in der Kanalmitte von den Unterwasserdünen, welche infolge unterschiedlicher Spaltformen („paralleler Spalt“ [gestrichelte Linie] und „gerader Spalt“ [durchgezogene Linie] 35 mm) entstanden sind.

Acht mögliche Vergleiche (siehe auch Anhang C) zwischen unterschiedlichen Untersuchungsläufen zeigen, dass ein „paralleler Spalt“ bessere Räumlichkeiten als ein „gerader Spalt“ aufweist. Dies ist vor allem auf die unterschiedliche Unterströmung der Stauwand, aber auch auf den etwas höheren Durchfluss, der sich durch die größere Fließfläche des „parallelen Spaltes“ einstellen kann, zurückzuführen (vgl. Abbildung 5.28 bis Abbildung 5.30). Es zeigt sich zudem, dass bei niedrigeren Fahrgeschwindigkeiten des Stauwagens der Leistungszuwachs hinsichtlich der Transportkapazität aufgrund der günstigeren Spaltform erkennbarer zunimmt.

### 5.2.3.5 Einfluss der Reinigungslänge

Bei niedrigen Geschwindigkeiten konnte keine eindeutige Abhängigkeit des Abstandes zwischen Stauwand und Sedimentdüne ( $\Delta L_{D.M}$ ) von der Reinigungslänge beobachtet werden (siehe Abbildung 5.31 und 5.32). Bei geringen Reinigungsgeschwindigkeiten ist somit gegeben, dass die Düne, je nach Unterwasserstand, in der Höhe und in der Länge wächst, ohne dass sich der Abstand vom Stauschild verkürzt. Bei hohen Fahrgeschwindigkeiten nahm jedoch der Abstand zwischen Düne und Stauwand mit der Erhöhung der Reinigungslänge stark ab (vgl. auch Abbildung C.7 und C.8). Auch dieses Verhalten bestätigt die These der Grenzfahrgeschwindigkeit aus Abschnitt 5.2.3.2. Niedrigere Reinigungsgeschwindigkeit führen zu einem besseren Reinigungsbetrieb und sollen deshalb bevorzugt werden.

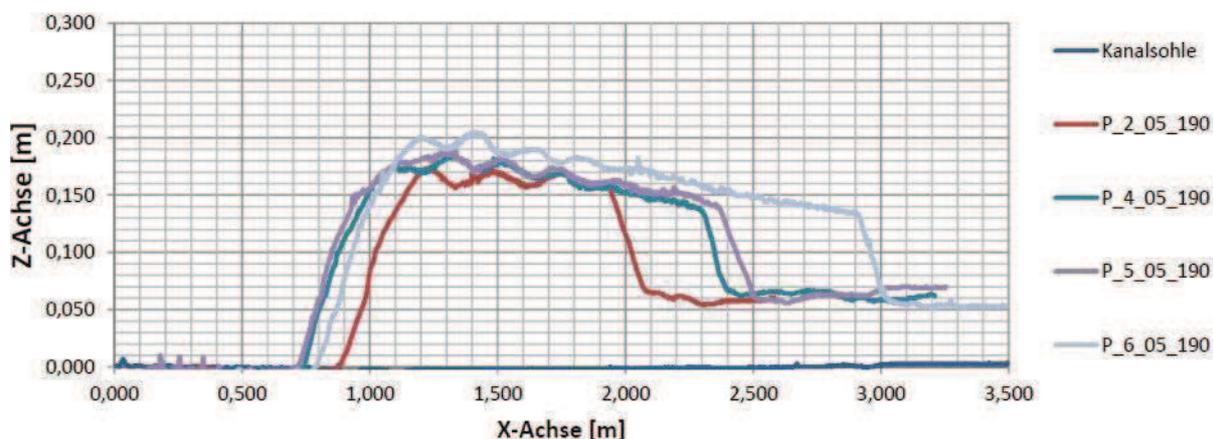


Abbildung 5.31: Längsschnitte in der Kanalmitte von den Unterwasserdünen, welche infolge unterschiedlicher Reinigungslängen (2; 4; 5; 6 m) entstanden sind. Versuch Nr. 1, Nr. 5, Nr. 15 und Nr. 18: „paralleler Spalt“ 35 mm, 5 mm/s Reinigungsgeschwindigkeit und 190 mm Rückstauhöhe.

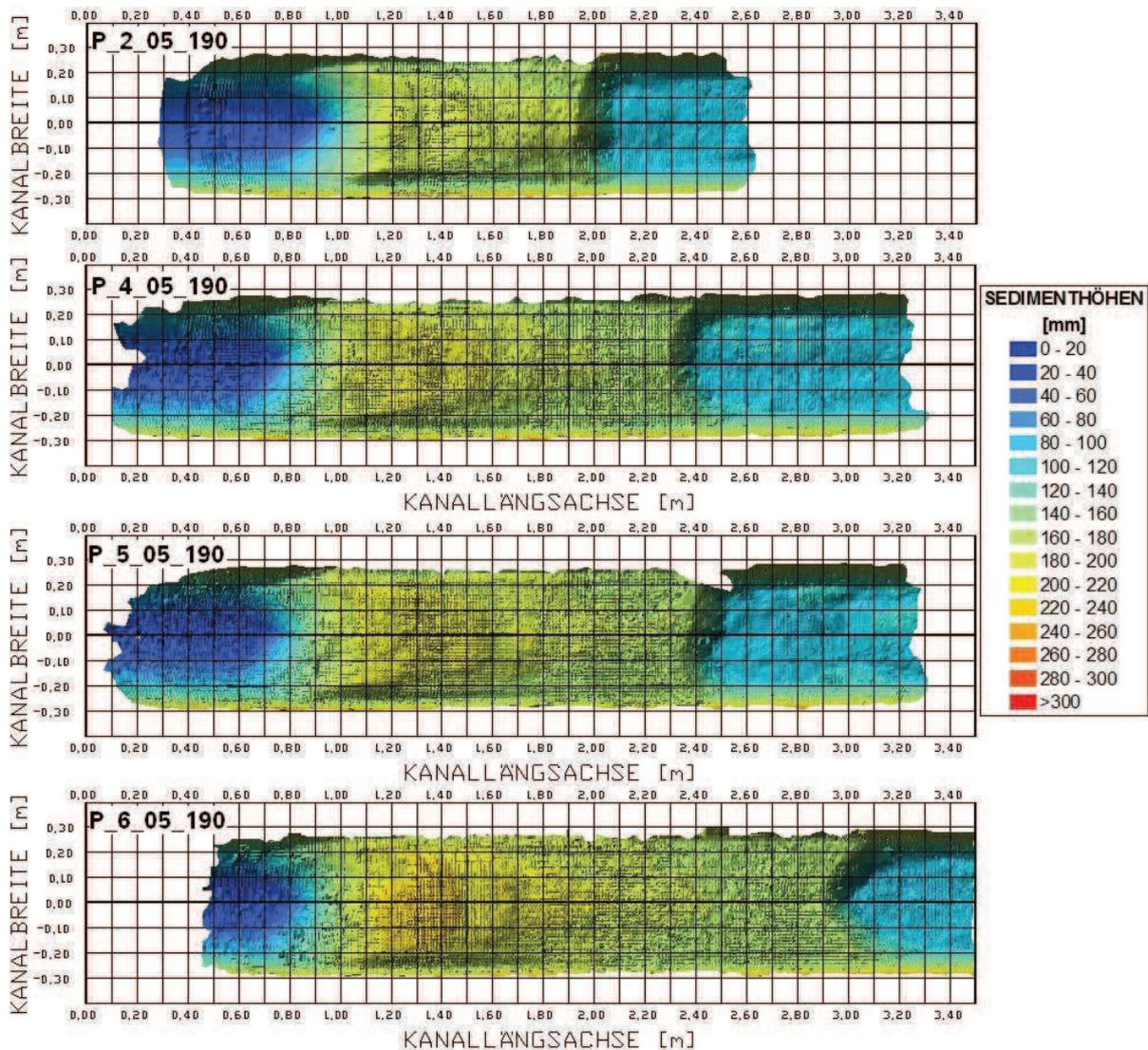


Abbildung 5.32: Vergleich zwischen den Unterwasserdünen, welche infolge unterschiedlicher Reinigungslängen entstanden sind.

### 5.2.3.6 Einfluss der Reinigungsgeschwindigkeit

Aus den Aufnahmen zeigt sich, dass die Reinigungsgeschwindigkeit des Wagens ein deutlicher Steuerungsfaktor ist, um die Reinigung zu optimieren. Aus den Abbildungen 5.33 und 5.34 kann erschlossen werden, dass der Wagen bei einer zu hohen Reinigungsgeschwindigkeit an die Sedimentdüne heranfährt, bis  $\Delta L_{D,M} = 0$  und es zu einer Havarie kommt. Eine niedrige Geschwindigkeit zeigt hingegen die Zunahme des Abstandes zwischen Stauwand und Dünenkopf. Weiterhin wird, wie im Abschnitt 5.2.3.2 beschrieben und in Abbildung 5.26 bzw. 5.27 dargestellt, die These der Einhaltung der

Grenzfahrgeschwindigkeit anhand der Länge der jeweiligen aufgewirbelten Sedimentdünen  $L_{D.M}$  bestätigt. Bei den hier dargestellten Untersuchungen ist der Einfluss des Rückstaus  $h_R = 190 \text{ mm}$  an der Ausbildung eines LEE-Hanges deutlich erkennbar. Es soll somit eine niedrige Geschwindigkeit für den Reinigungsbetrieb angesetzt werden, um die erforderlichen Absaugstützpunkte möglichst zu reduzieren.

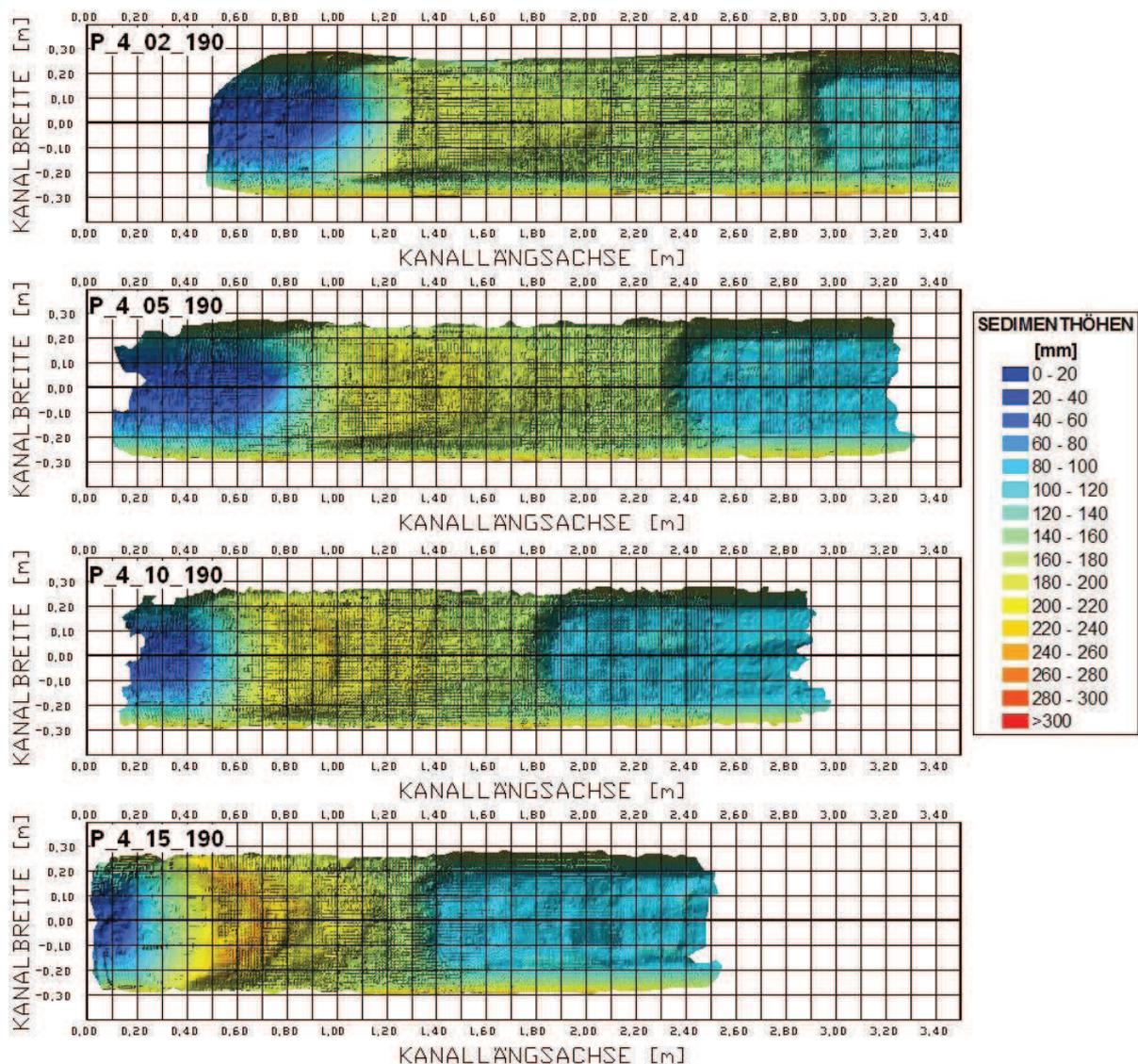


Abbildung 5.33: Vergleich zwischen den Unterwasserdünen, welche infolge unterschiedlicher Reinigungsgeschwindigkeiten (2; 5; 10 und 15  $\text{mm/s}$ ) entstanden sind. Versuch Nr. 4, Nr. 5, Nr. 6 und Nr. 7: „paralleler Spalt“ 35  $\text{mm}$ , 4  $\text{m}$  Reinigungslänge und 190  $\text{mm}$  Rückstauhöhe.

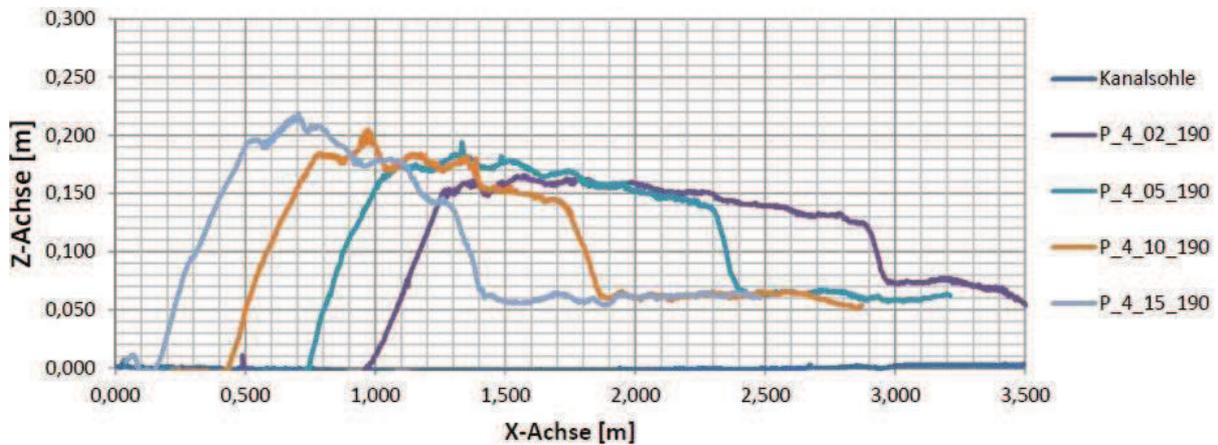


Abbildung 5.34: Vergleich der Längsschnitte in der Kanalmitte von den Unterwasserdünen, welche infolge unterschiedlichen Fahrgeschwindigkeiten entstanden sind.

### 5.2.3.7 Einfluss der Rückstauhöhe

Die aufgewirbelten Sedimentdünen weisen zudem eine starke Abhängigkeit vom Unterwasserstand auf. Der Sedimenttransport unter Einsatz der Stauwagentechnik ruft größere Dünenhöhen  $h_{D,max.M}$  hervor, wenn ein hoher Wasserstand im Kanal vorhanden ist. Die Düne bildet sich dementsprechend kurz aus ( $L_{D,M} = \ll$ ). Dieses Verhalten

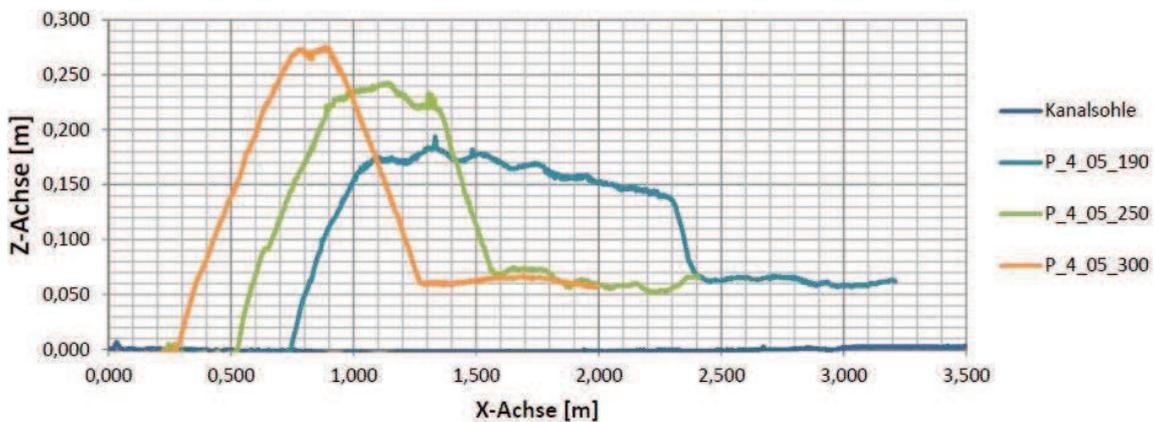


Abbildung 5.35: Vergleich der Längsschnitte in der Kanalmitte von den Unterwasserdünen, welche infolge unterschiedlichen Rückstauhöhen entstanden sind. Versuch Nr. 5, Nr. 8 und Nr. 11: „paralleler Spalt“ 35 mm, 4 m Reinigungslänge und 5 mm/s Reinigungsgeschwindigkeit.

kann begründet werden, wenn die Kontinuitätsgleichung herangezogen wird: die lokal induzierte Geschwindigkeitserhöhung infolge der Stauwand nimmt bei großen Rückstauhöhen wegen des größeren Fließquerschnittes im Unterwasser schneller ab, so-

dass sich die mobilisierte Geschiebefracht gleich in der Nähe der Stauwand absetzt. Bei niedrigeren Wasserständen bildet sich die Düne in die Länge statt in die Höhe aus. Hierzu sind drei Vergleiche in Abbildung 5.35 und 5.36 dargestellt.

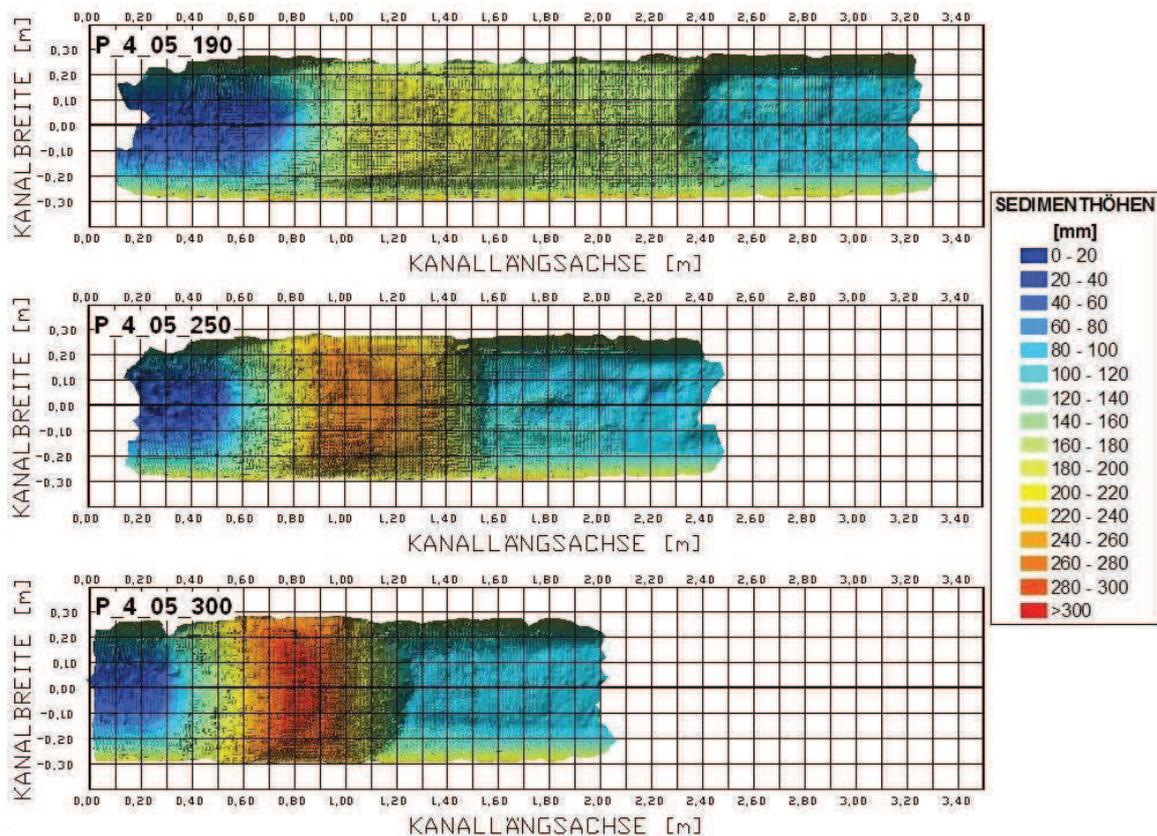


Abbildung 5.36: Vergleich zwischen den Unterwasserdünen, welche infolge unterschiedlicher Rückstauhöhen entstanden sind.

Die Entwicklung der Sedimentdünen unter Anwendung der Stauwagenreinigung wird im Abschnitt 6 nochmals genauer erläutert, sodass hier nicht weiter darauf eingegangen wird.

### 5.2.3.8 Zeitentwicklung

Bei den zeitabhängigen Untersuchungen muss hier nochmals präzisiert werden, dass die Messungen mit hohen systematischen Fehlern verbunden sind: wie im Abschnitt 5.2.2.3 beschrieben, musste der Wasserspiegel auch hier erst beruhigt werden, um die Messung durchführen zu können. Zu dem zuvor beschriebenen Fehler kommt hier zusätzlich ein bedingter Fehler dazu, der während des Einstaus zum Abtreiben von Sediment führt. Um diesen Fehler zu minimieren, wurden die Versuchsdurchläufe

mit hohen Rückstauhöhen durchgeführt. Die somit erhaltenen Messergebnisse dienen nur der anschaulichen Verdeutlichung des Sedimentabtragvorganges und werden für die weiteren analytischen Auswertungen nicht berücksichtigt. In Abbildung 5.37 und Abbildung 5.38 werden einige aufgenommene Zeitschritte dargestellt.

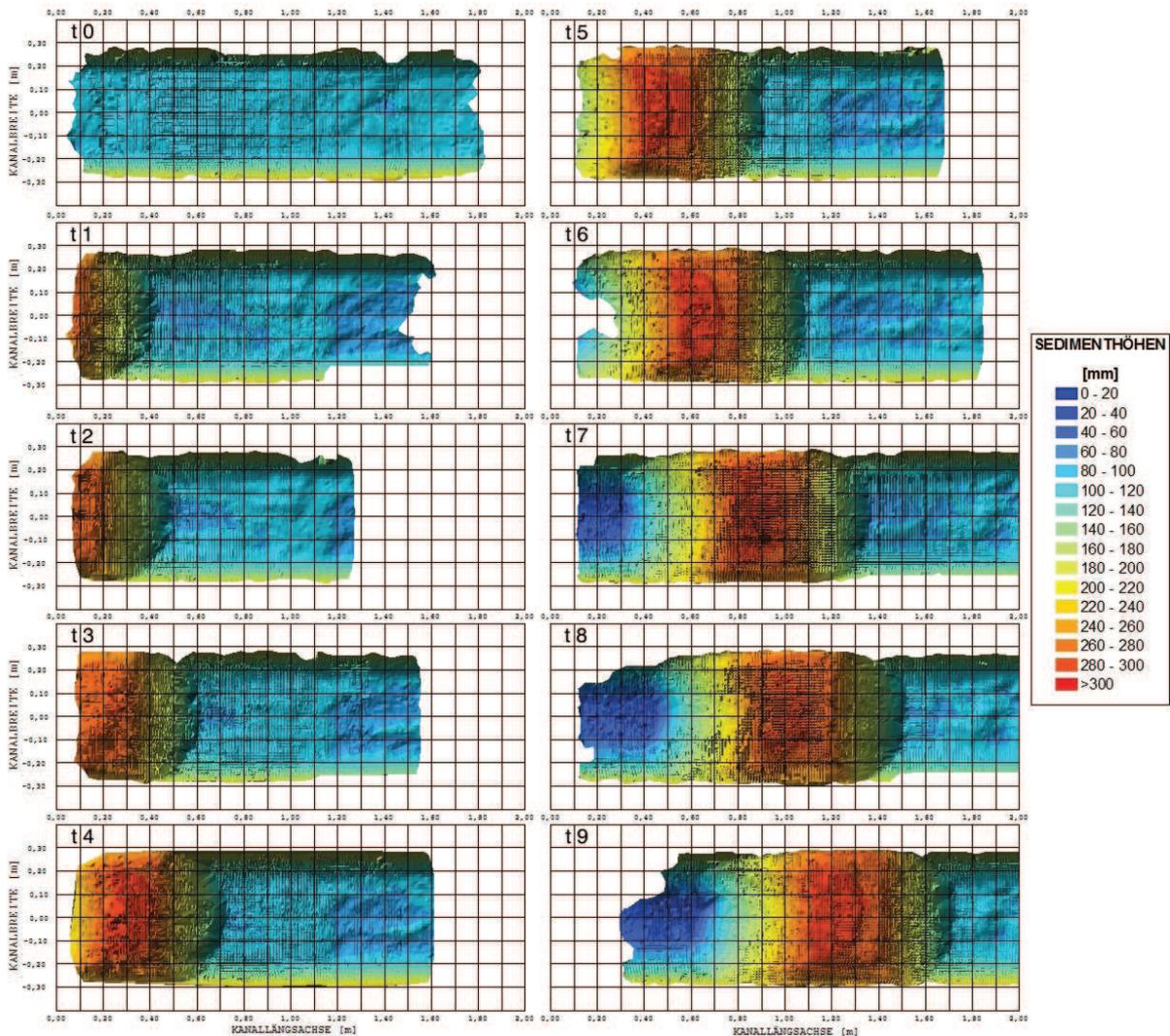


Abbildung 5.37: Aufgenommene Zeitschritte für den Versuchslauf Nr. 41: P\_4\_02\_t.

Dank der hier zitierten Abbildungen kann beobachtet werden, wie sich in den ersten Zeitschritten eine Grenzhöhe der Sedimentdüne in Abhängigkeit des Wasserstandes (Rückstauhöhe = 300 mm) einstellt. Anschließend wächst die Sedimentdüne in Kanallängsrichtung. Der Abstand des Stauwagens von der Düne wurde bei diesen Untersuchungen nicht erfasst.

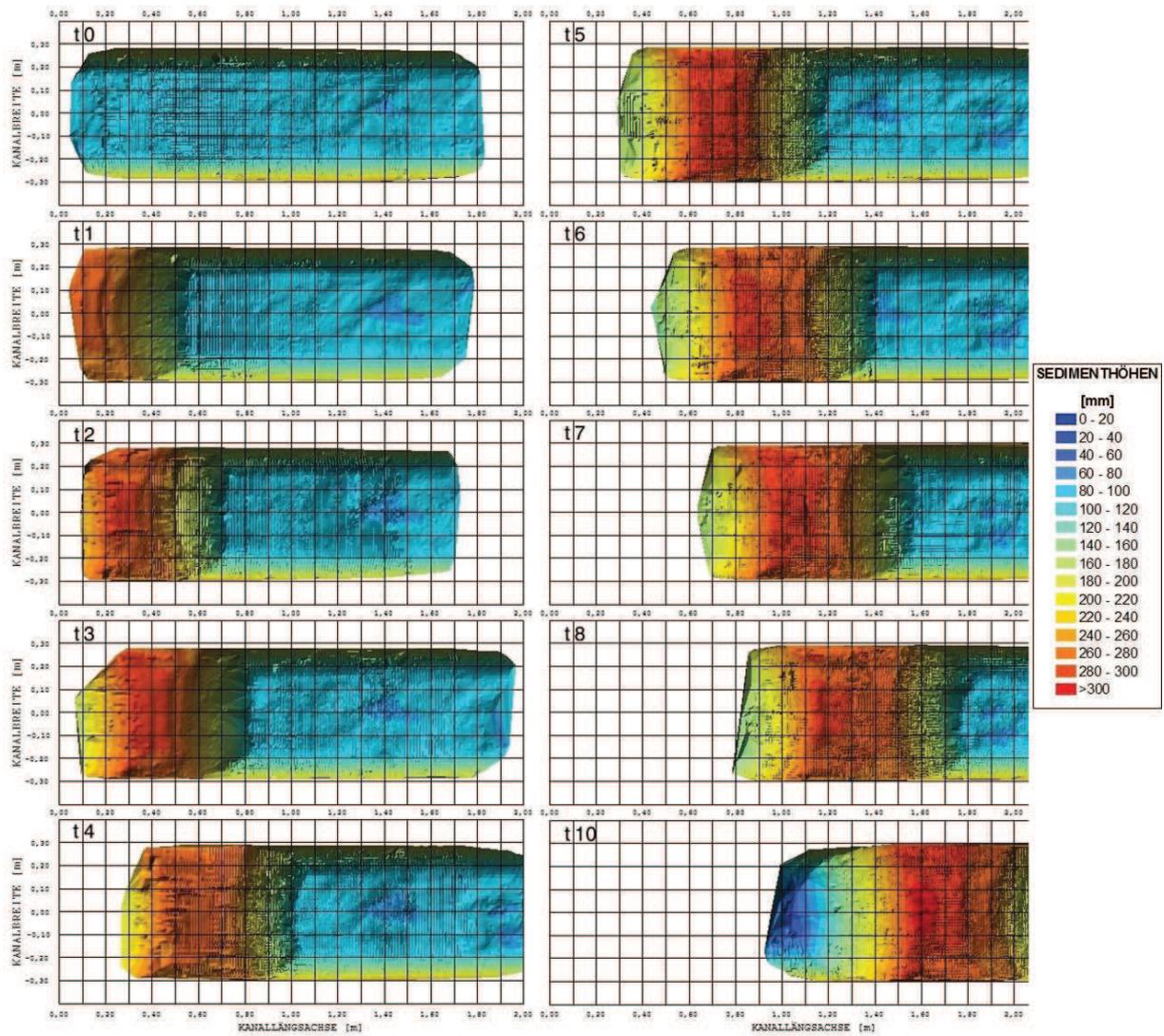


Abbildung 5.38: Aufgenommene Zeitschritte für den Versuchslauf Nr. 43: G\_4\_02\_t.

### 5.2.3.9 Überspülter Stauwagen

Es wurde ein Versuchslauf mit „überspülter“ Stauwand durchgeführt, um diese Variante der Stauwagenreinigung zu untersuchen. Nachdem der Wagen die Sedimentdüne angefahren hat, blieb er längere Zeit an der gleichen Stelle stehen. Anschließend kam es zu plötzlichen und ruckhaften Bewegungen des Wagens. Durch das Auffahren des Schildes auf die Sedimentdüne kam es zum Überrollen von Kiessteinen, welche schließlich den Wagen langsam auf die Sedimentdüne hoben. Große Mengen von Ablagerungen wurden überfahren (vgl. Abbildung 5.39). Eine kontrollierte Reinigung durch Einsatz dieser Variante ohne Rückhalteseil ist nicht möglich.



Abbildung 5.39: Ergebnis eines Modellversuches mit „überspülter“ Stauwand: große Mengen an Modellsediment wurden zurückgelassen infolge der Überfahrt des Stauwagens.

In Abbildung 5.40 sind sechs Zeitschritte dieser Untersuchung dargestellt worden. Die zum Teil sehr schlechten Messergebnisse resultieren daraus, dass die Stauwand sich direkt an der Sedimentdüne befand und die Messung somit erschwert wurde.

Eine kontrollierte und zufriedenstellende Reinigung durch Einsatz dieser Methode hat sich aus der Versuchsdurchführung nicht ergeben. Es wird empfohlen, diese Reinigungstechnik nicht zum Einsatz zu bringen. Es soll ausschließlich die Reinigungstechnik mit „unterspültem“ Stauschild verwendet werden.

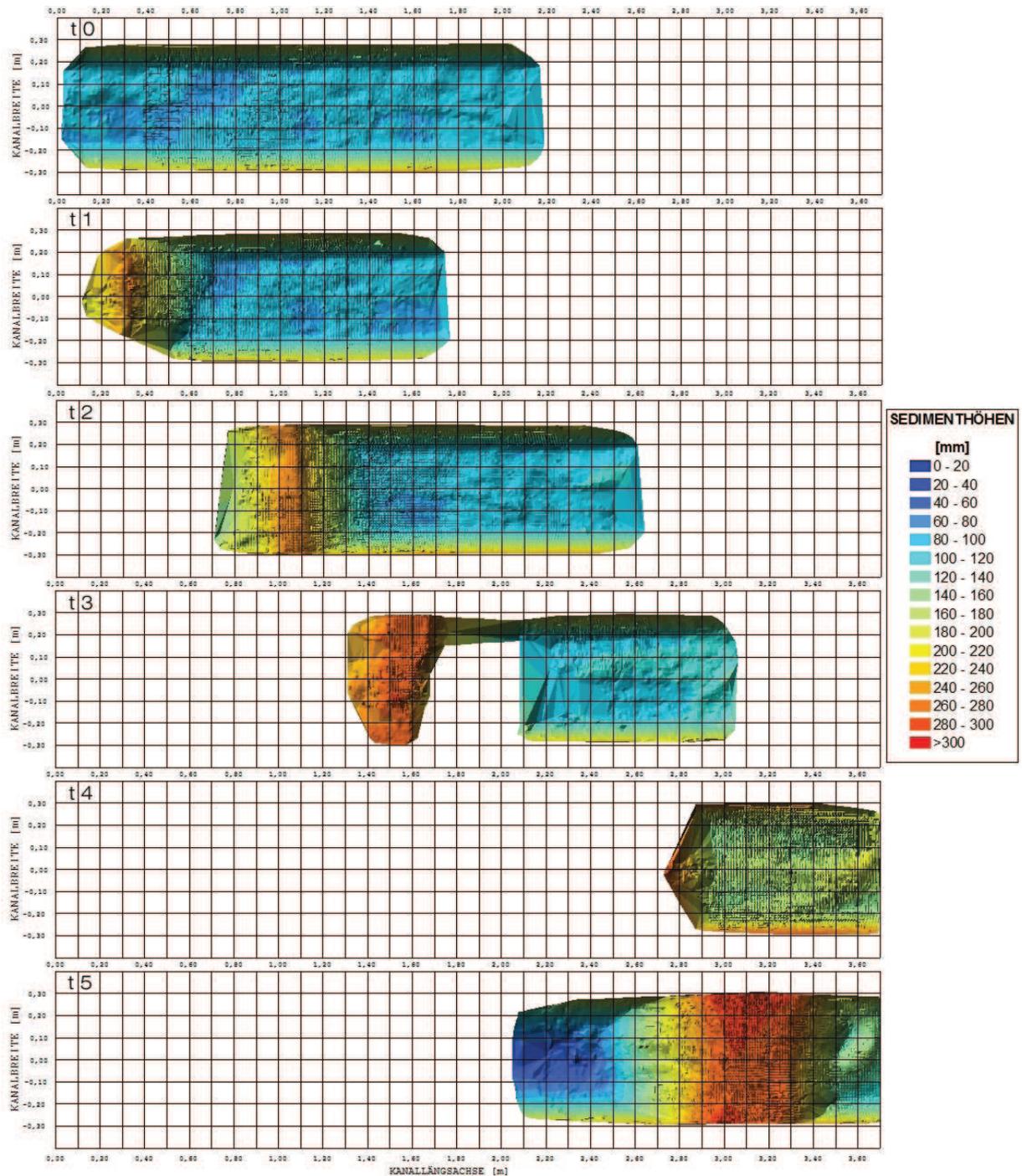


Abbildung 5.40: Aufgenommene Zeitschritte für den Versuchslauf Nr. 45: „Überspült“

### 5.3 Numerisches vs. physikalisches Modell

Sowohl die durchgeführten physikalischen als auch die numerischen Versuche zeigen, dass die Mobilisierung der Ablagerungen durch die Methode der Niederdruckspülung möglich ist. Die gemessenen Geschwindigkeiten vor dem Schild stimmen mit denen des numerischen Modells überein. Auch die sich einstellenden Wechselsprünge sowie Sekundärströmungen infolge unterschiedlicher Schild- bzw. Spaltgeometrie konnten im physikalischen Modell nachgebildet werden. Die mögliche Fahrgeschwindigkeit sowie der Abstand des Stauschildes zur Ablagerungsdüne weisen allerdings große Abweichungen auf. Infolge der Abmessungen des numerischen Modells kam es auch nicht zum erneuten Absetzen des Sedimentes. Dieses wurde von der Strömung aus dem Kontrollvolumen ausgetragen. Auch dies könnte mit den getroffenen Vereinfachungen des Modelles zusammenhängen, welche notwendig waren, um das Modell zu berechnen.

Schlussendlich kann festgehalten werden, dass die numerischen Untersuchungen das vorhandene Sedimenttransportphänomen abgeschätzt haben. Genauere Aussagen über Menge und erneute Sedimentation im Berechnungsvolumen waren jedoch zur Zeit der Untersuchung mit der verwendeten Software nicht möglich.

# Kapitel 6

## Analytische Sedimenttransportmodellierung in Abwasserkanalleitungen

### 6.1 Ähnlichkeit zur Wanderung von Sicheldünen

Der Sedimenttransport in Abwasserkanälen, welcher durch einen Stauwagen induziert wird, kann mit dem Transportvorgang einer Sicheldüne<sup>1</sup> verglichen werden. Abbildung 6.1 enthält den graphischen Vergleich zwischen den zwei Sedimenttransportmechanismen.

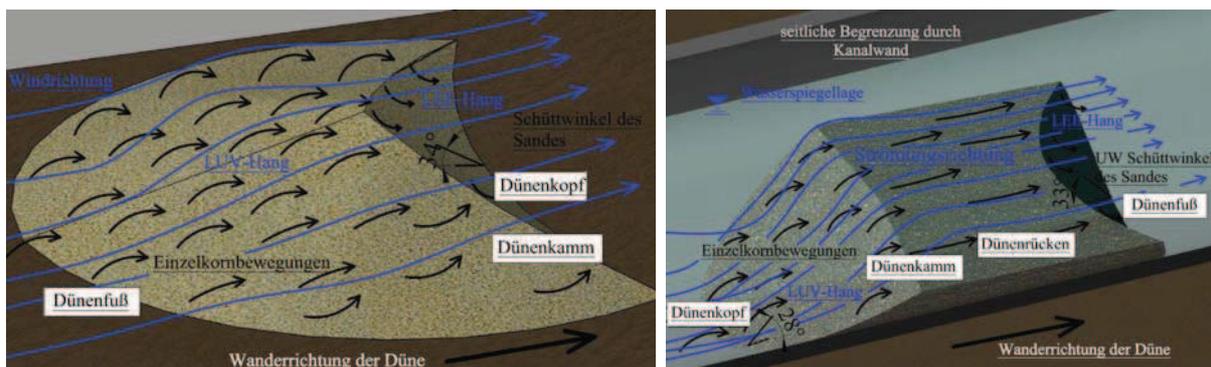


Abbildung 6.1: Ähnlichkeit zwischen einer Sanddünenbewegung und dem Sedimenttransport in Abwasserkanälen unter Verwendung des Niederdruckspülverfahrens.

Die Unterschiede der Kanalsedimentdünen gegenüber den reinen Sicheldünen sind:

<sup>1</sup>Die Sicheldüne wird in der Literatur auch „Barchandüne“ bezeichnet. Hier wird nochmal auf die unterschiedlichen Definitionen für den Dünenkopf und -fuß, infolge der vorgefundenen Definition in der Literatur hingewiesen.

- Strömungsmedium Wasser statt Luft: als Folge fällt die Erosionsrate höher aus, da die Dichte des Wassers erheblich größer als die der Luft ist. Es können größere Sedimentpartikel transportiert werden, da zu den Strömungskräften auch die Auftriebskraft der Schwerkraft gegenwirkt. Die Sedimentdüne ist in der Höhe begrenzt, weil der Wasserstand in der Regel begrenzt ist;
- der Fußbereich der Sicheldüne steigt mit etwa  $15^\circ$  Neigung gegenüber den  $28^\circ$  der Unterwasserdüne. Auf der LEE-Seite fällt die Sicheldüne mit einer Neigung von etwa  $34^\circ$  gegenüber den  $33^\circ$  der Sedimentdüne;
- das zu transportierende Material wird überwiegend direkt am Dünenfuß erodiert. Nur wenig Sediment wird durch die Strömung vor der Düne mitgeführt;
- die Kohäsionskräfte steigen unter Wasser;
- die durchschnittlichen Windgeschwindigkeiten (20 bis 30  $m/s$ ) sind erheblich höher als die induzierten Wassergeschwindigkeiten (3 bis 6  $m/s$ );
- seitliche Begrenzung durch Kanalwandung. Die Düne wird somit räumlich beschränkt und die Wanderrichtung der Düne ist rigoros vorgegeben. Die Kanalsedimentdüne bildet sich im Gegensatz zur dreidimensionalen Sanddüne in zweidimensionaler Form aus;
- das partielle Umströmen der Düne wie bei Sanddünen ist nicht möglich; die Strömung muss vollständig über die Düne erfolgen;
- Entstehung eines Dünenrückens, da die Düne nicht unbegrenzt in die Höhe anwachsen kann;
- Ausebenen des Rückens, wenn der Dünenkamm die Grenzhöhe erreicht hat
- Anwachsen der Düne in die Länge statt in die Höhe;
- die Windgeschwindigkeiten sind konstant über große Längen; im Gegensatz nehmen die Strömungskräfte des Wassers mit dem Abstand zum Stauschild (wegen der höheren Zähigkeit des Wasser) stark ab, sodass gewährleistet werden muss, dass sich der Wagen mit einer optimalen Geschwindigkeit mit der Düne bewegt;
- die Sandarme der Sicheldüne wandern wegen den niedrigeren Sandvolumina, welche hier transportiert werden müssen, schneller als der mittlere Teil. Auch bei der Sedimentdüne bilden sich seitlich vorragende Arme, welche aber auf die glattere Rohrbeschaffenheit und somit auf die erhöhte Fließgeschwindigkeiten im Rohrwandungsbereich gegenüber dem Sohlbereich zurückzuführen sind.

## 6.2 Herleitung der geometrischen Parameter zur Beschreibung der Sedimentdüne

Der kreisförmige Kanal, welcher bei der Durchführung der physikalischen Versuche benutzt wurde, weist einen Radius von  $r = 0,5914/2 = 0,2957 \text{ m}$  auf (vgl. Abschnitt 5.2.1.2). Eine Auswertung der Querschnittsfläche der von den Versuchen erhaltenen Dünen zeigt eine Ähnlichkeit der Ablagerungsoberfläche über den gesamten Verlauf der Düne. Der Querschnitt kann mittels eines Kreissegmentes des Radius  $R [m]$  approximiert werden. Der charakteristische Verlauf ist in Abbildung 6.2 anhand einer Skizze dargestellt. Die Approximation durch einen Kreis für den Versuch Nr. 18: „paralleler Spalt“  $35 \text{ mm}$ ,  $6 \text{ m}$  Reinigungslänge,  $5 \text{ mm/s}$  Fahrgeschwindigkeit und  $190 \text{ mm}$  Rückstauhöhe ist in Abbildung 6.3 enthalten. Für weitere Darstellungen wird auf den Anhang E.1 verwiesen.

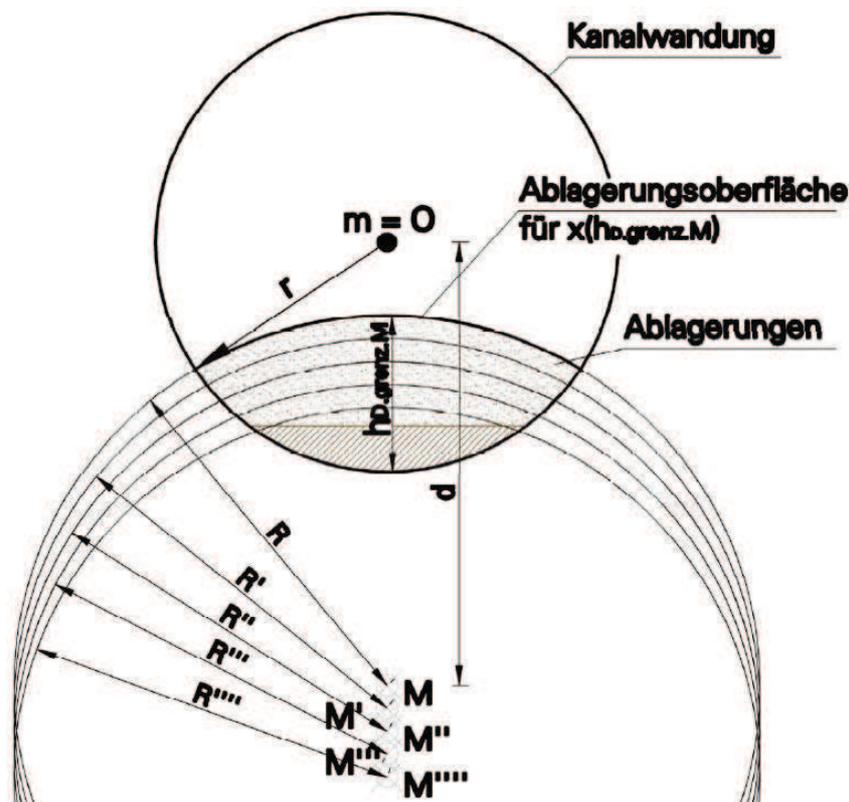


Abbildung 6.2: Skizze zur Erläuterung des Verlaufes der Sedimentoberflächen im Modellquerschnitt.

Durch die durchgeführten physikalischen Versuche wurde nachgewiesen, dass die Düne sich in einer bestimmten Weise entwickelt und sich die geometrischen Parameter wie der *LUV*-, der *LEE*- und der Dünenrückenwinkel annähernd konstant für

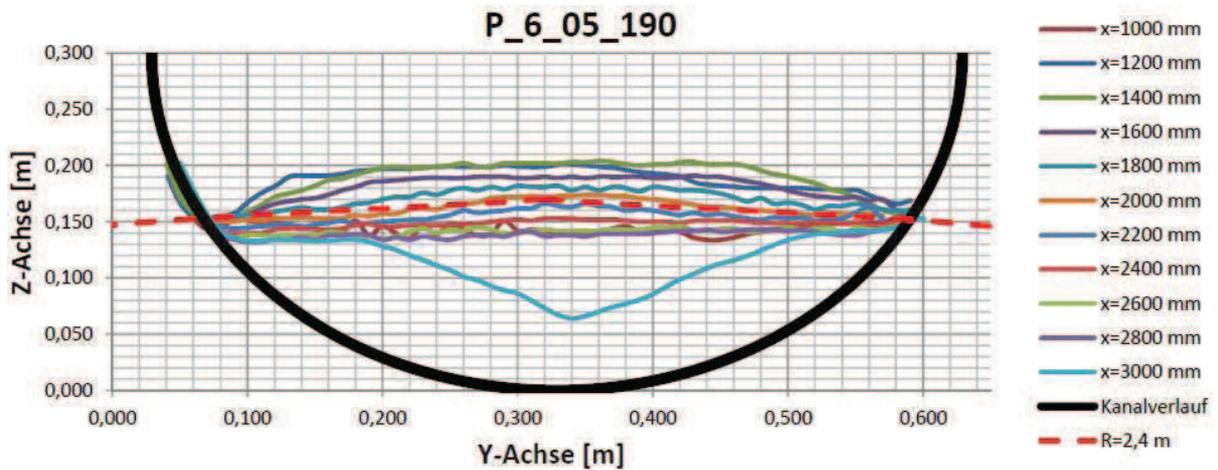


Abbildung 6.3: Verlauf der Sedimentoberfläche im Querschnitt für verschiedene Lagen in der Längsachse  $x$ . Versuch Nr. 18: Spalt „parallel“, 6 m Reinigungslänge, 5 mm/s Fahrgeschwindigkeit und 190 mm Unterwasserstand.

die unterschiedlichen Versuchsreihen entwickeln. Ähnlich wie für den Sedimentoberflächenverlauf im Querschnitt wurde hier der Verlauf für die Kanalmitte anhand einer  $G/S$ -Auswertung ermittelt. In Abbildung 6.4 ist der Verlauf für einige Versuche mit dem „parallelen Spalt“ dargestellt. Für den geraden Spalt wird auf den Anhang E.2 verwiesen.

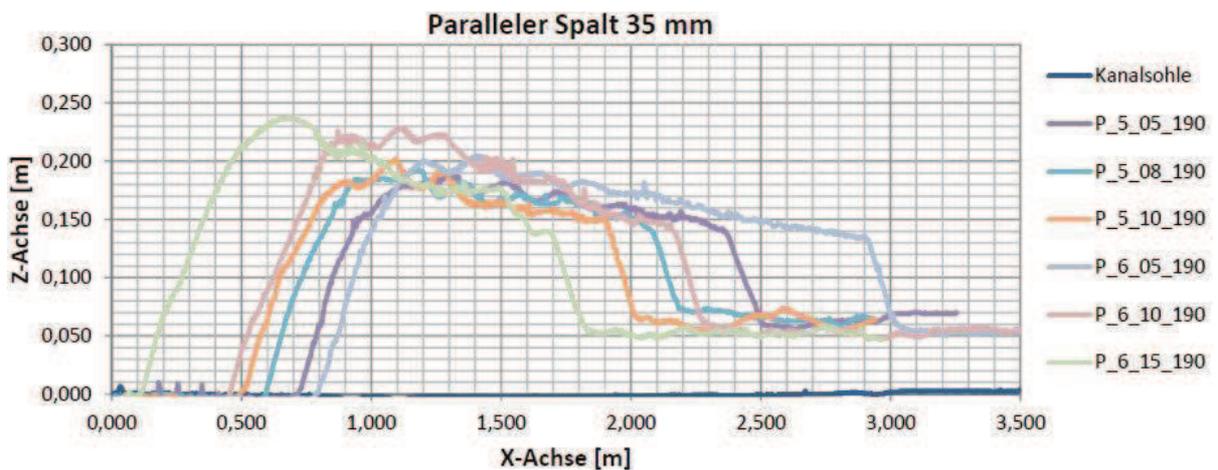


Abbildung 6.4: Verlauf der Sedimentoberfläche im Längsschnitt in der Kanalmitte für die Versuche Nr. 15 bis 20: „paralleler Spalt“

An dieser Stelle werden die erhaltenen geometrischen Parameter zur Beschreibung

der Dünengeometrie durch Bildung eines Mittelwertes zwischen allen ähnlichen Versuchen extrahiert. Zur besseren Verständlichkeit kann die Grundgeometrie der aufgeschütteten Sedimentdüne für den „parallelen Spalt“ und für den „geraden Spalt“ aus Abbildung 5.26 herangezogen werden. In Tabelle 6.1 und 6.2 sind die geometrischen Werte der aufgewirbelten Sedimentdünen zusammengefasst (vgl. auch die Längsschnitte in Abbildung 5.28 bis Abbildung 5.32).

Tabelle 6.1: Geometrische Parameter der bei den physikalischen Versuchen aufgewirbelten Sedimentdünen - „Paralleler Spalt“ 35 mm.

Versuch	LUV-Hang			LEE-Hang			Dünenrücken		
	Länge [m]	Höhe [m]	Winkel	Länge [m]	Höhe [m]	Winkel	Länge [m]	Höhe [m]	Winkel
P.2.05.190	0,353	0,176	27°	0,145	0,089	32°	0,669	0,01	0,9°
P.2.10.190	0,328	0,181	29°	0,138	0,088	33°	0,573	0,035	3,5°
P.2.15.190	0,338	0,189	29°	0,12	0,082	34°	0,434	0,026	3,4°
P.4.02.190	0,305	0,156	27°	0,074	0,048	33°	1,115	0,038	2,0°
P.4.05.190	0,288	0,165	30°	0,091	0,067	36°	0,947	0,045	2,7°
P.4.10.190	0,34	0,184	28°	0,1	0,069	35°	0,891	0,038	2,4°
P.4.15.190	0,349	0,192	29°	0,113	0,076	34°	0,586	0,069	6,7°
P.4.05.250	0,401	0,221	29°	0,197	0,141	36°	0,186	0,02	6,1°
P.4.10.250	0,439	0,247	29°	0,3	0,198	33°	0,106	0,008	4,3°
P.4.15.250	0,352	0,2	30°	0,292	0,191	33°	0,1	0,005	2,9°
P.4.05.300	0,444	0,259	30°	0,363	0,209	30°		–	
P.4.08.300	0,367	0,201	29°	0,286	0,167	30°	0,063	0,001	0,9°
P.4.10.300	0,28	0,145	27°	0,313	0,209	34°	0,178	–0,001	–0,3°
P.4.15.300	0,267	0,15	29°	0,301	0,197	33°	0,121	0,004	1,9°
P.5.05.190	0,214	0,14	33°	0,13	0,074	30°	1,005	0,034	1,9°
P.5.08.190	0,323	0,181	29°	0,094	0,064	34°	0,929	0,031	1,9°
P.5.10.190	0,304	0,163	28°	0,127	0,085	34°	0,996	0,032	1,8°
P.6.05.190	0,319	0,182	30°	0,101	0,071	35°	1,696	0,065	2,2°
P.6.10.190	0,324	0,163	27°	0,114	0,08	35°	1,231	0,074	3,4°
P.6.15.190	0,364	0,21	30°	0,129	0,082	32°	0,83	0,062	4,3°

$$\text{Mittelwert} \Rightarrow \alpha_{LUV} = 29,0^\circ \Rightarrow \alpha_{LEE} = 33,3^\circ \Rightarrow \alpha_R = 2,8^\circ$$

Die ungestörte Ausgangssedimentschicht  $h_\infty$  kann mit 10 % der Kanalhöhe bei kleinen Profilen bzw. mit 100 mm Ablagerungshöhe bei begehbaren Profilen angenommen werden. Dies war der Ausgangszustand für die Modellversuche bzw. stellt die Mindestablagerungshöhe dar, welche erreicht werden soll, bevor eine Kanalreinigung von den jeweiligen Kanalnetzbetreibern angeordnet wird (vgl. auch Tabelle 3.1 und 3.2). Im vorliegenden Fall beträgt sie:

$$\Rightarrow h_\infty = 6 \text{ cm}$$

Tabelle 6.2: Geometrische Parameter der bei den physikalischen Versuchen aufgewirbelten Sedimentdünen - „Gerader Spalt“ 35 mm.

Versuch	LUV-Hang			LEE-Hang			Dünenrücken		
	Länge [m]	Höhe [m]	Winkel	Länge [m]	Höhe [m]	Winkel	Länge [m]	Höhe [m]	Winkel
G.2.05.190	0,32	0,165	27°	0,14	0,097	35°	0,636	0,026	2,3°
G.2.10.190	0,348	0,186	28°	0,099	0,067	34°	0,326	0,045	7,9°
G.2.15.190	0,291	0,159	29°	0,111	0,07	32°	0,318	0,015	2,7°
G.4.02.190	0,349	0,178	27°	0,135	0,085	32°	1,255	0,032	1,5°
G.4.05.190	0,362	0,203	29°	0,13	0,089	34°	0,969	0,051	3,0°
G.4.10.190	0,393	0,214	29°	0,136	0,082	31°	0,796	0,074	5,3°
G.4.15.190	0,394	0,22	29°	0,074	0,052	35°	0,64	0,084	7,5°
G.4.05.250	0,439	0,236	28°	0,229	0,144	32°	0,279	0,029	5,9°
G.4.10.250	0,332	0,17	27°	0,283	0,185	33°	0,254	0,018	4,1°
G.4.15.250	0,361	0,188	28°	0,25	0,172	35°	0,226	0,022	5,6°
G.4.05.300	0,266	0,148	29°	0,345	0,211	31°	0,127	0,006	2,7°
G.4.08.300	0,25	0,12	26°	0,304	0,202	34°	0,156	0,01	3,7°
G.4.10.300	0,263	0,128	26°	0,303	0,189	32°	parabelförmig		
G.5.05.190	0,365	0,17	25°	0,086	0,056	33°	0,862	0,004	0,3°
G.5.08.190	0,459	0,241	28°	0,114	0,075	33°	0,493	0,064	7,4°
G.5.10.190	0,428	0,244	30°	0,159	0,112	35°	0,276	0,015	3,1°
G.6.05.190	0,381	0,206	28°	0,139	0,087	32°	1,378	0,074	3,1°
G.6.08.190	0,434	0,239	29°	0,091	0,06	33°	1,038	0,096	5,3°
G.6.10.190	0,476	0,257	28°	0,386	0,086	(13°)	–		
G.6.15.190	0,082	0,03	(20°)	0,307	0,076	(14°)	0,743	0,037	2,9°

$$\text{Mittelwert} \Rightarrow \alpha_{LUV} = 27,9^\circ \Rightarrow \alpha_{LEE} = 33,2^\circ \Rightarrow \alpha_R = 4,1^\circ$$

## 6.3 Zweidimensionale Analyse für die Kanalmitte

### 6.3.1 Zielstellung und Methode

Im Folgenden wird eine analytische Beschreibung des Sedimenttransportvorganges dargestellt. Als Ziel wird hier die Vorhersage und die Quantifizierung der Transportkapazität von mineralischen Ablagerungen gesetzt, welche durch den Einsatz der Niederdruckspülverfahren ermöglicht wird. Als deren Ableitung soll eine Hochrechnung durchgeführt werden, um unter anderem die möglichen Reinigungslängen zwischen den jeweiligen Absaugstellen zu erhalten.

Anhand einer zweidimensionalen Analyse in der Kanalmitte werden die Grundvorgänge der Kanalreinigung definiert. Hierfür wird die Geometrie der durch die Modellver-

suche erhaltenen Dünen durch Vereinfachungen geometrisch charakterisiert. Schließlich werden die zuvor beschriebenen Reinigungsprozesse hier in drei Phasen getrennt behandelt:

- Erosion des abgelagerten Materials am Dünenkopf durch den hochturbulenten Wasserstrahl im Schildbereich,
- Hebung der jeweiligen Sedimentkörner von der Kanalsole über den Dünenkamm (die Erosion wird in dieser Phase als schon geschehen betrachtet),
- Abführung des Sedimentes, hauptsächlich als Bodenfracht, über den Dünenrücken bis zum eventuellen erneuten Absetzen nach Erreichen des Dünenfußes.

Diese drei Hauptvorgänge werden einzeln behandelt und anschließend werden generelle Betrachtungen des gesamten Reinigungsvorganges aufgeführt. Durch Einbeziehen des Kanalquerschnittes kann schließlich das Gesamtvolumen an Sediment ermittelt werden, welches mittels der Reinigung mit der Stauwagentechnik gefördert werden kann.

### 6.3.2 Strömung in unmittelbarer Nähe der Stauwand

Durch das Aufstauen des Wassers hinter der Stauwand bildet sich ein Höhenunterschied zwischen der Wasserspiegellage vor (Ober-) und hinter (Unterwasser) dem Schild. Ein Spalt (vgl. auch Abbildung 5.14) der Höhe  $a$  [mm] und der Fläche  $A$  [mm<sup>2</sup>] im Sohlbereich der Stauwand lässt einen Grundstrahl entstehen, welcher erhöhte Fließgeschwindigkeiten aufweist. Es stellt sich ein Ausfluss ähnlich wie beim hydraulischen Abfluss unter einem Schütz ein, wobei es sich in diesem Fall nicht um einen ebenen Strömungsfall handelt, sondern um eine dreidimensionale Strömung, welche durch die Krümmung der Sohle sowie die Ausbildung der Spaltform charakterisiert wird. Die dreidimensionalen Effekte wurden in den zuvor durchgeführten Untersuchungen anhand 3D-HN-Simulationen analysiert (vgl. Kapitel 5). In der hier durchgeführten analytischen Untersuchung wird der zweidimensionale Fall weiter in Betracht gezogen. In Abbildung 6.5 ist der Ausfluss unter einem Schütz dargestellt.

Bei der Strömung unter der Stauwand verengt sich der Strahl nach dem Überschreiten der Stauwand wegen einer Strahlkontraktion auf  $a' = \Psi \cdot a$  (wobei  $\Psi < 1$  ist). Dies ist gegeben, weil die gesamte Druckenergie auf Höhe der Öffnung in der Stauwand eine gewisse Länge erfordert, um sich in Geschwindigkeit im Grundstrahl zu verwandeln. Bei der Stauwagenreinigung ist diese Kontraktion positiv zu bewerten, da sie eine weitere Fließgeschwindigkeitserhöhung mit sich bringt und die hervorgerufene Erosion dadurch gefördert wird.

Generell muss aber zwischen vollkommenem und unvollkommenem Abfluss unterschieden werden (vgl. Abbildung 6.5). Bei einem vollkommenen Abfluss kann der

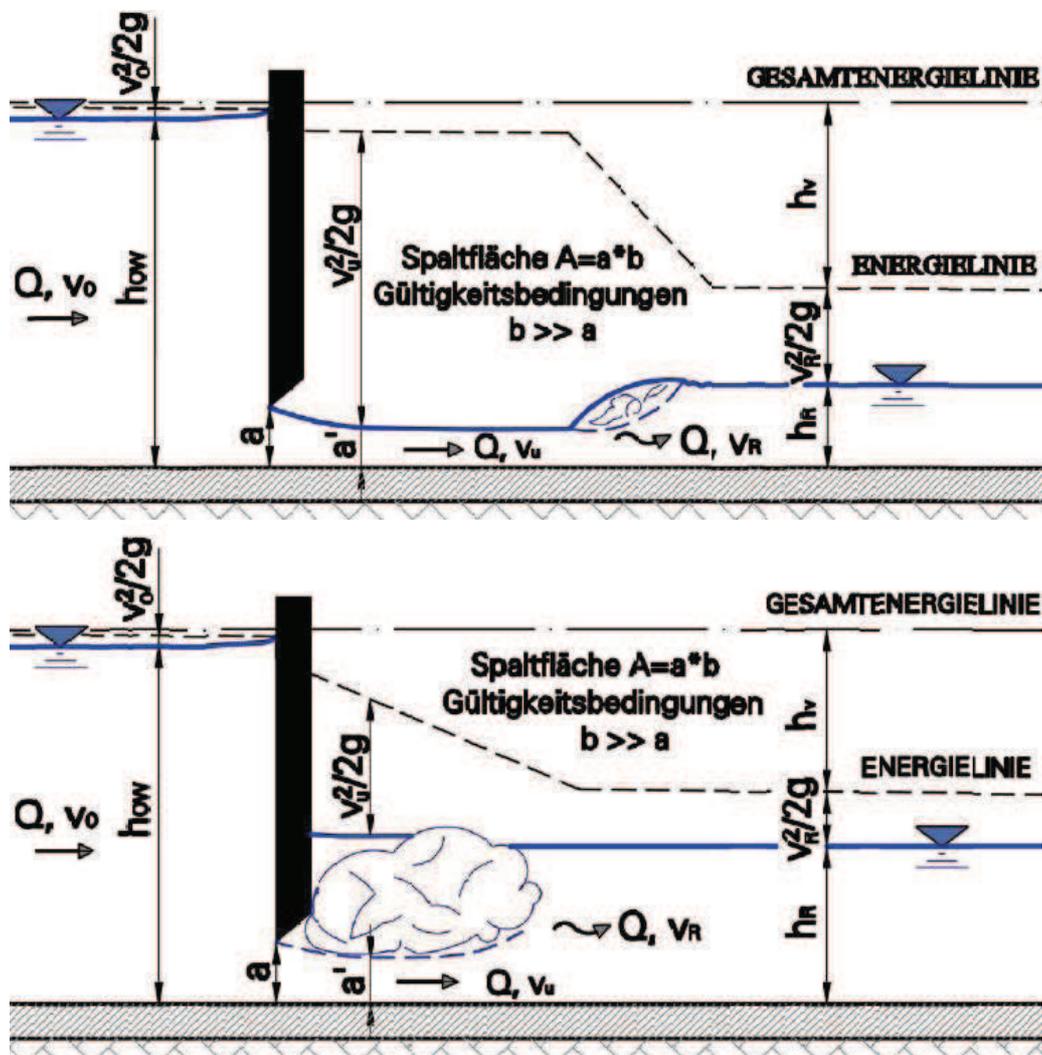


Abbildung 6.5: Vollkommener Abfluss (oben) und unvollkommener Abfluss (unten) unter einem Schütz.

Grundstrahl sich ungestört vor der Stauwand ausbilden, ohne dass der Wechselsprung den unmittelbaren Bereich vor der Öffnung eindeckt. Bei einer vertikalen Stauwand ist in diesem Fall nur ein Einfluss der Oberwasserhöhe und der Spalthöhe gegeben  $Q = f(h_{ow}, a)$ , ohne dass der Unterwasserstand  $h_R$  den Abflussprozess steuert. Bei einem unvollkommenen Abfluss hingegen wird der Wechselsprung wegen des Unterwasserstandes unmittelbar vor der Stauwand gehalten, sodass der Grundstrahl direkt in das Unterwasser eintritt. Die Einflussfaktoren für den Abflussvorgang bei einer vertikalen Stauwand sind dementsprechend zahlreicher:  $Q = f(b, h, a, h_R, Spaltform, \dots)$ . Wenn die Rückstauhöhe  $h_R$  gleich der Stärke des eingeschnürten Ausflusstrahles  $a' = \Psi \cdot a$  ist, dann ist die Grenze des vollkommenen Abflusses erreicht. Im vorliegen-

dem Fall gilt  $a/h_{OW} = 0,035/0,384 \approx 0,1$  und  $\alpha = 90^\circ$ , sodass aus Abbildung 6.6 links - entnommen aus Bollrich, G. 2007 - ein Einschnürungsbeiwert der Größe  $\Psi = 0,61$  gele-

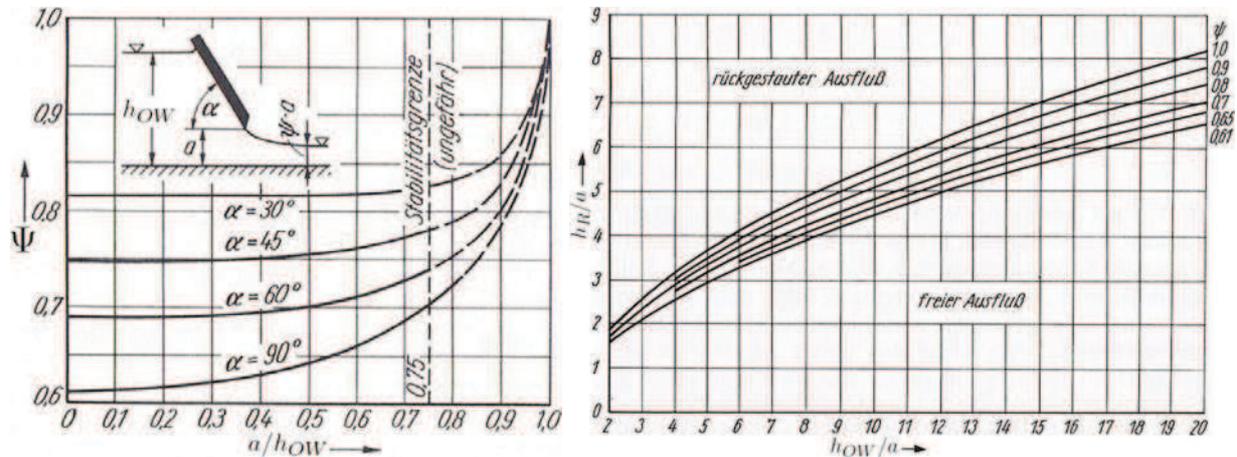


Abbildung 6.6: Beiwerte zur Ermittlung der Einschnürung bei unvollkommenem Abfluss (modifizierte Darstellung nach Bollrich, G. 2007).

sen wird. Der Quotient  $h_R/a = 4,8$  wird aus dem rechten Diagramm von Abbildung 6.6 durch ansetzen von  $h_{OW}/a = 0,384/0,035 \approx 11$  und  $\Psi = 0,61$  entnommen. Es ergibt sich somit eine maximale Rückstauhöhe von  $h_R = 4,8 \cdot 0,035 = 0,168 \text{ m}$ , bei deren Überschreitung ein rückgestauter Abfluss eintritt.

Bei der Kanalreinigung durch Spülwagen tritt im Wesentlichen nur der unvollkommene Abfluss ein, sodass der vollkommene Abfluss nicht weiter untersucht werden muss. Generell könnte sich bei geringen Rückstauhöhen im Kanal auch ein unvollkommener Grundstrahl einstellen, aber schon nach einigen Metern Reinigungsbetrieb bildet sich die Sedimentdüne vor dem Grundstrahl aus, welche zu einem Einstau des Bereiches zwischen Stauwand und Sedimentdüne und somit zur Erhaltung des Wechselsprunges direkt vor dem Stauschild führt. Wie oben beschrieben wird die Strömung kurz nach Austritt eingeschnürt, was zu einer Geschwindigkeitserhöhung führt. Bei einem unvollkommenen Abfluss mit einer Spaltfläche von  $A \text{ [m]}$  ergibt sich eine Grundstrahlfläche nach der Einschnürung von:

$$A' = b \cdot a' = b \cdot \Psi \cdot a \text{ in [m}^2\text{]}. \quad (6.1)$$

Durch Einsetzen der Kontinuitätsgleichung im Bezug zum spezifischen Abfluss  $q = Q/b \text{ [m}^3\text{/s je m]}$  ergibt sich eine spezifische Geschwindigkeit im Grundstrahl von

$$v_G^* = \frac{Q}{A'} = \frac{Q}{b \cdot \Psi \cdot a} = \frac{q}{\Psi \cdot a} \text{ in [m}^2\text{/s je m]}. \quad (6.2)$$

Für den unvollkommenen Abfluss liegt der Beiwert  $\Psi = 0,61$  wie bei dem vollkommenen Abfluss vor (vgl. Bollrich, G. 2007). Durch Einsatz der Spaltgeometrie (280 mm

Spaltbreite nach Abbildung 5.14) und der Abflussgrößen (Gleichung 5.1) erhält man eine mittlere Grundstrahlgeschwindigkeit in unmittelbarer Nähe des Schildes:

- für den „parallelen Spalt“

$$v_{G.p}^* = \frac{0,014/0,28}{0,035 \cdot 0,61} = 2,34 \text{ m}^2/\text{s je m}, \quad (6.3)$$

- für den „geraden Spalt“

$$v_{G.g}^* = \frac{0,011/0,28}{0,035 \cdot 0,61} = 1,84 \text{ m}^2/\text{s je m}. \quad (6.4)$$

Bei dieser Berechnung wurde die nicht korrekte Vereinfachung vorgenommen, dass die Strömung im Grundstrahl von der Rückstauwalze nicht beeinflusst wird. Diese Annahme kann in unmittelbarer Nähe der Stauwand ohne größere Fehleinbußen vorausgesetzt werden.

Beim Ansetzen der vereinfachten Bernoulliformel ohne Berücksichtigung der Verlusthöhe am Spalt, der Breite des Kanals und der Wasserdeckung über den Grundstrahl ergibt sich eine maximale theoretische Fließgeschwindigkeit von

$$v_{max.B} = \sqrt{2 \cdot g \cdot \Delta h} = \sqrt{2 \cdot 9,8 \cdot (0,384 - 0,035)} = 2,6 \text{ m/s}. \quad (6.5)$$

Die numerischen Untersuchungen sowie Messungen am physikalischen Modell ergaben Abflussgeschwindigkeiten in der Kanalmitte im Schildbereich von  $2,30 \text{ m/s}$ , welche im Naturmaßstab ca.  $3,7 \text{ m/s}$  entsprechen. Die angenommenen Vereinfachungen sowie die Berechnungsbeiwerte sind somit plausibel.

Nach der Einschnürung tendiert der Grundstrahl dazu sich zu erweitern, was wiederum wegen der Deckwalze verhindert wird. Es ist somit gegeben, dass der Strahl horizontal auf die Sedimentdüne gerichtet ist. In unmittelbarer Nähe der Düne wird der Grundstrahl mit einer großen Energieabgabe, welche hauptsächlich zur Erosion beiträgt, nach oben umgelenkt.

In Abbildung 6.7 ist der Verlauf der Stromlinien im Stauwandbereich bei unvollkommenem Abfluss für einige Anfangszeitpunkte des Sedimenttransportes dargestellt. Der Abstand zwischen Stauwand und Sedimentdüne wurde hier aus anschaulichen Gründen erhöht.

### 6.3.3 Erosion der verfestigten Ablagerungen

Damit das auf der Sohle liegende Material wieder in Bewegung gerät, muss gewährleistet werden, dass die Grenzschubspannung des jeweiligen Materials erreicht und überschritten wird. Für abgelagerte und verfestigte Kanalablagerungen gilt, wie im Abschnitt 4.2.7 erläutert, eine Grenzschubspannung von  $\tau_{c.g} = 5 \text{ kN/m}^2$  zu übersteigen.

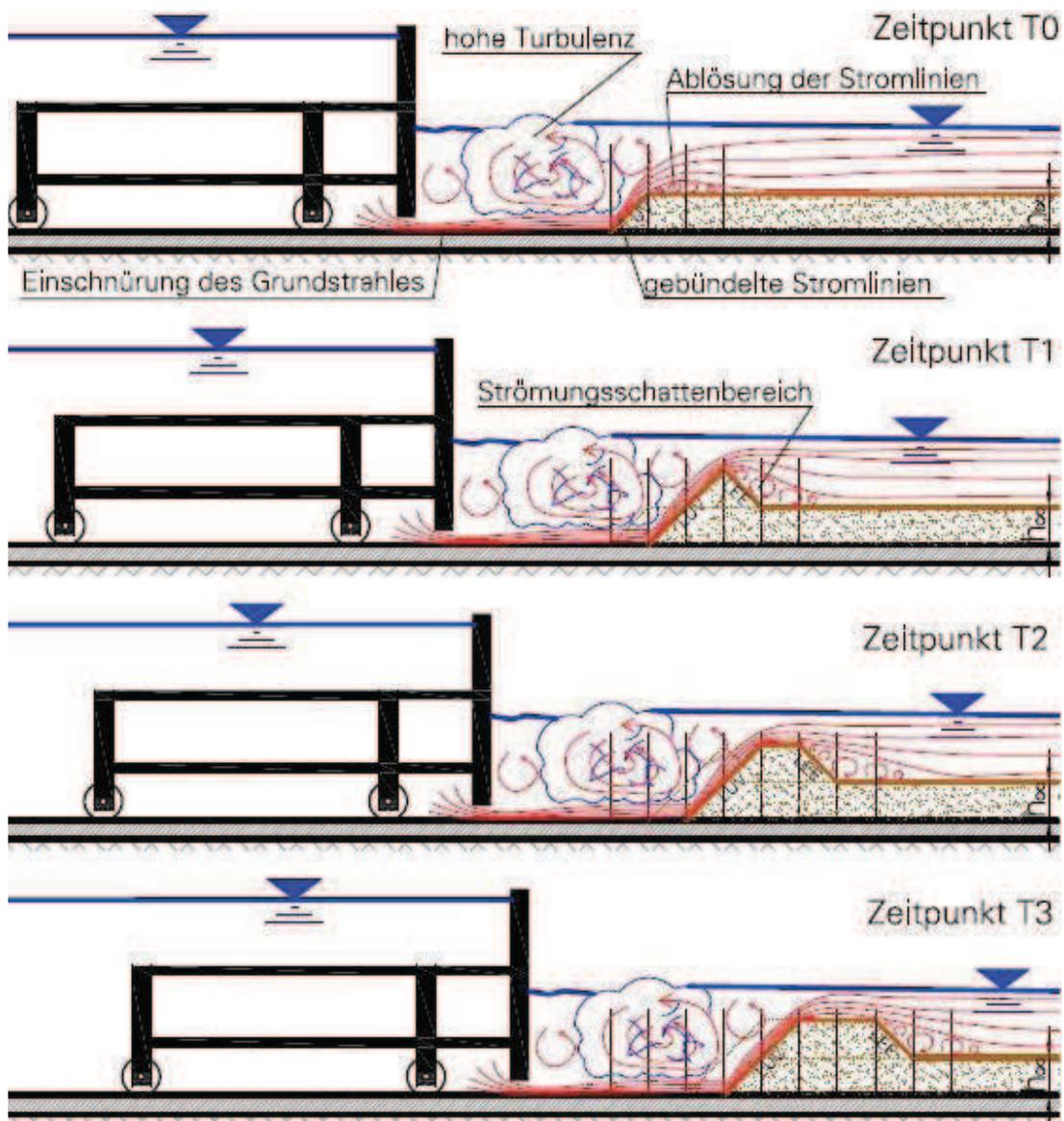


Abbildung 6.7: Stromlinien in unmittelbarer Schildnähe für vier nacheinander folgende Zeitzustände. Der Abstand zwischen Stauwand und Sedimentdüne wurde in der Darstellung aus anschaulichen Gründen erhöht.

Durch die zuvor durchgeführten Untersuchungen wurde belegt (siehe auch Abschnitt 6.3.2), dass im Stauschildbereich durch Erreichen von Abflussgeschwindigkeiten zwischen 2 und 3  $m/s$  diese Grenzschubspannung stets gegeben ist. Der Verlauf der Geschwindigkeiten im Stauschildbereich ist in Abbildung 5.7 dargestellt. Anhand der Stromliniendarstellung (vgl. Abbildung 6.8) ist weiterhin ersichtlich, dass der „Strahl“ der gebündelten Stromlinien direkt auf die Ablagerungen gerichtet ist und die-

ser von der Ablagerungsdüne umgelenkt werden muss. Es treten hier erhöhte lokale Erosionskräfte auf, welche im Folgenden berechnet werden.

Durch Einsetzen der Gleichung 4.32 mit einer lokalen Fließgeschwindigkeit die in Gleichung 6.3 bzw. 6.4 ermittelt wurde und ein Rauheitsbeiwert der obersten Sedimentschicht nach Gleichung 4.36 ergibt sich ein analytischer Wert für die Sohlschubspannung in unmittelbarer Nähe der Stauwand von:

$$\tau_0 = \rho_W \cdot \frac{\lambda}{8} \cdot v_m^2 = 1000 \cdot \frac{0,02389}{8} \cdot v_m^2 = 2,99 \cdot v_m^2 \quad (6.6)$$

Für den „parallelen“ bzw. „geraden Spalt“ gilt

$$v_{G.p}^* = 2,34 \text{ m/s} \Rightarrow \tau_{0.p} = 16,42 \text{ N/m}^2 \quad (6.7)$$

$$v_{G.g}^* = 1,84 \text{ m/s} \Rightarrow \tau_{0.g} = 10,11 \text{ N/m}^2 \quad (6.8)$$

Die ermittelte Schubspannung, welche auf die Sedimentkörner des Dünenkopfes wirkt, ergibt sich um ein Faktor zwei größer als die aus der Literatur entnommenen Grenzschubspannung für eine Präventivreinigung ( $\tau_{c.g} = 5 \text{ N/m}^2$ ), welche in Abschnitt 4.2.7.2 wiedergegeben wurden. Die Erosion der Ablagerungen am Dünenkopf ist somit gegeben.

### 6.3.4 Analytisches Gleichgewicht am Einzelkorn

Wird das Gleichgewicht eines aus der Gefügestruktur ausgebrochenen Partikels (z. B. infolge der vorgerufenen „Hubkraft“ Abschnitt 4.2.8 oder durch Erosion Abschnitt 6.3.3) der sich auf der Kanalsohle unmittelbar vor der Stauwand befindet betrachtet, wirken auf ihm die Kräfte wie in Abbildung 6.8 dargestellt:

- seine Gewichtskraft unter Auftrieb

$$F'_g = \frac{\pi}{6} \cdot (\rho_F - \rho_W) \cdot g \cdot d_{ch}^3 \text{ in [N]}, \quad (6.9)$$

- und die Kraft infolge der Strömung

$$F_d = \frac{1}{2} \cdot \rho_W \cdot C_d \cdot A'_F \cdot v_m^2 \text{ in [N]}. \quad (6.10)$$

wobei  $C_d$  [-] der Widerstandsbeiwert für die Strömung um eine Kugel (wie im Abschnitt 4.2.6 -  $C_d = 2/5$  für  $Re > 10^3$ ),  $A'_F$  [ $m^2$ ] die vom Fluid angeströmte Fläche und  $v_m$  [ $m/s$ ] die auf dem Partikel wirkende mittlere Fließgeschwindigkeit ist. Im betrachteten Fall ist bereits das Partikel von der Kornstruktur ausgelöst, sodass die Gesamtfläche des Partikels angesetzt werden darf  $A'_F = A_F = \pi/4 \cdot d_{ch}^2$ . Nach dem Einsetzen und nach einigen Vereinfachungen ergibt sich für die Strömungskraft

$$F_d = \frac{\pi}{20} \cdot \rho_W \cdot d_{ch}^2 \cdot v_m^2. \quad (6.11)$$

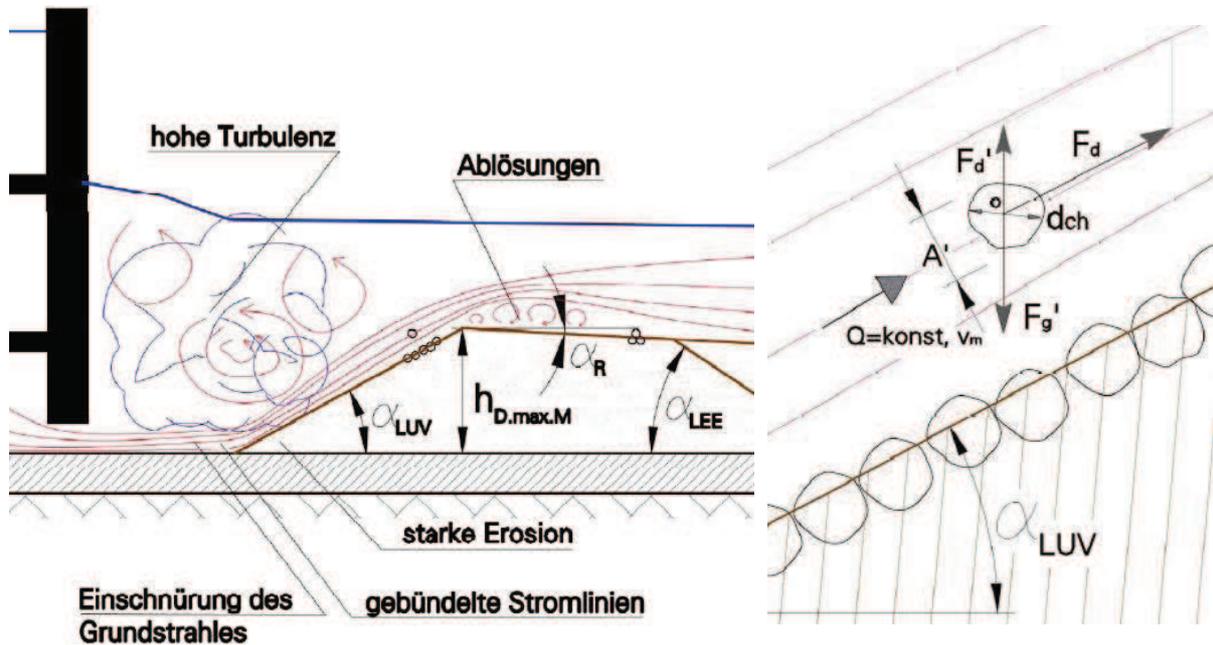


Abbildung 6.8: Links - Strömung im Bereich des Dünenkopfes. Rechts - Gleichgewicht am Einzelkorn auf dem LUV-Hang.

Unmittelbar über den Ablagerungen wirkt die Strömungskraft in Richtung der Hauptströmung, parallel zum Dünenkopf und die Gewichtskraft in Richtung der Gravitationskraft. Durch setzen des Gleichgewichtes in vertikaler Richtung kann die Grenzgeschwindigkeit  $v_{grenz.hub}$  [m/s] ermittelt werden bei der das Feststoffpartikel gerade noch angehoben wird.

$$F'_g = F'_d = F_d \cdot \sin(\alpha_{LUV}) \quad (6.12)$$

$$\frac{\pi}{6} \cdot (\rho_F - \rho_W) \cdot g \cdot d_{ch}^3 = \frac{\pi}{20} \cdot \rho_W \cdot d_{ch}^2 \cdot v_m^2 \cdot \sin(\alpha_{LUV}) \quad (6.13)$$

$$\frac{10}{3} \cdot \frac{\rho_F - \rho_W}{\rho_W} \cdot \frac{g \cdot d_{ch}}{\sin(\alpha_{LUV})} = v_m^2 \quad (6.14)$$

Es ergibt sich somit für die Grenzgeschwindigkeit:

$$v_{grenz.hub} = \sqrt{\frac{10}{3} \cdot \frac{\rho_F - \rho_W}{\rho_W} \cdot \frac{g \cdot d_{ch}}{\sin(\alpha_{LUV})}} \text{ in [m/s]} \quad (6.15)$$

gültig für Reynolds-Zahlen größer 1000.

Durch Einsetzen der vorhandenen Parameter -  $\rho_F = 2650 \text{ kg/m}^3$  und  $d_{ch} = 0,74 \text{ mm}$  nach Abschnitt 4.2.4;  $\alpha_{LUV} = 29^\circ$  für den „parallelen Spalt“ bzw.  $\alpha_{LUV} = 28^\circ$  für den „geraden Spalt“ nach Tabelle 6.1 bzw. 6.2 - ergibt sich eine Grenzfließgeschwindigkeit,

welche zum Anheben eines charakteristischen Kornes führt von:

$$v_{grenz.hub} = \sqrt{\frac{10}{3} \cdot \frac{2650 - 1000}{1000} \cdot \frac{9,81 \cdot 0,00074}{\sin(\alpha_{LUV})}} = 0,29 \text{ m/s} \quad (6.16)$$

gültig sowohl für den „parallelen“ als auch für den „geraden Spalt“, da sich der Winkel des Dünenkopfes um nur  $1^\circ$  ändert und dies zu keiner Variation im Ergebnis führt.

Die Reynoldszahl für die ermittelte Grenzgeschwindigkeit beträgt ( $r_{hy} = 0,108 \text{ m}$  nach Gleichung 4.3):

$$Re = \frac{v_{grenz.hub} \cdot 4 \cdot r_{hy}}{\nu} = \frac{0,29 \cdot 4 \cdot 0,108}{0,00000131} = 95 \text{ 634} \quad (6.17)$$

und die Gültigkeit von Gleichung 6.16 ist somit gegeben.

### 6.3.5 Numerische 2D-HN-Untersuchung zur Ermittlung der Fließcharakteristik im Bereich des Dünenkopfes

Ähnlich wie im Kapitel 5 wird hier eine zweidimensionale hydrodynamisch numerische Modellierung des Modellversuches durchgeführt, um die genaue Fließgeschwindigkeit in unmittelbarer Nähe der Sedimentdüne zu berechnen. Hierzu wurde für die Kanalmitte ein numerisches zweidimensionales Modell aufgestellt, welches mit einheitlicher Breite ( $10 \text{ mm}$ ) die Modellkanalgeometrie sowie die in Tabelle 6.1 abgebildeten Dünengeometrien für den „parallelen Spalt“ darstellt. Bei einem Abstand von  $200 \text{ mm}$  vor der Stauwand wurde die Sedimentdüne modelliert. Ihre maximale Höhe  $h_{D.max.M}$  wurde variiert zwischen  $250, 290, 300, 310$  und  $350 \text{ mm}$  um schließlich die Geschwindigkeitsverteilung numerisch zu bestimmen, bei der die durch Gleichung 6.16 errechnete Grenzgeschwindigkeit noch erreicht wird. In Abbildung 6.9 ist die ermittelte Geschwindigkeitsverteilung für den gesuchten Grenzzustand dargestellt, bei dem gerade noch das charakteristische Sedimentkorn infolge der vorhandenen Fließgeschwindigkeit der Stärke  $0,29 \text{ m/s}$  über den Dünenkamm angehoben wird. Die weiteren Untersuchungen werden im Anhang D beigefügt.

Nachdem die Sedimentdüne die hier iterativ errechnete maximale Höhe  $h_{D.grenz.M}$  erreicht hat, wird der Reinigungsprozess nicht unterbrochen. Die sich einstellenden höheren Fließgeschwindigkeiten am Übergang zum Dünenrücken werden die dort abgesetzten Feststoffpartikel solange abtragen, bis die Grenzhöhe wieder unterschritten wurde und somit neue Körner auf den Dünenrücken angehoben werden können. Während der physikalischen Modellversuche konnte zudem beobachtet werden, dass die Transportrate auf den Dünenrücken deutlich größer ausfiel als die Beförderung am Dünenkopf. Es muss zudem präzisiert werden, dass infolge Wasserspiegeländerungen und Wellen - sei es im Oberwasser als auch im Unterwasser - die Geschwindigkeit stets Schwankungen unterliegt, welche beim Überschreiten der Grenzgeschwindigkeit zur Übersteigerung der hier ermittelten Grenzhöhe der Düne führen.

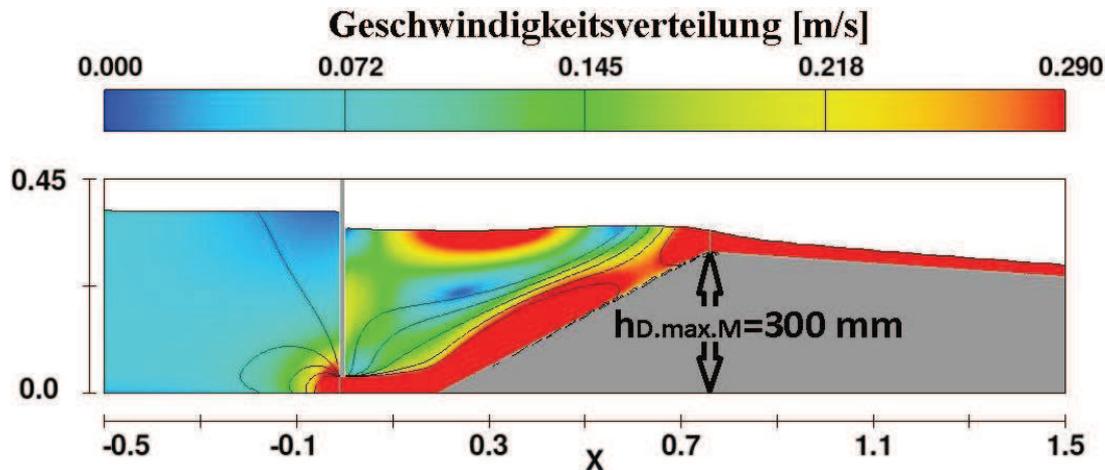


Abbildung 6.9: Geschwindigkeitsverteilung aus der Berechnung des zweidimensionalen numerischen Modells für eine 300 mm hohe Sedimentdüne. Diese Dünengeometrie resultiert als Grenzhöhe  $h_{D,grenz.M}$  bei der die Grenzgeschwindigkeit aus Gleichung 6.16 noch erreicht wird.

### 6.3.6 Geschiebetransport auf dem Dünenrücken

Nachdem das Feststoffkorn auf dem Dünenrücken von der vorhandenen Strömung (vgl. Abschnitt 6.3.4) gehoben wurde, wird dieser von den dort vorhandenen Fließbedingungen stromabwärts getragen, sei es als Spül- oder Bodenfracht. Die Neigung des Dünenrückens ergibt sich aus den physikalischen Untersuchungen und stellt sich mit einem Winkel von  $3^\circ$  für den „parallelen Spalt“ bzw.  $4^\circ$  für den „geraden Spalt“ ein (vgl. Tabelle 6.1 bzw. 6.2).

Durch Verwendung der Gleichung 4.31 zur Ermittlung der Sohlschubspannung mit der in diesem Abschnitt geltenden Vereinfachung eines breiten Gerinnes (analytische Betrachtung für den ebenen Fall) kann geschrieben werden:

$$\tau_0 = \rho_W \cdot g \cdot h \cdot I = 1000 \cdot 9,81 \cdot h \cdot \tan(\alpha_R) \quad (6.18)$$

es folgt

$$\tau_0 = 514,1 \cdot h \text{ N/m}^2 \text{ für den „parallelen Spalt“,} \quad (6.19)$$

$$\tau_0 = 686,0 \cdot h \text{ N/m}^2 \text{ für den „geraden Spalt“.} \quad (6.20)$$

Bei einer gemessenen Wassertiefe auf den Dünenrücken zwischen 10 – 20 mm - solange die eingestellten Rückstaubedingungen nicht den Dünenrücken überspülten - ergeben sich schon bei einer Wassertiefe von 10 mm Sohlschubspannungen der Größenordnung:

$$514,1 \cdot 0,01 = 5,1 \text{ N/m}^2 \text{ für den „parallelen Spalt“,} \quad (6.21)$$

$$686,0 \cdot 0,01 = 6,9 \text{ N/m}^2 \text{ für den „geraden Spalt“.} \quad (6.22)$$

Das kurz zuvor abgesetzte und aufgeschüttete Material auf den Dünenrücken weist kaum kohäsive Eigenschaften auf. Die Feststoffpartikel werden mit niedrigeren Sohl-schubspannungen mobilisiert als die zuvor unter Abschnitt 6.3.3 erforderlichen.

## 6.4 Maximal umgelagertes Sedimentvolumen

### 6.4.1 Aufstellung der Berechnungsgleichungen

Durch eine geometrische Betrachtung wird in diesem Abschnitt das maximale Sedimentvolumen  $V_{Sed.max} [m^3]$  berechnet, welches durch die Niederdruckreinigungsmethode umgelagert werden kann. Die Berechnung erfolgt am Kreisquerschnitt, der bei den physikalischen Modellversuchen eingesetzt wurde. Die Ausgangsgeometrie für die Berechnung ist in Abbildung 6.10 dargestellt. Die Kanalwandung wird anhand eines Kreises (vom Kanalradius  $r [m]$ ) mit dem Mittelpunkt in  $O$  exakt dargestellt. Die Sedimentoberkante wird genauso durch ein Kreissegment (Radius  $R [m]$ ), deren Mittelpunkt bei  $d$  ist, als Annäherung beschrieben.

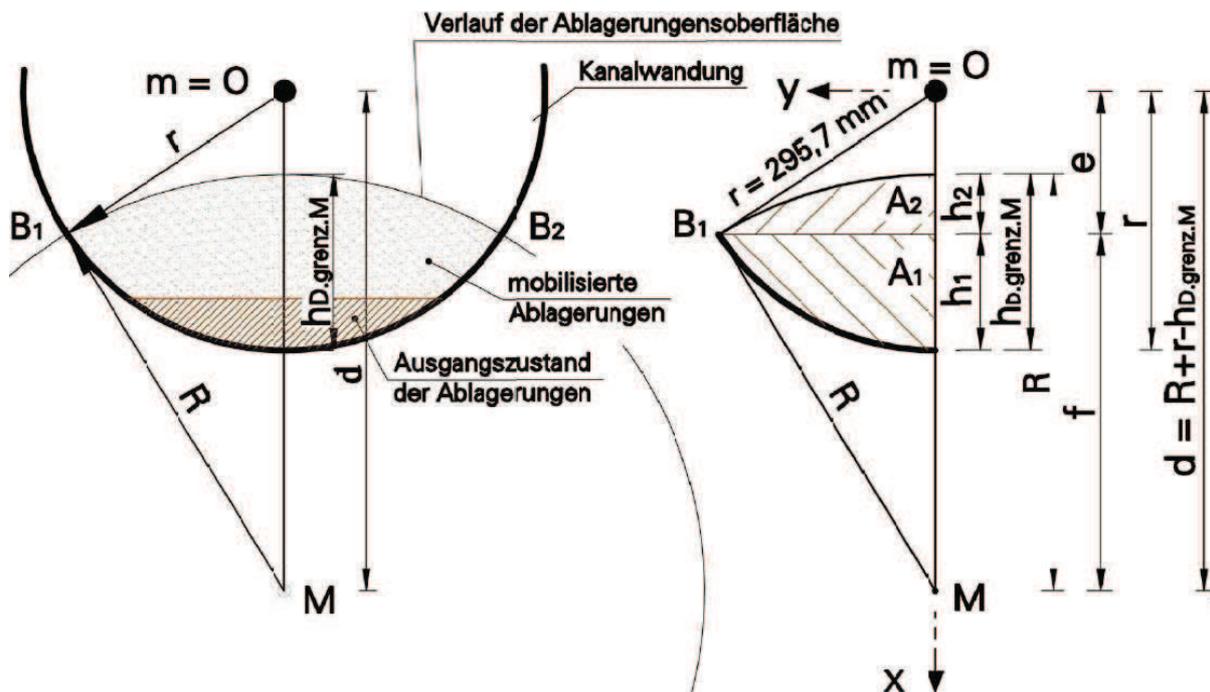


Abbildung 6.10: Geometriedefinitionen zur Herleitung des maximal möglichen umgelagerten Sedimentvolumens.

Folgende Parameter können als gegeben betrachtet werden:

$$h_{Sed} = f(x),$$

$$r [m], R [m], h_{D.grenz.M} [m], h_{\infty} [m], \alpha_{LUV} [^\circ], \alpha_R [^\circ].$$

Die Funktion für den Kanalverlauf (Kreisgleichung mit Mittelpunkt im Koordinatenursprung) lautet:

$$m = O = \begin{pmatrix} 0 \\ 0 \end{pmatrix} \quad (6.23)$$

$$\begin{aligned} (x - 0)^2 + (y - 0)^2 &= r^2 \\ x^2 + y^2 &= r^2. \end{aligned} \quad (6.24)$$

Die Funktion für die Ablagerungsoberfläche (Kreisgleichung mit Mittelpunkt bei  $x = d$ ) ist gegeben durch:

$$M = \begin{pmatrix} d \\ 0 \end{pmatrix} \quad (6.25)$$

$$\begin{aligned} (x - d)^2 + (y - 0)^2 &= R^2 \\ (x - d)^2 + y^2 &= R^2. \end{aligned} \quad (6.26)$$

Die Gleichungen 6.24 und 6.26 werden gleichgesetzt zur Berechnung der Kreuzungspunkte der beiden Kurven:

$$\begin{aligned} y^2 &= y^2 \\ r^2 - x^2 &= R^2 - (x - d)^2 \\ r^2 - x^2 &= R^2 - (x^2 + d^2 - 2 \cdot x \cdot d)^2 \\ r^2 - R^2 &= -d^2 + 2 \cdot x \cdot d \end{aligned}$$

$$\Rightarrow x = \frac{r^2 - R^2 + d^2}{2 \cdot d} = e \quad (6.27)$$

$$f = d - e = d - \frac{r^2 - R^2 + d^2}{2 \cdot d} = \frac{2 \cdot d^2 - r^2 + R^2 - d^2}{2 \cdot d} = \frac{d^2 - r^2 + R^2}{2 \cdot d}. \quad (6.28)$$

An dieser Stelle werden die Ablagerungen in zwei Flächen aufgeteilt, ausgehend von der Kanalsohle bis zur Höhe der Kreuzungspunkte beider Kreissegmente (Fläche  $A_1$  in

$[m^2]$ ) und ausgehend von den Kreuzungspunkten bis zur Grenzhöhe (Fläche  $A_2 [m^2]$ ). Die jeweilige Höhe dieser beiden Teilflächen ist gegeben durch:

$$\begin{aligned} h_1 = r - e &= r - \frac{r^2 - R^2 + d^2}{2 \cdot d} \\ &= \frac{2 \cdot r \cdot d - r^2 + R^2 - d^2}{2 \cdot d}, \end{aligned} \quad (6.29)$$

$$\begin{aligned} h_2 = R - f &= R - \frac{d^2 - r^2 + R^2}{2 \cdot d} \\ &= \frac{2 \cdot R \cdot d - d^2 - R^2 + r^2}{2 \cdot d} \end{aligned} \quad (6.30)$$

und schließlich ergeben sich die Teilflächen aus der Gleichung zur Ermittlung der Fläche eines Kreissegmentes. Im betrachteten Fall gilt:

$$A_1 = r^2 \cdot \arccos\left(1 - \frac{h_1}{r}\right) - \sqrt{2 \cdot r \cdot h_1 - h_1^2} \cdot (r - h_1), \quad (6.31)$$

$$A_2 = R^2 \cdot \arccos\left(1 - \frac{h_2}{R}\right) - \sqrt{2 \cdot R \cdot h_2 - h_2^2} \cdot (R - h_2) \quad (6.32)$$

mit  $h_1, h_2, d$  wie in Abbildung 6.10 angegeben.

Die ermittelten Ablagerungsteilflächen sind in der Kanallängsachse (x-Achse) infolge der Abhängigkeit der Ablagerungshöhen  $h_1(x)$  und  $h_2(x)$  in der Kanalachse variabel ( $A_1(x)$  und  $A_2(x)$ ). Die gesamte Querschnittsfläche kann durch die Summe der zwei Teilflächen gebildet werden:

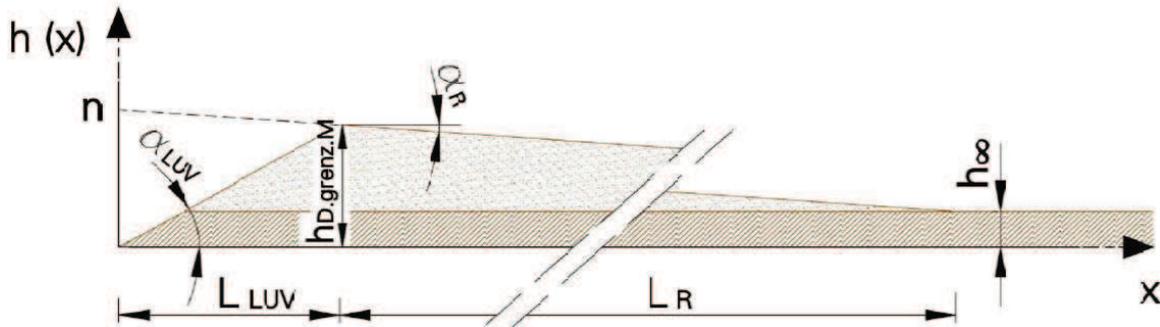
$$A(x) = A_1(x) + A_2(x). \quad (6.33)$$

Die Abhängigkeit in der Längsachse (wie in Abbildung 5.26 beschrieben) kann für die zwei nacheinander folgenden Bereiche mit den hervorgehenden Teilfunktionen vereinfacht<sup>2</sup> beschrieben werden (vgl. auch Abbildung 6.11):

$$h_{Sed}(x) = \begin{cases} x \cdot \tan(\alpha_{LUV}), & \text{für } 0 \leq x \leq L_{LUV} \\ n - x \cdot \tan(\alpha_R), & \text{für } L_{LUV} \leq x \leq L_R \end{cases} \quad (6.34)$$

mit  $n = h_{D.grenz.M} + L_{LUV} \cdot \tan(\alpha_R)$ .

<sup>2</sup>Hier wird vereinfacht angenommen, dass die Rückstauhöhe gering ist, sodass kein Einfluss auf die Längsschnittausbildung der Sedimentdüne erfolgt (vgl. Abschnitt 5.2.3.7).


 Abbildung 6.11: Verlauf der Sedimenthöhe  $h(x)$  in der Längsachse  $x$ .

Die Längen zur Beschreibung der Düne für die Berechnung können wie folgt berechnet werden:

$$L_{LUV} = \frac{h_{D.grenz.M}}{\tan(\alpha_{LUV})} \quad \text{horizontale Länge der LUV-Steigung, (6.35)}$$

$$L_R = \frac{(h_{D.grenz.M} - h_\infty)}{\tan(\alpha_R)} \quad \text{horizontale Länge des Dünenrückens, (6.36)}$$

$$n = h_{D.grenz.M} + L_{LUV} \cdot \tan(\alpha_R) \quad \text{Kreuzungspunkt des Dünenrückens (6.37) auf der y-Achse.}$$

Durch Integration der Querschnittsfläche in Richtung der Kanallängsachse ergibt sich das gesuchte maximale Volumen von Ablagerungen, welches umgelagert werden kann.

$$V_{Sed.max.M} = \int_0^{L_{LUV} + L_R} A(x) \cdot dx. \quad (6.38)$$

#### 6.4.2 Auswertung der entwickelten Formel am untersuchten physikalischen Modell

In diesem Abschnitt wird die hergeleitete Formel für das Modell „paralleler Spalt“ 35 mm durchgerechnet. Die ausführliche Berechnung ist im Anhang F.1 enthalten.

Ausgehend von den im Abschnitt 6.2 hergeleiteten festen geometrischen Parametern kann das Grenzvolumen ermittelt werden, welches vom Stauwagen mobilisiert werden kann. Am Beispiel des „parallelen Spaltes“ können folgende Parameter festgemacht werden:

- Winkel an der LUV-Seite  $\alpha_{LUV} = 29^\circ$ ,
- Winkel des Dünenrückens  $\alpha_R = 3^\circ$ ,
- Kanalradius  $r = 0,296 \text{ m}$ ,

- Radius der Ablagerungsoberfläche  $R = 2,4 \text{ m}$ ,
- Höhe der Ablagerungen im Kanal im Ausgangszustand  $h_\infty = 0,06 \text{ m}$  und
- Grenzhöhe für die Mobilisierung von Ablagerungen  $h_{D.grenz.M} = 0,30 \text{ m}$ .

Aus diesen Parametern können die folgenden Dünenlängen berechnet werden:

$$L_{LUV} = \frac{h_{D.grenz.M}}{\tan(\alpha_{LUV})} = \frac{0,30 \text{ m}}{\tan(29^\circ)} = 0,54 \text{ m}, \quad (6.39)$$

$$L_R = \frac{h_{D.grenz.M} - h_\infty}{\tan(\alpha_R)} = \frac{0,30 \text{ m} - 0,06 \text{ m}}{\tan(2,8^\circ)} = 4,58 \text{ m}. \quad (6.40)$$

Die Höhe der Ablagerungsdüne in der Längsachse wird anhand von zwei Teilfunktionen (im Folgenden mit  $h_1(x)$  und  $h_2(x)$ ) beschrieben:

$$h(x) = \begin{cases} h_1(x) = x \cdot \tan(\alpha_{LUV}), & \text{für } 0 \leq x \leq L_{LUV}, \\ h_2(x) = h_{D.grenz.M} + \tan(\alpha_R) \cdot L_{LUV} - x \cdot \tan(\alpha_R), & \text{für } L_{LUV} \leq x \leq L_R. \end{cases} \quad (6.41)$$

Eine Überprüfung für definierte Werte ergibt:

$$h_1(0 \text{ m}) = 0 \text{ m}; \quad h_1(L_{LUV}) = 0,30 \text{ m} = h_{D.grenz.M}; \quad (6.42)$$

$$h_2(L_{LUV}) = 0,30 \text{ m} = h_{D.grenz.M}; \quad h_2(L_{LUV} + L_R) = 0,06 \text{ m} = h_\infty. \quad (6.43)$$

An dieser Stelle werden die geometrischen Hilfsgrößen für die Integration benötigt. Diese werden wie nach Abschnitt 6.4.1 in Abhängigkeit der zwei Teilfunktionen (Gleichung 6.41) aufgestellt:

$$d_1(x) = R + r - h_1(x) \quad (6.44)$$

$$d_2(x) = R + r - h_2(x), \quad (6.45)$$

$$e_1(x) = \frac{r^2 - R^2 + d_1(x)^2}{2 \cdot d_1(x)} \quad (6.46)$$

$$e_2(x) = \frac{r^2 - R^2 + d_2(x)^2}{2 \cdot d_2(x)}, \quad (6.47)$$

$$f_1(x) = d_1(x) - e_1(x) = \frac{d_1(x)^2 - r^2 + R^2}{2 \cdot d_1(x)} \quad (6.48)$$

$$f_2(x) = d_2(x) - e_2(x) = \frac{d_2(x)^2 - r^2 + R^2}{2 \cdot d_2(x)}. \quad (6.49)$$

Die Höhenfunktion wird mit Hilfe der eben beschriebenen Hilfsgrößen (Gleichung 6.46 bis 6.49) für die jeweiligen Teilbereiche ausgedrückt:

$$h_{1,1}(x) = r - e_1(x), \quad (6.50)$$

$$h_{1,2}(x) = r - e_2(x) \quad (6.51)$$

$$h_{2,1}(x) = R - f_1(x) \quad (6.52)$$

$$h_{2,2}(x) = R - f_2(x). \quad (6.53)$$

Als vorletzter Schritt werden die Teilflächen in Abhängigkeit der hier definierten Ablagerungshöhe (Gleichung 6.50 bis 6.53) ermittelt:

$$A_{1,1}(x) = r^2 \cdot \arccos \left[ 1 - \frac{h_{1,1}(x)}{r} \right] - \sqrt{2 \cdot r \cdot h_{1,1}(x) - h_{1,1}(x)^2} \cdot [r - h_{1,1}(x)] \quad (6.54)$$

$$A_{1,2}(x) = r^2 \cdot \arccos \left[ 1 - \frac{h_{1,2}(x)}{r} \right] - \sqrt{2 \cdot r \cdot h_{1,2}(x) - h_{1,2}(x)^2} \cdot [r - h_{1,2}(x)], \quad (6.55)$$

$$A_{2,1}(x) = R^2 \cdot \arccos \left[ 1 - \frac{h_{2,1}(x)}{R} \right] - \sqrt{2 \cdot R \cdot h_{2,1}(x) - h_{2,1}(x)^2} \cdot [R - h_{2,1}(x)] \quad (6.56)$$

$$A_{2,2}(x) = R^2 \cdot \arccos \left[ 1 - \frac{h_{2,2}(x)}{R} \right] - \sqrt{2 \cdot R \cdot h_{2,2}(x) - h_{2,2}(x)^2} \cdot [R - h_{2,2}(x)]. \quad (6.57)$$

Durch die Volumenintegration können schließlich die Teilvolumina bzw. durch deren Summe das Gesamtvolumen ermittelt werden, welches vom System transportiert werden kann.

$$V_{Sed.1} = \int_0^{L_{LUV}} A_{1,1}(x) \cdot dx + \int_{L_{LUV}}^{L_{LUV}+L_R} A_{1,2}(x) \cdot dx = 0,03 \text{ m}^3 + 0,30 \text{ m}^3 = 0,33 \text{ m}^3 \quad (6.58)$$

$$V_{Sed.2} = \int_0^{L_{LUV}} A_{2,1}(x) \cdot dx + \int_{L_{LUV}}^{L_{LUV}+L_R} A_{2,2}(x) \cdot dx = 0,00 \text{ m}^3 + 0,02 \text{ m}^3 = 0,02 \text{ m}^3 \quad (6.59)$$

$$V_{Sed.max.M} = V_1 + V_2 = 0,33 \text{ m}^3 + 0,02 \text{ m}^3 = 0,35 \text{ m}^3. \quad (6.60)$$

### 6.4.3 Übertragung auf das Naturbauwerk

Wie im Abschnitt 5.2.1.2 beschrieben, besteht eine hydraulische Ähnlichkeit zwischen dem Naturbauwerk und dem für die physikalischen Versuche genutzten Kanalrohr. Das Maßstabsverhältnis 1 : 2,6 kann somit herangezogen werden, um das im vorigen Abschnitt ermittelte Grenzvolumen auf das Naturbauwerk zu übertragen. Da

es sich hier um ein Volumen handelt (Länge · Länge · Länge), ist hierfür der Maßstabsfaktor  $M_l^3$  aus Tabelle 5.2 von Bedeutung. Im betrachteten Fall ergibt sich der Maßstabsfaktor aus  $1 : 2,60^3 \Rightarrow 1 : 17,58$ .

Für das mobilisierbare Volumen im Naturbauwerk ergibt sich somit:

$$V_{Sed.max.N} = V_{Sed.max.M} \cdot M_l^3 = 0,35 \text{ m}^3 \cdot 17,58 = 6,15 \text{ m}^3. \quad (6.61)$$

Hier zeigt sich das konkrete Potential dieser beschriebenen Reinigungsmethode. Wenn die größten modernen Saugfahrzeuge (maximales Fassungsvermögen 6 bis 8  $\text{m}^3$ ) zum direkten Vergleich herangezogen werden, kann ein Stauwagen mit der abgestimmten Geometrie für den Dresdner Standort ohne jeglichen Energieverbrauch oder Personalbedarf genauso viele Ablagerungen mobilisieren und den Kanal entlang transportieren.

#### 6.4.4 Übertragung auf die Teststrecke

Der Prototyp für die Durchführung von Naturmessversuchen wurde für eine Teststrecke mit Haubenprofilen von  $B/H = 2920 \text{ mm}/2795 \text{ mm}$  bis  $B/H = 3200 \text{ mm}/3063 \text{ mm}$  gebaut. Bei der letztgenannten Kanalgröße entspricht das Kreissegment für die Kanalsole  $R_N = 2263 \text{ mm}$ . Es ergibt sich ein Modellmaßstab, mit dem die physikalischen Versuche durchgeführt wurden, von  $1 : 7,62$ . Für das mobilisierbare Volumen in der Teststrecke kann das Ergebnis der physikalischen Modellversuche nicht einfach skaliert werden, da der maximale Zielaufstau konstant bei  $1100 \text{ mm}$  ( $100 \text{ mm}$  höher als bei dem untersuchten Naturbauwerk) gesetzt ist. Hierfür muss die Grenzhöhe skaliert und mit den neuen geometrischen Werten das Grenzvolumen erneut errechnet werden. Die vollständige Berechnung wird dem Anhang F.3 beigelegt.

Es ergeben sich folgende Parameter:

- Kanalradius für die Teststrecke  $r_T = 2263 \text{ mm}$ ;
- Maßstabsfaktor für die Kanalgröße mit den Radius für die Ablagerungsoberfläche

$$M_l = \frac{r_T}{r_M} = \frac{2263}{297} = 7,62 \quad (6.62)$$

$$R_T = R \cdot M_l = 2,4 \cdot 7,62 = 17,2 \text{ m} \quad (6.63)$$

- Maßstabsfaktor für die Aufstauhöhe und skalierte Grenzhöhe

$$M_{l.OW} = \frac{H_{OW}}{h_{OW}} = \frac{1100}{384} = 2,87 \quad (6.64)$$

$$h_{D.grenz.T} = h_{D.grenz.M} \cdot M_{l.OW} = 300 \text{ mm} \cdot 2,87 = 859 \text{ mm} \quad (6.65)$$

- und Höhe der Ablagerungen im Ausgangszustand  $h_{\infty.T} = 100 \text{ mm}$ .

Durch Ansetzen der Berechnungsmethode wie im Abschnitt 6.4.2 ergibt sich für das maximal mobilisierbare Ablagerungsvolumen:

$$V_{Sed.max.T} = 13,2 \text{ m}^3 + 1,5 \text{ m}^3 = 14,7 \text{ m}^3. \quad (6.66)$$

Das hier ermittelte Sedimentvolumen entspricht dem Fassungsvermögen von zwei HD-Fahrzeugen.

### 6.4.5 Einschätzung der Genauigkeit für die Maßstabsübertragung

Bei der Übertragung der Modellergebnisse auf das Naturbauwerk sowie auf die Teststrecke wurde vereinfacht angenommen, dass die Maßstabsfaktoren im vollen Maße gültig sind. Dies kann als Annäherung angenommen werden allerdings wird hier vollständigshalber auf einen dadurch begangenen systematischen Fehler eingegangen. Bei der Ermittlung der Grenzhöhe  $h_{D.grenz.M}$  unter Abschnitt 6.3.5 wurde eine bestimmte Geometrie der Sedimentdüne vorausgesetzt (Kanalradius  $r = 296 \text{ mm}$ , aufgemessene Dünenwinkel  $\alpha_{LUV} = 29^\circ$ ,  $\alpha_R = 3^\circ$ , vorgegebene Aufstauhöhe  $h_{OW.M} = 384 \text{ mm}$ ). Die Winkel und die Kanalgeometrien können ohne weiteres zur Abschätzung beibehalten bzw. umgerechnet werden. Eine Erhöhung der Aufstauhöhe spiegelt sich jedoch nicht linear auf die ermittelte Grenzhöhe der Sedimentdüne wieder, da der Maßstabsfaktor für die Geschwindigkeit nach Froude  $M_l^{5/2}$  beträgt. Zur Ermittlung der Grenzhöhe der Düne wäre es somit erforderlich eine neue zweidimensionale numerische Berechnung vorzunehmen, in der die neue Kanalgeometrie einschließlich der erhöhten Aufstau bedingung berücksichtigt wird. Dies wurde beispielhaft für die Teststrecke mit einem Aufstau von  $h_{OW} = 1300 \text{ mm}$  durchgeführt<sup>3</sup>. Abbildung 6.12 zeigt deren Ergebnis.

Die ermittelte Grenzhöhe beträgt  $h_{D.grenz.T} = 1110 \text{ mm}$ . Eine lineare Ermittlung dieser Grenzhöhe über den entsprechenden Maßstabsfaktor  $M_{L,OW} = 1300/384 = 3,39$  wie nach Abschnitt 6.4.4 ergibt  $h_{D.grenz.T} = 0,30 \cdot 3,39 = 1020 \text{ mm}$  also eine um zirka 9% kleinere Grenzhöhe.

Wird nun das transportierbare Sedimentvolumen durch Integration der Teilfunktionen wie nach Abschnitt 6.4.1, bei gleichzeitiger Berücksichtigung der Kanalgrößen für die Teststrecke und der neuen Grenzhöhe der Düne  $h_{D.grenz.T} = 1110 \text{ mm}$  ermittelt, so ergibt dies ein mobilisierbares Volumen von  $27,6 \text{ m}^3$ . Eine Auswertung für die Grenzdünenhöhe von  $h_{D.grenz.T} = 1020 \text{ mm}$  ergibt einen Volumen von  $22,2 \text{ m}^3$ , was rund 20% weniger entspricht.

<sup>3</sup>Diese Aufstau bedingung entspricht dem maximalen erreichten Aufstau bei den Großversuchen in der Dresdner Kanalisation. Hierzu wird im Kapitel 7 eingegangen.

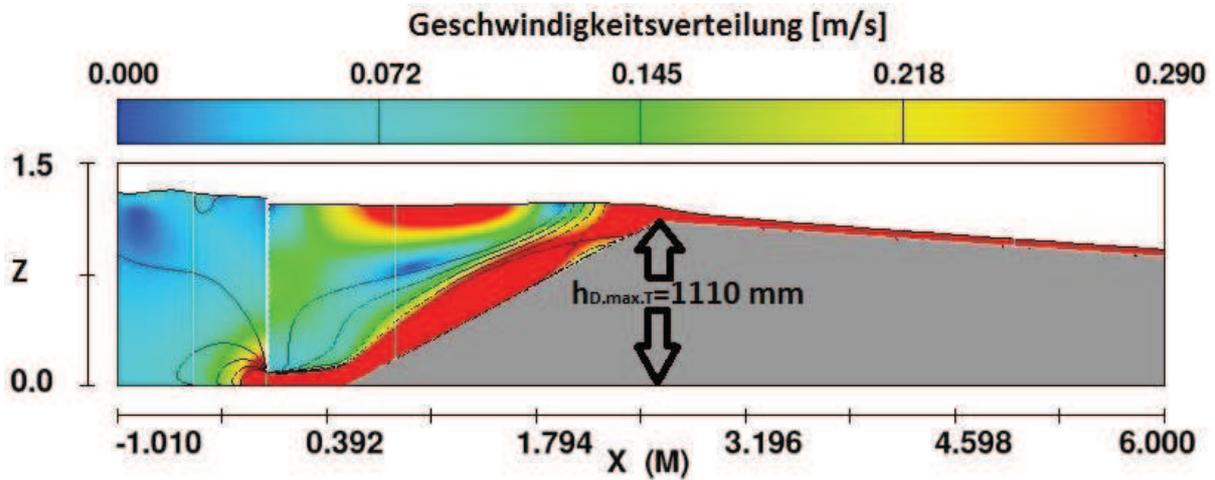


Abbildung 6.12: Geschwindigkeitsverteilung aus der Berechnung des zweidimensionalen numerischen Modells für eine 1110 mm hohe Sedimentdüne. Diese Dünengeometrie resultiert für den Testkanal mit einem Aufstau von  $H_{OW} = 1300\text{ mm}$  als Grenzhöhe  $h_{D.grenz,T}$  bei der die Grenzgeschwindigkeit  $v_{grenz,hub} = 0,29\text{ m/s}$  aus Gleichung 6.16 noch erreicht wird.

Die in diesem Abschnitt geführten Beispielsrechnungen zeigen, dass die Abschätzung von Transportvolumina infolge Kanalreinigung durch Stauwagen mit der unter Abschnitt 6.4.4 gezeigten Methode die zu erwartende Größenordnung trifft, diese jedoch mit deutlichen Unsicherheiten behaftet ist. In diesen Fällen empfiehlt der Autor eine direkte Berechnung der Grenzhöhe wie hier aufgeführt und anschließende Ermittlung des Transportvolumens durch Integration nach Abschnitt 6.4.1.

# Kapitel 7

## Naturversuche anhand eines Forschungsmusters im Dresdner Kanalnetz

### 7.1 Forschungsmuster

Ausgehend von den Vorgaben aus Abschnitt 3.3.1 sowie durch Einhalten der Ergebnisse der durchgeführten hydraulischen Optimierung und der zuvor gewonnenen Erkenntnisse wurde von der Firma *WKS Technik GmbH* ein Forschungsmuster konzipiert und gebaut. Dieses besteht aus einem kastenförmigen Fahrgestell der Länge  $3559\text{ mm}$ , Breite  $1958\text{ mm}$  bzw. Höhe ca.  $1000\text{ mm}$  und dessen Steifigkeit ist hauptsächlich durch zwei längslaufende integrierte Edelstahlrohre des Durchmessers  $DN\ 330\text{ mm}$  gegeben. In dem Fahrgestell ist zusätzlich ausreichend Platz vorhanden, um eventuelle Steuerungs- und Messtechnik zu installieren. Bei dem Entwurf wurde auch darauf geachtet, dass eine große Bodenfreiheit (die Unterkante in der Kanalmitte ist auf  $500\text{ mm}$  über der Sohle) vorhanden ist, um eine Behinderung durch größere Steine oder Fremdkörper in der Kanalmitte bei der Reinigungsfahrt auszuschließen. Auf dem Fahrgestell ist ein Geländer angeschweißt, damit eine eventuelle sichere Besteigung des Wagens während des Einsatzes im Kanal möglich ist. Sechs seitlich platzierte Räder aus Polyethylen liegen auf der Kanalwandung auf, ermöglichen die Kanalfahrt und passen sich durch die keilförmige Aufstellfläche der variablen Kanalgröße an. Die zwei vorderen sowie die hinteren Räder sind mit mechanischen Scheibenbremsen ausgestattet, um eine kontrollierte Kanalfahrt zu ermöglichen. Vor dem Fahrgestell ist ein Stauschild befestigt, welches die Niederdruckspülung hervorruft. Dieser besteht aus einem mittleren Teil, worin eine Entlastungsklappe der Breite  $850\text{ mm}$  integriert ist und zwei seitliche Klappen, welche durch Scharniere nach hinten eingedreht werden können. Durch diese können mehrere Kanalbreiten anhand von unterschiedlichen Eindrehwinkeln abgedeckt werden. In Abbildung 7.1 ist das Forschungsmuster auf einem Foto dargestellt.



Abbildung 7.1: Forschungsmuster für die Reinigung des „Altstädter Abfangkanals“, mit dem die Naturversuche durchgeführt wurden.

## 7.2 Naturversuche in der Kanalisation

Die Messversuche in Abwasserkanälen sind von Natur aus extrem schwer durchzuführen, sei es wegen der beschränkten Zugänglichkeit, wegen schlechter Belüftungs- und Lichtverhältnisse oder wegen mangelnden Steuerungsmöglichkeiten hinsichtlich des Durchflusses. Zudem wird die Handhabung im Kanal von der gesundheitsgefährdenden Umgebung und der Ansteckungsgefahr erschwert. Es muss somit auch mit möglichen Fehlern und fehlenden Messwerten gerechnet werden.

Alle Kanalbegehungen bringen organisatorische Mammutaufgaben mit sich. Eine begleitende Arbeiterkolonne von drei bis vier Personen muss stets dabei sein, zudem müssen die Leitstellen und die Verantwortlichen informiert werden. Da die Teststrecke hauptsächlich unter mehreren Hauptverkehrsachsen läuft, muss zudem von Mal zu Mal begutachtet werden wo der Einstieg und der Ausstieg erfolgen kann. In den meisten Fällen muss eine Sondergenehmigung von der zuständigen Behörde beantragt werden. Es ist verständlich, dass die Anzahl der Versuche sowie der Kanalbegehungen stark beschränkt war.

## 7.3 Versuchsplan

Anhand des Forschungsmusters (Abbildung 7.1) wurden im August 2013 sowie im Januar und im August 2014 drei Versuchsreihen gefahren. Diese wurden mit freundli-

cher Unterstützung der Stadtentwässerung Dresden durchgeführt, um die entwickelte Reinigungstechnologie zu analysieren und zu begutachten. Als Einsatzbereich des Testspülwagens wurde der Altstädter Abfangkanal zwischen der „Weißeritzstraße“ ( $h_{min-max} = 450 - 700 \text{ mm}$ ) und dem „Flügelweg“ ( $h_{min-max} = 650 - 1000 \text{ mm}$ ) gewählt (Haubenprofile  $DN 2900/2780, 2920/2800, 3100/3000, 3200/3080$ ). Die Gesamtlänge der Teststrecke belief sich auf  $2,9 \text{ km}$ .

Der erste Test wurde ausschließlich am Einhebeort (Kanalstützpunkt „Weißeritzstraße“) durchgeführt, wo ein Sonderschacht der Größe  $3,0 \cdot 20,0 \text{ m}$  vorhanden war. Hier wurden in erster Linie die Eintaucharakteristika und die Spülwirkung begutachtet. Außerdem wurde untersucht, inwieweit die automatische Entlastungsklappe den vorberechneten theoretischen Betrieb einhält. Des Weiteren wurde die Wirkung der Bremsen sowie die Haftung zwischen Rad und Kanalwandung ermittelt. Die gesamten Tests wurden kontinuierlich mit einer Kamera aufgezeichnet.

Bei der zweiten und dritten Versuchsreihe wurde der Schwerpunkt auf die Fahrweise und den Reinigungserfolg des Wagens gerichtet. Hierfür wurden die Fahrgeschwindigkeiten gemessen sowie die Wasserstände im Oberwasser und im Unterwasser beobachtet. Die aufgewirbelten Ablagerungen vor dem Wagen wurden abschnittsweise aufgemessen und ausgewertet. Der Reinigungserfolg wurde zudem durch mehrere Begehungen der gereinigten Strecke begutachtet. Die aufgewirbelte Sedimentdüne vor dem Stauschild wurde bei jeder Begehung aufgemessen und das Sedimentvolumen ermittelt. Bei einer Kanalbegehung vor der Reinigungsfahrt wurden die vorhandenen Ablagerungen ausgemessen und deren Volumina ermittelt. Schlussendlich konnte der Reinigungserfolg durch eine Bilanz zwischen vorhandenen Ablagerungen und mobilisierten Ablagerungen plausibilisiert werden. Für eine detaillierte Darstellung des Versuchsplanes wird auf den Forschungsbericht des Institutes für Wasserbau und Technische Hydromechanik - „Experimentelle Entwicklung eines mobilen, teilautomatisierten Kanalspülwagens zur gesundheitsfreundlichen und ressourceneffizienten Abwasserkanalreinigung von Mittel- und Großprofilen“ verwiesen (Dapoz 2014).

## 7.4 Erste Versuchsreihe

### 7.4.1 Eintaucharakteristik

Am 26.08.2013 wurde der Stauwagen am Kanalstützpunkt „Weißeritzstraße“ in den Kanal eingehoben, um die ersten Messungen durchzuführen. Der Schwerpunkt hierbei lag auf dem Test des Entlastungsklappenbetriebes, der Funktion der Bremsen und der Überprüfung der Kräfte und des Verhaltens beim Aufstau des Wassers im Kanal.

Der Spülvorgang mit geschlossener Klappe erwies sich als hervorragend (vgl. Abbildung 7.2). Das Unterwasser mit  $h_{UW} = h_R = 640 \text{ mm}$  Wasserhöhe wurde bei maximalen Eintaubedingungen von der sich einstellenden schießender Strömung auf we-



Abbildung 7.2: Links: erste Einstau - Dichtigkeitsprüfung des Schildes und Kanal-anpassung. Rechts: Strömungsverhältnisse in unmittelbarer Nähe des Stauschildes bei einem Einstau von etwa 105 cm.

niger als 100 mm verdrängt. Der maximal erreichte Oberwasserstand betrug zu diesem Zeitpunkt  $h_{OW} = 1100 \text{ mm}$ . Der Wechselsprung bildete sich etwa 3 bis 4 m nach dem Stauschild aus. Der herrschende Fließvorgang erwies sich als hoch turbulent, was hohe Schubspannungen hervorruft und somit gut geeignet für die Sedimentmobilisierung ist. Vor dem Stauschild stellten sich Fließgeschwindigkeiten zwischen 4 und 5 m/s ein. Beim ersten Einstau konnten zudem folgende Erkenntnisse gewonnen werden:

- Es herrschte eine gute Abdichtung des Schildes zwischen den Schildkomponenten und beim Übergang zur Kanalwand.
- Ein gleichmäßiger Aufstau des Oberwassers mit progressiver Verdrängung des Unterwassers war vorhanden.
- Bei einem Einstau von  $h_{OW} = 900 \text{ mm}$  wurde das Unterwasser bis zu einem UW-Stand von weniger als 300 mm verdrängt.
- Bei einem Einstau von 940 mm kam es zum Haftverlust der gebremsten Räder auf der Kanalwand und der Wagen wurde mit blockierten Rädern bis zum Anschlag der Ketten nach vorn geschoben.
- Bei einem Einstau von 980 mm stellte sich ein schießender Abfluss vor dem Stauschild ein. Der Wechselsprung (Übergang vom schießenden zum strömenden Abfluss) lag bei dieser Einstauhöhe dicht am Schild an.
- Mit der Erhöhung des Einstaus wanderte der Wechselsprung von der Stauwand weg. Bei einem Aufstau von  $h_{OW} = 1100 \text{ mm}$  befand er sich bei etwa 3,0 – 4,0 m vor dem Stauschild.

Im rechten Bild von Abbildung 7.2 ist die Strömungsbedingung im unmittelbaren Bereich vor dem Wagen bei einem Einstau von etwa 105 mm dargestellt.

## 7.4.2 Funktion der Entlastungsklappe

Während des Reinigungsbetriebes kann es zu Regenwetterereignissen kommen, welche einen hohen Abfluss verursachen können. Um jedoch eine minimale Beeinträchtigung der Abflusskapazität des Kanals bei Niederschlagsabfluss zu gewährleisten (vgl. auch Abschnitt 3.3.1), wurde eine selbstbetätigende Entlastungsklappe konzipiert und in den Stauschild integriert (vgl. auch Abbildung 7.1). Diese gibt etwa  $1 \text{ m}^2$  Querschnittsfläche frei, indem sie umklappt und sich horizontal stellt, wenn ein kritischer Wasserstand im Oberwasser erreicht ist (z. B. beim Eintreffen eines Regenereignisses). Die Klappe schließt wiederum automatisch, wenn der normale Trockenwetterabfluss erreicht wird. Der Reinigungsvorgang wird an dieser Stelle fortgesetzt.



Abbildung 7.3: Reinigungsbetrieb mit geschlossener (links) und mit offener (rechts) Entlastungsklappe.

Um die Funktion dieser Klappe zu begutachten, wurden unterschiedliche Einstautests durchgeführt und aufgenommen. Mit der vorhandenen Klappen-Rückholgewicht-Konstellation öffnete die Klappe bei einem Oberwasserstand von  $1110 \text{ mm}$  (Unterwasserstand kleiner als  $100 \text{ mm}$ ). Nach dem Öffnen konnte ein schnelles Absenken der Oberwasserhöhe von bis zu  $30 \text{ cm}$  in weniger als einer Minute beobachtet werden. Der Schließvorgang der Klappe begann, als der Wasserstand im Oberwasser auf etwa  $620 \text{ mm}$  gesunken war. Das automatisierte Klappenverhalten wurde sowohl für den Öffnungs- als auch für den Schließvorgang bestätigt. Weiterhin konnte beobachtet werden, dass der gebündelte Abflussstrahl durch die offene Entlastungsklappe zu einem konzentrierten Abtrag der Ablagerungen in der Kanalmitte führte (vgl. auch Abbildung 7.3 rechts).

## 7.4.3 Wasserdruckkraftmessung

Durch die Anbringung einer Kraftmessdose zwischen dem Stauwagen und zwei Fixierhülsen an der Kanalwandung wurde die Wasserdruckkraft in Abhängigkeit der

Einstauhöhe sowie der Unterwasserhöhe aufgezeichnet. Als Ergebnis wurde die Wasserdruckkurve ermittelt, welche in Abbildung 7.4 dargestellt ist. Infolge der schlecht zugänglichen Kanalbedingungen war nur eine grobe Diskretisierung der Messpunkte möglich (ein Messpunkt je 100 mm Einstauerhöhung). Auch der Zeitpunkt der Klappenöffnung musste extrapoliert werden. Im erhaltenen Diagramm sind sowohl die analytisch als auch die numerisch ermittelten Wasserdruckkräfte dargestellt. Der Verlauf der gemessenen Wasserdruckkraft ist mit der numerisch ermittelten (Datenreihe: gerechnet  $h_{UW} = 300 \text{ mm}$ ) ähnlich. Bei einem Einstau von ca. 800 mm wird der anstehende Wechselsprung im Unterwasser allerdings durch die Spülwirkung verdrängt, sodass hier ein niedriger Unterwasserstand anliegt und eine höhere Wasserdruckkraft zu Stande kommt, als die aus der Rechenvariante mit einem konstanten Unterwasserstand von 300 mm. Der nichtlineare Verlauf der auf den Stauschild wirkenden Wasserdruckkraft ist der Kanalkrümmung geschuldet. Bei einem Kreis- sowie Haubenprofil gilt<sup>1</sup>: Je höher die Einstauhöhe wird, desto größer ist die Kanalbreite und somit die Angriffsfläche des Wasser.

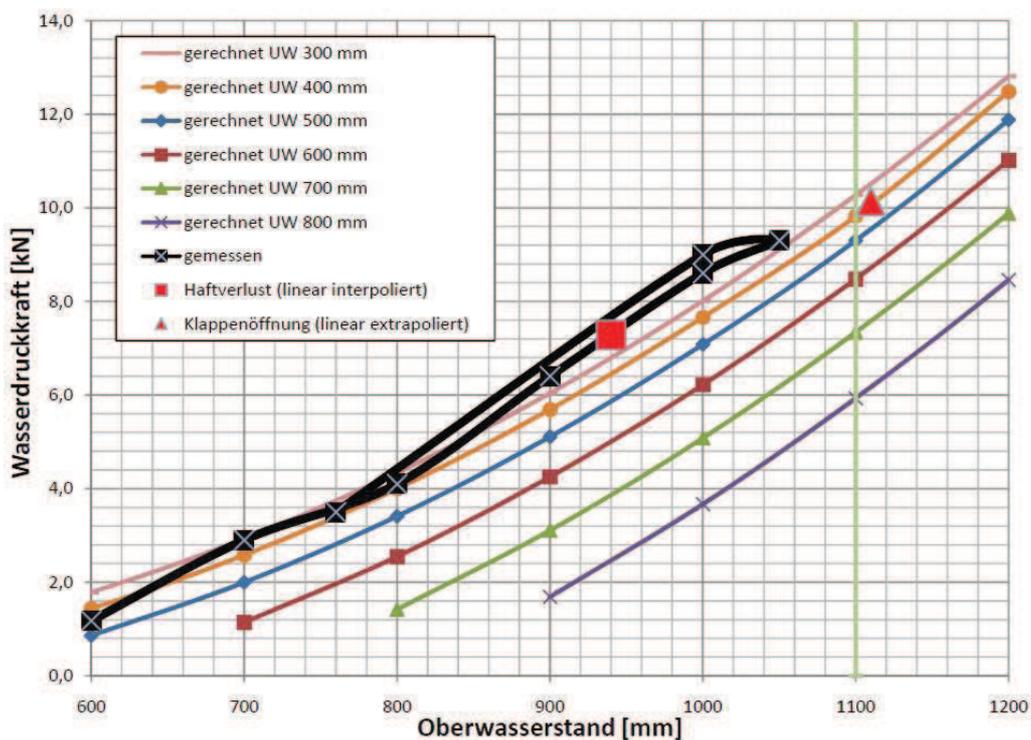


Abbildung 7.4: Gemessene sowie gerechnete Wasserdruckkräfte, welche auf den Stauwagen einwirken (gilt für den Kanalabschnitt der Größe  $DN\ 2900/2780$ ).

<sup>1</sup>gültig bis zur Hälfte des Nenndurchmessers

## 7.4.4 Bremswirkung

Eine kontrollierte Kanalfahrt des Spülwagens (wie unter Abschnitt 3.3.1 verlangt), um optimale Reinigungsergebnisse zu erzielen, ist nur möglich, wenn das vorhandene Bremskonzept des Wagens funktioniert. Eine weitere Untersuchung bestand somit darin, zu ermitteln bis zu welchem Stauziel die Bremsen wirken bzw. ihre Bremskraft auf die Kanalwand übertragen können. Mehrere nacheinander folgende Einstautests lieferten eine Grenzeinstauhöhe für den Haftverlust von  $940 - 960 \text{ mm}$  (bei einem Unterwasserstand von ca.  $300 \text{ mm}$ ). Anhand der zuvor aufgezeichneten Wasserdruckkraftkurve kann die zugehörige Grenzwasserdruckkraft durch eine lineare Interpolation gewonnen werden. Diese beträgt  $F_{WD.grenz} = 7,30 \text{ kN}$  und entspricht der Kraft, bei der die Haftung zwischen Kanalwandung und Wagenrad nicht mehr gegeben ist.

Durch Verwendung des Haftreibungsansatzes wurde ermittelt, wie hoch der Reibungskoeffizient ausfällt. Bei einem Wagengewicht von  $G = 1237 \text{ kg}$  und einer Dichte des Wassers von  $\rho_W = 1000 \text{ N/mm}^2$  bzw. des Edelstahls von  $\rho_S = 8000 \text{ N/mm}^2$  errechnet sich ein Gesamtgewicht unter Auftrieb von

$$F_{g.W} = G \cdot g \cdot \left(1 - \frac{\rho_W}{\rho_S}\right) = 1237 \cdot \left(1 - \frac{1000}{8000}\right) = 10,6 \text{ kN} \quad (7.1)$$

Aus der Gleichung zur Berechnung der Haftreibung ergibt sich der vorhandene Haftreibungskoeffizient  $\mu$  zu:

$$F_{WD.grenz} = \mu \cdot F_{g.W} \quad (7.2)$$

$$\Rightarrow \mu_{vorh} = \frac{F_{WD.grenz}}{F_{g.W}} = \frac{7,3}{10,6} = 0,69. \quad (7.3)$$

Durch Annahme dieses Reibungskoeffizienten kann ermittelt werden, welches Zusatzgewicht als weitere Anpresskraft auf den Stauwagen wirken müsste, um die erforderliche Bremskraft zu mobilisieren, damit die sich einstellende Wasserdruckkraft neutralisiert wird. Es ergibt sich:

$$\begin{aligned} F_{g.W.erf} &= \frac{F_{WD.grenz}}{\mu_{vorh}} = \frac{(\approx 11)}{0,69} = 16,0 \text{ kN}, \\ F_{g.erf} &= \frac{F_{g.W.erf}}{1 - \frac{\rho_W}{\rho_S}} = \frac{16,0}{1 - 0,125} = 18,3 \text{ kN}, \\ \Delta_{G.erf} &= \frac{F_{g.erf} - F_g}{g} = \frac{18,3 - 12,4}{9,81} = 632 \text{ kg}. \end{aligned} \quad (7.4)$$

Das nach Gleichung 7.4 ermittelte Zusatzgewicht erweist sich als nicht realisierbar, da ansonsten die Handhabung des Wagens erschwert wird, oder es infolge der hohen Last zu Schäden im Kanal kommen könnte. Als Lösung zur Abtragung der Bremskraft wurde die Erneuerung der Radoberfläche mit einer verbesserten Oberflächenbeschaffenheit vorgenommen, um somit einen höheren Reibungskoeffizienten zu erzielen.

## 7.5 Zweite Versuchsreihe

Nachdem einige Umbaumaßnahmen auf der Teststrecke abgeschlossen waren, wurde der Stauwagen am 27.01.2014 erneut eingesetzt und erstmals durch den Kanal geschickt. Am Tag davor wurde eine Kanalbegehung durchgeführt, um die vorhandenen Ablagerungen auszumessen und zu quantifizieren. Eine Hochrechnung auf der gesamten Teststrecke von 2900 m ergab ein Ablagerungsvolumen von  $114 \text{ m}^3$ , verteilt auf eine Länge von 1100 m, und eine mittlere Ablagerungshöhe von 170 mm. Die maximalen gemessenen Ablagerungshöhen betragen bis zu 300 mm. Die restlichen Bereiche waren ablagerungsfrei.

In Abbildung 7.5 ist die erste Kanalfahrt anhand eines Lageplanes sowie Zeitangaben und Reinigungslängen zusammengefasst.

Datum	Uhrzeit	Standpunkt	Zeit [h]	Reinigungslänge		Geschwindigkeit [cm/s]	Volumen [m <sup>3</sup> ]	Bemerkung
				[m]	[m]			
27/01/2014	ca. 13 Uhr	Stützpkt. Weißeritzstr.	0	0	0		0	
28/01/2014	ca. 9 Uhr	Bei Schacht 01A47	20	86	86	0,12	1,12	Ablagerungen aufgemessen
30/01/2014	ca. 9 Uhr	Bei Schacht 01A49	48	164	78	0,05	3,99	Ablagerungen aufgemessen
31/01/2014	ca. 9 Uhr	Bei Schacht 01A49	12	164	0	0,00	4,73	Ablagerungen aufgemessen
03/02/2014	ca. 9 Uhr	Im Sonderbauwerk	72	174	10	0,00	2,99	Havarie / Ablagerungen aufgemessen
Absaugung				184	10		ca. 11 m <sup>3</sup>	
27/02/2014	ca. 9 Uhr	Nach Sonderbauwerk	0	0	0		0	Überfahrt komplett das Sediment infolge Welle
28/02/2014	ca. 9 Uhr	Bei Schacht 08E30	12	229	229	0,53	1,37	Havarie / Ablagerungen aufgemessen
03/03/2014	ca. 9 Uhr	Bei Schacht 08E30	72	229	0	0,00		Havarie -> Klemme wird angebracht
04/03/2014	ca. 9 Uhr	Bei Schacht 09X12	24	1342	1112	1,29		Ablagerungen überfahren wegen Klemme
05/03/2014	ca. 9 Uhr	Bei Schacht 09X11	24	1409	67	0,08		
06/03/2014	ca. 9 Uhr	80m vor Schacht 09X10	24	1452	43	0,05		
11/03/2014	ca. 9 Uhr	Bei Schacht 09X9	144	1618	166	0,03		
13/03/2014	ca. 9 Uhr	Bei Schacht 09W4	48	1720	102	0,06	2,41	Ablagerungen aufgemessen
15.03.2014?	?	Bei Schacht 09W8	24	2144	424	0,49	7,43	Ablagerungen auf der Sohle lang gezogen
	?	Ankunft am Flügelweg		2692	548			Über das WE angekommen
Summe			524	2876	2876	0,15		



Abbildung 7.5: Schematischer Lageplan der Teststrecke und Reinigungsfortschritt der ersten Kanalfahrt.

Es ergaben sich gute Einstaubedingungen während des gesamten Reinigungsbetriebes. Bei einem erhöhten Einstau ging die Klappe automatisch auf und schloss sich in den Nachtstunden während derer niedrigere Wasserstände im Kanal vorhanden waren. Als die Entlastungsklappe offen war, konnte weiterhin beobachtet werden, dass der konzentrierte mittlere Wasserstrahl das sich vor dem Stauschild befindende Sediment infolge der Öffnung abtrug und kanalabwärts bewegte (vgl. hierzu auch Abbildung 7.6).

Bei der Kanalfahrt ergaben sich nach etwa 200 m Reinigungslänge kleine Probleme im Sonderbauwerk „Überführung Freitaler Entlastungskanal“, wo durch die Aufweitung des Kanals kein Aufstau erzielt werden konnte. Hier floss ein Großteil des Abflusses am Stauschild vorbei und der erforderliche Aufstau zum Antreiben des Wagens konnte sich nicht einstellen. Der Wagen wurde über das Wochenende nicht bewegt, damit die bis dato gesammelten Ablagerungen aus dem Sonderprofil gespült werden konnten. Anschließend wurde der Wagen durch Schließen des Kanalschiebers und Lösen der Bremsen 20 m nach vorn geschoben und an zwei Sicherungshülsen befestigt. Die Sedimente wurden vor dem Wagen abgesaugt. Wegen einer technischen Havarie bei der Absaugtechnik der Stadtentwässerung kam es zum Zeitverzug bei der Absaugung der Ablagerungen.



Abbildung 7.6: Stauwagen im Betrieb mit offener (links) und geschlossener (rechts) Entlastungsklappe während der ersten Testfahrt (Fotos: *wks Technik GmbH*). Die Klappe wurde im rechten Bild mit einer Kette fixiert, da zum Zeitpunkt der professionellen Aufnahme der Fotodokumentation Regenwetterabfluss herrschte und die Klappe somit automatisch öffnete.

Schließlich wurden ca. 11 m<sup>3</sup> Ablagerungen durch ein Saugfahrzeug abgesaugt und der Wagen wurde am 27.02.2014 wieder freigegeben. Die Reinigung durch den Stauwagen erfolgte im Ganzen in kontrollierter Weise, auch wenn ab und zu kleine Ablagerungen auf der Kanalsole hinterlassen wurden. Durch Steuerungs- und Bedienungsfehler der Wagenbetreuer wurden zwei große Kanalstrecken zu schnell und somit ohne Reinigungswirkung befahren.

Am Ende dieser Testfahrt, während eines Regenereignisses, fuhr der Wagen etwa 400 m vor dem Sandfang über die gesammelten Ablagerungen hinweg und kam bereits wenige Stunden später am Entnahmepunkt an. Der Grund dafür waren das Versagen der Oberflächenbeschichtung zweier Räder und die auf den Wagen wirkende erhöhte Wasserdruckkraft durch das Regenereignis.

Nach der ersten Kanaldurchfahrt des Stauwagens war der Reinigungserfolg nicht zufriedenstellend. Vor allem die drei großen Strecken, welche zu schnell befahren wur-

den, ließen den Schluss zu, dass eine kontrollierte Fahrt zur Reinigung des Kanals nicht durchgehend gegeben war. Es wurde ein zweites Bremskonzept entwickelt und umgesetzt. Bei diesem werden die vor dem Wagen befindlichen Ablagerungen genutzt, um eine Stützkraft hervorzurufen (ähnlich wie bei einem passiven Erddruck). Der entworfene Vorbau, auch Abstandshalter genannt, wird vor dem Stauwagenschild angebracht und fährt damit auf das gesammelte Sediment auf und schiebt sich in die Ablagerungen hinein, bis die dafür notwendige Kraft so groß ist wie die Wasserdruckkraft, welche den Stauwagen anschiebt. Der Wagen wird abgebremst bzw. bleibt so lange stehen, bis die Spülwirkung des Wassers den Abstandshalter wieder frei gibt und die Bremswirkung nachlässt. Der Aufbau des Abstandshalters ist in Abbildung 7.7 dargestellt.



Abbildung 7.7: Abstandshalter / Räumschieber, angebracht am Modellwagen (links) und am Pilotwagen (rechts).

## 7.6 Dritte Versuchsreihe

Nach Anbringung des Abstandshalters als Räumschieber vor dem Wagen wurde die zweite Kanalfahrt am 04.08.2014 gestartet. Die am selben Tag durchgeführte Ablagerungsaufmessung auf der gesamten Teststrecke ergab  $70 \text{ m}^3$  Ablagerungen, verteilt auf eine Kanallänge von  $800 \text{ m}$ . Die mittleren Ablagerungshöhen beliefen sich auch hier auf etwa  $17 \text{ cm}$ , mit einer maximalen Höhe von abschnittsweise  $40 \text{ cm}$ . Die Reinigungsergebnisse sowie die Fahrgeschwindigkeit stellten sich optimal ein. Der Wagen schob das Sediment vollkommen vor sich weg, einschließlich Steine und Fremdkörper, die sich im Kanal befanden. Auch hier traten die ersten Probleme am Sonderbauwerk auf, da der Wagen hier nicht durchgeschoben werden konnte. Nachdem der Wagen etwa 40 Stunden an derselben Stelle gestanden und die sich vor ihm befindenden Ablagerungen weggespült hatte, verließ er eigenständig das Sonderbauwerk durch einen leichten Regenfall. Im Gegensatz zur vorigen Kanalfahrt blieben bei der zweiten Kanalfahrt auch in diesem Bereich keinerlei Restablagerungen auf der gereinigten Sohle

zurück. Die sich einstellende Geschwindigkeit verringerte sich, sobald sich genügend Ablagerungen vor dem Wagen angesammelt hatten.

Der kontrollierte Reinigungsbetrieb endete allerdings schon nach etwa 400 m, da am 07.08.2014 um 12:30 Uhr ein Gewitter mit extremem Regenereignis auftrat, was auch im oberirdischen Bereich zu Überflutungen führte. Die Onlinemessung der *SEDD* zeichnete einen Füllstand bis zu 2,11 m Wasserstand am Entnahmepunkt des Stauwagens auf. Da sich der Wagen 2500 m stromaufwärts befand, kann trotz der offenen Entlastungsklappe davon ausgegangen werden, dass bei einer Kanaltiefe von 2,78 m Druckabfluss hinter dem Wagen herrschte. Dies verursachte eine Wasserdruckkraft auf den Wagen, die etwa 25 kN betragen haben muss. Der Schieber vor dem Wagen drückte die Ablagerungen vor sich her bzw. schob diese auf die Seiten und fuhr darüber hinweg. Da es sich hier um ein extremes Wetterereignis gehandelt hat, wird das Überfahren der Ablagerungen jedoch nicht als Misserfolg betrachtet.

Vier Stunden vor der Ablagerungsüberfahrt wurden etwa 7,8 m<sup>3</sup> Ablagerungen auf einer Länge von 31 m mit einer maximalen Höhe von 440 mm ermittelt. Die vorangegangene Messung auf der Gesamtstrecke ergab jedoch, dass bis zu dem gefahrenen Punkt ein Ablagerungsvolumen von mindestens 9 m<sup>3</sup> vorhanden war. Daraus lässt sich schließen, dass, ohne Berücksichtigung der Lagerungsunterschiede der beiden Ablagerungstypen (sedimentierte, feste Ablagerungen und aufgewirbelte, lockere Ablagerungen), grob 1/9 des aufgewirbelten Sedimentes von der Strömung mitgerissen wird und sich (wenn überhaupt) erst weit hinter dem Sedimentkeil absetzt.

Die von der zweiten Kanaldurchfahrt bis dato gesammelte Sedimentdüne wurde abgesaugt (etwa 7 m<sup>3</sup> Ablagerungen) und der Wagen anschließend am 21.08.2014 erneut am Beginn der Teststrecke eingesetzt. Für diese Reinigungsdurchfahrt ist in Abbildung 7.8 ein Lageplan mit zeitlichen Angaben und Reinigungslängen dargestellt.

Durch Begehungen im Kanal konnten wie zuvor sehr gute Reinigungserfolge festgestellt werden. Es wurden keinerlei Ablagerungsreste auf der Sohle festgestellt. Erst nach etwa 1400 m Reinigungsbetrieb wurde an zwei Stellen Sediment überfahren. Es wurde zum einen eine Düne von 2 m Länge und maximal 150 mm Höhe und zum anderen eine zweite Düne von 3 m Länge und maximal 200 mm Höhe zurückgelassen. Zu diesem Zeitpunkt hatte der Wagen jedoch ein Volumen von mindestens 15 m<sup>3</sup> gesammelt und transportierte es weiterhin Richtung Sandfang.

Die Reinigungsgeschwindigkeit des Stauwagens stellte sich geringer ein als geplant, was allerdings keine Nachteile für den Betrieb des Kanalnetzes hatte. Grund hierfür waren zum einen die niedrigen erzielbaren Aufstauhöhen während der Nachtstunden und zum anderen die wegen zu großer Unterwasserstände nicht automatisch schließende Klappe. Bei den täglichen Kanalbegehungen musste die Klappe manuell geschlossen werden, sie ging aber spätestens nach Erreichen der Grenzeinstauhöhe wieder auf. Bei der letzten Begutachtung im Kanal befand sich direkt vor dem Wagen ein Sedimentkörper mit der Länge von 32 m und der maximalen Höhe von 700 mm (insgesamt ca. 21 m<sup>3</sup>). Dieses Volumen überstieg das erwartete maximale Transport-

## KAPITEL 7. NATURVERSUCHE IM DRESDNER KANALNETZ

Datum	Uhrzeit	Standpunkt	Zeit	Reinigungslänge		Geschwindigkeit [cm/s]	Volumen [m <sup>3</sup> ]	Bemerkung
			[h]	[m]	[m]			
21/08/2014	ca. 9:00 Uhr	Stützpt. Weißeritzstr	0	0	0			
22/08/2014	ca. 8:30 Uhr	Bei Schacht 01A49 im Sonderprofil	24	164	164	0,19		1,4 m Schwallwelle erzeugt Fährt von alleine durch. Anschließend Regenfälle übers WE
25/08/2014	ca. 8:30 Uhr	25 m vor Schacht 08E35	72	704	530	0,20	7,62	Regenwasserabfluss / Ablagerungen aufgemessen
26/08/2014	ca. 8:30 Uhr	10 m vor Schacht 08E35	24	719	15	0,02		Regenwasserabfluss. Einstieg nicht möglich
27/08/2014	ca. 8:15 Uhr	Zwischen Schacht 08E35 und 09Z5	24	783	64	0,07		Regenwasserabfluss (Ablagerungen schauen aus dem UW heraus)
28/08/2014	ca. 8:30 Uhr	35 m vor Schacht 09Z5	24	803	19	0,02	7,85	Fotograf mit im Kanal / Ablagerungen aufgemessen
29/08/2014	ca. 8:30 Uhr	10 m vor Schacht 09Y33	24	936	133	0,15		Datenlogger ausgetauscht
01/09/2014	ca. 8:00 Uhr	10 m vor Schacht 09Y23	72	1153	216	0,08		Regenwetterabfluss
02/09/2014	ca. 8:00 Uhr	Am Schacht 09Y23	24	1163	10	0,01		Regenwetterabfluss
03/09/2014	ca. 8:00 Uhr	20 m nach Schacht 09Y23	24	1183	20	0,02		Klappe wird zugemacht
04/09/2014	ca. 9:00 Uhr	20 m nach Schacht 09Y23	24	1183	0	0,00		
05/09/2014	ca. 9:30 Uhr	20 m nach Schacht 09Y23	24	1183	0	0,00		Klappe wird geöffnet / Regen über das WE / Schräglage hat sich verbessert
08/09/2014	ca. 8:00 Uhr	20 m nach Schacht 09Y23	72	1183	0	0,00		Klappe wird zugemacht / leichter Regen am Nachmittag
09/09/2014	ca. 9:00 Uhr	30 m vor Schacht 09X12	24	1486	303	0,35	14,00	Ablagerungen aus vorherige Begehungsaufmessung gerechnet
10/09/2014	ca. 8:30 Uhr	10 m vor Schacht 09X12	24	1506	20	0,02		Schwefelsauerstoffalarm - Einstieg nicht möglich / Regen am Nachmittag
11/09/2014	ca. 10:00 Uhr	15 m vor Schacht 09X10	24	1701	195	0,23	20,70	Ablagerungen aufgemessen
ca. 12:30 Uhr		Am Schacht 09X10	2,5	1716	15	0,17		Datenlogger ausgetauscht / 15 m gefahren in etwa 2 Stunden
12/09/2014	?	Schacht 09W5	16	2028	313	0,48		Wahrscheinlich bei Schacht 09V28 über die Ablagerungen gefahren
7:46 Uhr		Schacht 09V28111		2419	391			Über die Ablagerungen gefahren / wahrscheinlich in der ersten Rechtskurve
		Über Ablagerungen gefahren	0,2	ca. 35-40 m				Keine Geschwindigkeitsaufnahme während der Überfahrt
7:58 Uhr		Ab Schacht 09V231		2589	297			Ab hier keine Ablagerungen
8:10 Uhr		Ankunft am Flögelweg	0,2	2876	847	117,71		Niederschlag von 24 mm innerhalb von 6 Stunden
22 Tage			525	2876	2876			



Abbildung 7.8: Zeitlicher und räumlicher Ablauf der dritten Kanaldurchfahrt.

volumen des Wagens.

Infolge des gesammelten Sedimentkeiles herrschten Unterwasserstände von 900 – 1000 mm und durch den regulären Einstau auf 1100 mm war es nicht mehr möglich, den Wagen voranzutreiben. Nach Rücksprache mit der Stadtentwässerung sollte jedoch versucht werden, den gesamten Sedimentkörper bis zum Sandfang zu transportieren, ohne jegliche Zwischenabsaugungen durchzuführen. Deshalb wurde eine mechanische Befestigung der Entlastungsklappe umgesetzt und ausnahmsweise eine Aufstauhöhe im Oberwasser  $h_{OW}$  von mehr als 1100 mm zugelassen. Der Reinigungsvorgang wurde so mit Fahrtgeschwindigkeiten von ca. 0,2 cm/s weitergeführt. Die Betreuung der Naturversuche wurde am nächsten Tag erschwert, da der Reinigungsvorgang alte Ablagerungen, die sich über Jahre festgesetzt hatten, aufwirbelte und somit hohe Konzentrationen an Schwefelwasserstoff erzeugte. Eine Begehung des Kanals war infolgedessen nicht mehr möglich. Dadurch konnte auch die arretierte Entlastungsklappe vor einem prognostizierten langanhaltenden Regenwetterereignis nicht manuell geöffnet werden. Dies hatte zur Folge, dass sich während des Regenereignisses eine extreme Aufstauhöhe von ca. 2500 – 2700 mm hinter dem Wagen einstellte. Die hohen Wasserstände erzeugten eine Wasserdruckkraft von ca. 28 – 30 kN auf dem Stauwagen. Dadurch wurde während der ersten zehn Regenstunden das neue Bremssystem neutralisiert, die Sedimente weitergeschoben und der Reinigungsvorgang beschleunigt. Es wurden 700 m Kanal in 18 Stunden gereinigt (gemessene Fahrgeschwindigkeit 1 bis



Abbildung 7.9: Geschwindigkeitsaufzeichnung während des Regenereignisses vor dem Erreichen des Sandfanges (12.09.2014 von 7:00 Uhr bis 8:10 Uhr). Der langgezogene Impulswert entspricht dem Zeitraum, während dessen der Stauwagen über die Ablagerungen geschoben wurde.

2  $cm/s$ , vgl. hierzu auch Abbildung 7.9). Im letzten Abschnitt wurde der Wagen allerdings wie bei der vorigen Kanalfahrt etwa 700  $m$  vor dem Sandfang über die Ablagerungen geschoben. Nach der Bergung des Reinigungsgerätes wurden trotz extremer Belastung keine Schäden am Wagen oder am Schild festgestellt. Es muss an dieser Stelle präzisiert werden, dass die Kanalreinigung dieser großen Sammelkanäle üblicherweise in den Wintermonaten durchgeführt wird, da in dieser Zeit relativ konstante Abflussverhältnisse mit wenigen Starkniederschlägen auftreten. Bei dieser Testphase war es jedoch aus Termingründen nicht möglich, die Kanalfahrt auf die Wintermonate zu verschieben, sodass mit diesen Extremereignissen gerechnet werden musste. Zu einem erneuten Abbruch des Versuches kam es außerdem, da die extremen Ablagerungen im Kanal die Grenztransportkapazität des Stauwagens überschritten. Um die Transportkapazität zu steigern, wurde ausnahmsweise die Entlastungsklappe für den letzten Kanalabschnitt mechanisch fixiert, was beim Eintreten des Starkregens im Bezug auf der kontrollierten Fahrweise fatale Folgen hatte.

Die Stadtentwässerung plant einen erneuten Einsatz des Stauwagens ab Anfang

Dezember, um die letzten 400 *m* des Kanalabschnittes zu reinigen.



Abbildung 7.10: Aus dem Sedimentfang beförderte Ablagerungen nach der Stauwagenreinigung.

Die Bilanz der Untersuchungen zur Ablagerungsmobilisierung ergab die direkte Entnahme von 11  $m^3$  bzw. 7  $m^3$  durch die Absaugungen als direkten Reinigungserfolg und die Bildung eines Grenztransportvolumens im Kanal von 21  $m^3$ . Hier wurde der Weitertransport vom Eintreffen eines Starkregenereignisses unterbrochen. Für die Testphase ergaben sich insgesamt 39  $m^3$  Ablagerungen, welche vom Stauwagen mobilisiert wurden. Hinzu kommen die aufgewirbelten Ablagerungen, vor allem organische Materialien, welche von der Strömung mitgerissen wurden. Hierfür wurde am Sedimentfang ein Protokoll über die Ausbaggerungsvolumen geführt. Einige Tage nach der Bergung des Stauwagens wurde infolge eines mehrtägigen Regenereignisses ein hohes Aufkommen von Ablagerungen im Sandfang beobachtet. Innerhalb von drei Tagen wurden drei Container mit einem Fassungsvermögen von 4  $m^3$  ausgebaggert (vgl. auch Abbildung 7.10). Diese weisen Eigenschaften eines „gewaschenen“ grobkörnigen Sandes bzw. Kieses auf. Daraus lässt sich schließen, dass sie zuvor mit der Stauwagenreinigung aufgelockert und „gewaschen“ wurden und erst anschließend während des Regenereignisses von der Strömung, über die restlichen 400 *m* des Kanals befördert wurden. Wie schon beschrieben weist das zu Tage geförderte Sediment kaum Spuren von organischen Anteilen auf. Auch dies folgt aus dem Reinigungsbetrieb des Stauwagens, welcher die Ablagerungen aufwirbelte und dadurch die leichteren organischen Partikel in Schwebelage gehalten und von der Strömung unmittelbar mitgerissen wurden. Nur das grobkörnige mineralische Material setzte sich erneut vor dem Wagen ab und bildete eine mächtige Sedimentdüne mit einer Länge von 32 *m*.

# Kapitel 8

## Zusammenfassung und Ausblick

### 8.1 Zusammenfassung

Der erste Teil der vorliegenden Arbeit befasst sich mit der Entstehung und Charakterisierung von Kanalablagerungen. Es wurden die historischen sowie die heute möglichen Methoden zu deren Beseitigung dargestellt. Im mittleren Teil der Arbeit wurde schließlich die Kanalreinigung durch die Niederdruckmethode fokussiert. Es wurden sämtliche Erfahrungen von Kanalnetzbetreibern beschrieben, die diese Methode einsetzen bzw. immer noch nutzen. Schlussendlich wurde diese Methode wissenschaftlich analysiert, hydraulisch optimiert und durch eine physikalische Modellierung begutachtet, um zu einem Prototyp zu gelangen. Mit diesem wurden Naturversuche in der Dresdner Kanalisation durchgeführt, deren Aufbau, Realisierung und Auswertung im letzten Teil der Arbeit enthalten ist.

### 8.2 Ergebnisse der Untersuchung

In dieser Arbeit wurde anfangs dargestellt wie kostenintensiv und problematisch die Kanalreinigung ausfällt. Durch die demographisch bedingt rückläufigen Schmutzwassermengen und gleichzeitig prognostizierten langen Trockenperioden in den Sommermonaten muss allerdings mit einer verstärkten Akkumulation von Ablagerungen in Kanalsystemen (Mischsystem) gerechnet werden. Zudem erweist es sich im Hinblick auf den Klimawandel als notwendig, den gesamten Kanalquerschnitt für Starkregenereignisse von Ablagerungen freizuhalten; ansonsten ist die häufigere Entlastung des Abwassernetzes im Vorfluter nach Füllung der vorhandenen Regenrückhaltebecken vorprogrammiert. Die Kanalreinigung wird somit in den nächsten Jahren an Bedeutung gewinnen. Vor allem bei der Reinigung von Großprofilen ( $DN > 1500mm$ ) ist jedoch der Stand der Technik noch nicht ausgereift und die jetzigen Reinigungsmethoden erweisen sich wegen des niedrigen Reinigungserfolges sowie der starken Umweltbelastung

durch die genutzten Geräte ungeeignet.

Die hier vorgestellte und auf den Stand der Technik gebrachte Reinigungsmethode bietet jedoch eine leistungsstarke Alternative. In Zukunft wird es möglich sein, große Kanaldurchmesser nahezu fremdenenergieelos zu reinigen und nur mit Hilfe der Wasserkraft das gesammelte Sediment bis zum nachgeschalteten Sandfang zu mobilisieren.

Durch die durchgeführten numerischen Versuche wurde in erster Linie eine geometrische Optimierung zur Erreichung der größten Mobilisierungskräfte für einen ausgewählten Abschnitt der Dresdner Kanalisation vollzogen. In der nachfolgenden physikalischen Modellierung wurde der Schwerpunkt auf die optimale Reinigungsgeschwindigkeit gelegt, um ein möglichst großes Volumen an Ablagerungen zu bewegen. Es muss allerdings präzisiert werden, dass während der Modellierung kein Grenzzustand erreicht werden konnte. Dieser wurde nur durch die folgende analytische Beschreibung des Transportvorganges theoretisch bestimmt. Für das genutzte physikalische Modell  $DN = 600 \text{ mm}$  wurden  $0,35 \text{ m}^3$  Sediment als Grenztransportkörper errechnet. Bei einer Hochrechnung auf den für die Naturversuche genutzte Abschnitt im Dresdner Kanalnetz ( $B/H = 2900/2780 \text{ mm}$ ) durch Ansetzen des Ähnlichkeitsgesetzes wurde ein mobilisierbares Grenzvolumen von  $14,7 \text{ m}^3$  überschlagen. Die hier erzielte objektive deterministische Lösung zur Abschätzung der mobilisierten Ablagerungen steht nun für die Planung von Reinigungsprozessen der Kanalnetze zur Verfügung. Durch Anwendung dieses Ansatzes können gezielt die Einsatz- und Entnahmepunkte des Stauwagens sowie der geförderten Ablagerungsmengen vorhergesagt werden.

Die Ergebnisse der theoretischen Untersuchungen bzw. der physikalischen Modellierung wurden mit den Betreibern und den Herstellern des neuen Stauwagens diskutiert und hinsichtlich konstruktiver Schwerpunkte optimiert. Unter besonderer Berücksichtigung der Kostenoptimierung und der konstruktiven Realisierung wurde von der Dresdner Firma *wks Technik GmbH* ein Forschungsmuster zur Untersuchung in einer Pilottestphase entwickelt und gebaut.

In der nachfolgenden Testphase wurde das Ergebnis als Pilotprojekt im Dresdner Kanalnetz in mehreren Testläufen erprobt und untersucht. Nach jedem Testlauf wurden die aufgetretenen Probleme analysiert und durch Umbauten oder Veränderungen behoben. Regelmäßige Reinigungsfahrten sollten wegen der geringeren Ablagerungsmengen (vor der Testphase wurde der Testabschnitt des Kanals seit 2010 nicht mehr gereinigt) ein gleichmäßiges Fahren gewährleisten bzw. die Ablagerungen vollständig mobilisieren und bis zum Sandfang transportieren, um sie dort zu entnehmen.

Während der Testfahrt wurde eine viel höhere Sedimentmenge gesammelt und transportiert als die, welche sich aus der analytischen Berechnung ergab. Dies folgte aus dem beim Naturversuch zugelassenen höheren Aufstauniveau hinter dem Spülwagen, welches ausnahmsweise zugelassen wurde, um auf eine zwischenzeitliche Sedimentabsaugung zu verzichten.

Das Endergebnis der Untersuchung ist ein Großkanalreinigungsgerät, welches die Lücke zwischen der Schwallwellenreinigung und der Hochdruckreinigung schließt und für den Einsatz vor allem in Groß- und Mittelkanälen vorgesehen ist. Es wurde ein Reinigungsgerät entwickelt, das eine Volumenmobilisierung erreicht, welche mit keiner anderen Reinigungsmethode erzielt werden kann. Der gesamte Sohlbereich des Kanals wurde in der letzten Testfahrt sehr gründlich gereinigt und keinerlei Rückstände wurden hinterlassen. Sogar alle großen Steine und Fremdkörper, welche im Kanal vorgefunden wurden, sind durch das Gerät bis zum Sandfang geschleppt worden.

Da diese Reinigungsmethode nach dem Einsetzen völlig fremdenenergielos und ressourcenlos funktioniert, kann der Wagen längere Zeit im Kanal verweilen, um in Ruhe und effektiv die Ablagerungen bis zum Sandfang zu schieben, ohne dabei den Abflussbetrieb zur Kläranlage oder den oberirdischen Verkehr zu behindern. Die extrem niedrigen Kosten für die Kanalreinigung erschließen sich aus den ersparten Betriebs- und Personalkosten.

### 8.3 Interpretation der Ergebnisse

Es bestehen große Abweichungen zwischen dem hergeleiteten analytischen Ansatz und der im Kanal gemessenen transportierten Sedimentmengen. Es muss nochmal erwähnt werden, dass zum einen der theoretische Ansatz auf konstanten Durchflussbedingungen aufbaut, ohne die natürlichen Schwankungen die infolge der Tagesganglinie oder infolge eines Regenereignisses zu berücksichtigen. Zum anderen wurde im Prototyp für die Naturversuche eine Entlastungsklappe mit integriert, um bei Regenwetter möglichst den gesamten Kanalquerschnitt freizugeben. Wenn diese Entlastungsklappe in Betrieb geht, treten vollkommen andere Strömungsbedingungen im Bereich der Stauwand auf, die wiederum zu erhöhten Sedimentmobilisierungen führen. Weiterhin wurde bei der analytischen Herleitung der Abschätzungsmethode auf den Einfluss der Rückstauhöhe verzichtet (vgl. Formel 6.34), was bei dem Kanaltest wiederum nicht gegeben war. Nicht zu unterschätzen ist die Unschärfe bei der Messung im Kanal infolge der erschwerten Verhältnisse.

All diese Faktoren führen zu dem vorhandenen Unterschied zwischen dem analytisch ermittelten Wert und dem in der Kanalisation gemessenen Wert des mobilisierbaren bzw. mobilisierten Ablagerungsvolumen. Als Vergleich wird hier nochmal durch den hergeleiteten analytischen Ansatz aus Abschnitt 6.4.1, unter Berücksichtigung einer Austauhöhe von  $H_{OW} = 1300 \text{ mm}$ , ein mobilisierbares Volumen von  $22,2 \text{ m}^3$  errechnet. Diese hier genutzte Aufstauhöhe entsprach den durchschnittlichen Aufstauverhältnissen während der dritten Testphase zum Zeitpunkt der Aufmessung des transportierten Volumens. Der errechnete Wert ist eine realistische Abschätzung gegenüber dem im

Abschnitt 7.6 angegebenen Grenztransportvolumen von  $21 \text{ m}^3$  Sediment, welches als Ergebnis der dritten Reinigungsfahrt hervorging.

### 8.4 Ausblick

Die in dieser Arbeit dargestellten Untersuchungen beruhen auf bestehenden hydraulischen und geometrischen Bedingungen eines ausgewählten Abschnittes im Dresdner Abwasserkanalnetz. Zum einen können diese Bedingungen durch das Ähnlichkeitsgesetz<sup>1</sup> auf andere Bauwerke umgerechnet werden. Hinsichtlich des vorhandenen Durchflusses sowie der Kanalneigungen muss zum anderen allerdings eine detaillierte Untersuchung von Mal zu Mal erfolgen, um vor allem die Spaltgeometrie in der Stauwand zu entwerfen, welche die optimalen Aufstaubedingungen erzielt.

Während der Testphase wurde der Prototyp umfangreich betreut. Dies war erforderlich, um den Erfolg des Gerätes zu untersuchen und zu dokumentieren. Durch eine Automatisierung und Fernkontrolle des Gerätes ist weiterhin geplant, auf die tägliche Betreuung durch eine Kanalarbeiterkolonne zu verzichten und diese nur bei Störproblemen einzusetzen (Feuerwehrstrategie). Dank einer Onlinekontrolle in der Zentrale des Kanalnetzbetreibers kann in Zukunft beobachtet werden, wo sich der Wagen befindet und ob bzw. wie schnell er fährt. Bei Havarien (d. h. wenn der Wagen seit mehreren Tagen an derselben Stelle steht) kann schließlich eine Arbeiterkolonne, die bei anderen Tätigkeiten beschäftigt ist, gezielt umgeplant werden, um die Störung zu beseitigen. Die gefährlichen Arbeitsbedingungen zzgl. der Kosten für eine kontinuierliche Begleitung werden somit entfallen bzw. deutlich verringert werden.

Von der beteiligten Firma ist eine Standardlösung weiterer Kanalreinigungsgeräte geplant, welche zu niedrigeren Marktpreisen führen wird. Hierfür ist als Ziel gesetzt, durch das Kastenprinzip mit einem Fahrwerk jegliche Durchmesserpektren bedienen zu können. Dadurch müsste ausschließlich der Stauschild dem jeweiligen Profilabschnitt angepasst werden.

Bezüglich der konstruktiven Gestaltung des Stauwagens wurde die Konstruktion weitgehend optimiert. Es besteht lediglich noch die Möglichkeit eine nach oben verschiebbare Konstruktion der Entlastungsklappe zu integrieren, damit die effektiv vorhandenen lokalen Aufstaubedingungen besser genutzt werden können, um das gewünschte Stauziel zu erreichen. Es muss an dieser Stelle nochmals daran erinnert werden, dass die Einstaubedingungen mit der vorangehenden Reinigung bzw. mit der vor

---

<sup>1</sup>Im Abschnitt 6.4.5 wurde gezeigt, dass große Ungenauigkeiten in Form von Unterschätzungen der errechneten Transportmenge bei der Übertragung entstehen, wenn die Umrechnungsmaßstäbe größer  $M_l > 2,5$  sind. In diesen Fällen empfiehlt der Autor eine direkte Berechnung der Grenzhöhe für die Sedimentdüne und anschließender Auswertung der mobilisierbaren Menge an Sediment.

dem Wagen gesammelten Sedimentdüne stark variiert. Des Weiteren soll das Fahrgestell des Wagens verkleinert werden, damit ein erhöhter Durchfluss während eines Regenereignisses am Stauwagen vorbei geführt werden kann.

Die entwickelte Reinigungstechnologie wurde als Gebrauchsmuster bei dem deutschen Patentamt registriert. Die Kooperationsfirma bemüht sich in Zukunft, das entwickelte Gerät auf den Markt zu bringen und die hier beschriebene Reinigungsmethode bei großen und mittleren Profilgrößen als Stand der Technik bei der Kanalreinigung zu etablieren.



# Literatur

## Fachliteratur

- Aigner, D. (1996). *Hydrodynamik in Anlagen zur Wasserbehandlung*. Hrsg. von Hausdruckerei der TU Dresden. TU Dresden, Institut für Wasserbau und Technische Hydromechanik.
- Anonymus (1996). *Von der Städtereinigung zur Entsorgungswirtschaft*. Bundesverband der Deutschen Entsorgungswirtschaft.
- Bagnold, R. A. (1953). *The physics of blown sand and desert dunes*. Methuen & co. Ltd. London.
- Barenthien, L. (2005). *Betrieb der Kanalisation; Reinigung Inspektion Bauliche Unterhaltung*. Hrsg. von DCM Druckcenter Meckenheim. Deutsche Vereinigung für Wasserwirtschaft, Abwasser und Abfall e. V.
- Bechmann, G.-E. (1900). *Notice sur les service des eaux et de l'assainissement de Paris*. Hrsg. von Librairie Polytechnique. Ch. Beranger.
- Beichert J.; Hahn, H.H. und Fuchs S. (1996). *Stoffaustrag aus der Kanalisation - Hydrologie bebauter Gebiete*. Hrsg. von VCH Verlagsgesellschaft. DFG Deutsche Forschungsgemeinschaft.
- Böhm, A. (1989). *Wasser- und Abwasserleitungen (Betrieb, Instandhaltung, Rekonstruktion)*. VEB Verlag für Bauwesen, Berlin.
- (2001). *Abwasserrohleitungen und -rohrnetze, Betrieb Erneuerung und Instandhaltung*. Vulkan Verlag, Essen.
- Bölke, K.-P. (2008). *Kanalinspektion: Zustände erkennen und dokumentieren*. Springer Verlag.
- Bollrich, G. (2007). *Technische Hydromechanik 1 - Grundlagen*. Huss Medien Verlag, 6. Auflage.
- Bornschein, A. (2006). *Die Ausbreitung von Schwallwellen auf trockener Sohle unter besonderer Berücksichtigung der Wellenfront*. Wasserbauliche Mitteilungen, Heft 33, Institut für Wasserbau und Technische Hydromechanik der TU Dresden.
- Bossler B. und Redmann, A. (2000). *Forschungsbericht: Infektionsgefahr durch Austrag von Krankheitserregern aus Einsteigschächten von Kanalisationen durch Aerosole*. IKT Institut für Unterirdische Infrastruktur.

- Bossler B. und Schlüter, M. (2004). *Forschungsbericht: Kanalreinigung -Düsen, Drücke, Hochdruckstrahlen-*. IKT Institut für Unterirdische Infrastruktur.
- Braha A. und Groza, G. (2006). *Moderne Abwassertechnik; Erhebung, Modellabsicherung, Scale-up, Planung*. WILEY-VCH Verlag GmbH & Co. KG a A.
- Béranger, C. *Notice sur les service des eaux et de l'assainissement de Paris (Exposition Universelle de 1900)*. Librairie Polytechnique.
- Butler D. und Davies, J.W. (2004). *Urban drainage*. Hrsg. von 2.Auflage. Spon Press, New York.
- Butler D.; Clarck, P und Payne-J (1993). *Management of sediment in drainage catchments. Proceedings of the 6th international on urban drainage, Niagara Falls*.
- Christopherson, R.W. (1994). *Geosystems. An introduction to physical geography*. Hrsg. von New Jersey. Part 3.
- Dapoz P; Aigner, D. und Tränckner-J. (2011). *Hydraulische Optimierung des Dresdner Stauwagens*. Nicht veröffentlicht. IWD und ISI, TU Dresden.
- (2014). *Experimentelle Entwicklung eines mobilen, teilautomatisierten Kanalspülwagens zur gesundheitsfreundlichen und ressourceneffizienten Abflusskanalreinigung von Mittel- und Großprofilen*. IWD und ISI, TU Dresden.
- Dettmar, J. (2006). *Beitrag zur Verbesserung der Reinigung von Abwasserkanälen, Achinger Schriften zur Stadtentwässerung*. Hrsg. von Gesellschaft zur Förderung der Siedlungswasserwirtschaft an der RWTH Aachen e. V. Prof. Dr. Ing. J. Pinnekamp, Institut für Siedlungswasserwirtschaft der RWTH Aachen.
- Gebhard, V. (2002). *Interaktionen bei der Modellierung von Stofftransport, Sedimenthaushalt und Abfluss in der Siedlungsentwässerung - Dissertation*. Hrsg. von Hausdruckerei der TU Dresden. TU Dresden, Institut für Siedlungs- und Industrierwasserwirtschaft, Dresdner Berichte 32.
- Geib M. und Wielenberg, M. (2002). *Reinigung von Abwasserkanälen durch Hochdruckspülung*. Hrsg. von Vulkan-Verlag Essen. Schriftenreihe Institut für Rohrleitungsbau, Band 11.
- Greeley R. und Iversen, J. (1985). *Wind as a geological process, on Earth, Mars, Venus and Titan*. Hrsg. von Cambridge University Press. Cambridge Planetary Science Series.
- Harting, K. (2006). *Abwasserdruckleitungen - Möglichkeit und Verfahren zur Reinigung*. IKT - Institut für unterirdische Infrastruktur.
- Hillebrand, G. (2008). *Transportverhalten kohäsiver Sedimente in turbolenten Strömungen - Untersuchungen im offenen Kreisgerinne*. Fakultät für Bauingenieur-, Geo- und Umweltwissenschaften der Universität Fridericiana zu Karlsruhe (TH).
- Kallenbach, E. (2008). *Elektromagnete: Grundlagen, Berechnung, Entwurf und Anwendung*. Vieweg und Teubner.
- Kirchheim, N. (2005). *Kanalablagerungen in der Mischkanalisation*. Hrsg. von DCM Meckenheim. DWA Deutsche Vereinigung für Wasserwirtschaft, Abwasser und Abfall e. V.

- Koppe P. und Stotzek, A. (1999). *Kommunales Abwasser*. Hrsg. von 4. Auflage. Vulkan Verlag.
- Krier, H. (2001). *Hochdruckspülfestigkeit von Abwasserkanälen und -Leitungen; Schriftliche Fassungen der Vorträge zur 4. Tagung: Entwicklung in der Kanalisationstechnik*. Hrsg. von DCM Meckenheim. Ministerium für Umwelt und Naturschutz, Landwirtschaft und Verbraucherschutz Nordrhein Westfalen.
- Lancaster, N. (1995). *Geomorphology of desert dunes*. Routledge.
- Leske, W. (1970). *Neue hydraulische Berechnungsverfahren und Gestaltungsgrundsätze für Hochwasserentlastungsanlagen an Talsperren*. Habilitationsschrift, TU Dresden.
- Lick, W. (2009). *Sediment and Contaminant Transport in Surface Waters*. Hrsg. von CRC Press by Taylor und LLC Francis Group. IWA.
- Länderarbeitsgemeinschaft Wasser (LAWA) (2005). *Leitlinien zur Durchführung dynamischer Kostenvergleichsrechnungen (KVR-Leitlinien)*. LAWA-Unterausschuss Wirtschaftlichkeitsfragen in der Wasserwirtschaft.
- Lorenz, S. (2002). *Sanierung und Betrieb von Abwassernetzen; Tagungsband zur 4. Rostocker Abwassertagung*. Hrsg. von UNI Rostock. Institutes für Kulturtechnik und Siedlungswasserwirtschaft der Universität Rostock.
- Lorenzen, A. (2004). *Umweltschutz durch Vermeidung unsachgemäßer Hochdruckreinigung von Abwasserkanälen*. Abschlussbericht zum Projekt 20136 der Deutschen Bundesstiftung Umwelt.
- Martin H. und Pohl, R. (2008). *Technische Hydromechanik 4 - Hydraulische und numerische Modelle*. Huss Medien Verlag.
- Martin H.; Pohl, R. und Elze R. (2010). *Technische Hydromechanik 3 - Aufgabensammlung*. Huss Medien Verlag.
- Müller, K. (2010). *Bedarfsorientierte Instandhaltung von Kanalisationen*. Hrsg. von IRB Verlag. Frauenhofer.
- Orth, H. (2004). *Forschungsbericht: Kanalreinigung -Düsen, Drücke, Hochdruckstrahlen*. Ruhr-Universität Bochum - Lehrstuhl für Siedlungswasserwirtschaft und Umwelttechnik; IKT Institut für Unterirdische Infrastruktur.
- Pinnekamp, J. (2007). *8. Kölner Kanal Kolloquium 2007, Aachener Schriften zur Stadtentwässerung Band 11*. Hrsg. von Gesellschaft zur Förderung der Siedlungswasserwirtschaft an der RWTH Aachen e. V. Institut für Siedlungswasserwirtschaft der RWTH Aachen.
- Reukel, R. (2001). *Hochdruckreinigung von Kanalbetrieb und Niederschlagsbehandlung*. ÖWAV Seminar 2001, BOKU Wien, Wiener Mitteilungen Wasser, Abwasser, Gewässer, Abteilung Siedlungswasserbau, Industrierwasserwirtschaft und Gewässerschutz - Institut für Wasserversorgung, Gewässerökologie und Abfallwirtschaft.
- Schaffner, J. (2008). *Numerical investigation on the function of flush waves in a reservoir sewer - Mitteilungen aus der Strömungsdynamik*. Hrsg. von Dissertation TU Darmstadt. Dissertation, TU Darmstadt.

- Schmitt, F. (1992). *Einfluss von Ablagerungen auf den Betrieb von Abwasserkanälen*. Hrsg. von Universität Hannover. Universität Hannover, Veröffentlichung, Heft 82.
- Stauer, P. (2010). *Ein probabilistisches Verfahren für die Bestimmung ablagerungskritischer Teilbereiche einer Mischkanalisation*. Hrsg. von Dissertation RWTH Aachen. Dissertation, RWTH Aachen.
- Stein D.; Falk, C.; Schlüter M.; Meyer P. und Schlemminger F. (2000). *Empfehlungen zur Kanalreinigung*. Endbericht zum Forschungsvorhaben im Auftrag des Ministeriums für Umwelt, Raumordnung und Landwirtschaft des Landes Nordrhein-Westfalen, Institut für Kanalisationstechnik, Gelsenkirchen.
- Stein, D. (1999). *Instandhaltung von Kanalisationen - 3. Auflage*. Ernst Sohn Verlag.
- Stein, R. (2008). *Auswirkung optimierter Straßenabläufe auf Feststoffeinträge in Kanalisationen*. Hrsg. von Dissertation RWTH Aachen. Dissertation, RWTH Aachen.
- Tränckner, J. (2008). *1-D Modellierung des Dresdner Kanalnetzes*. TU Dresden, Institut für Industrie- und Siedlungswasserwirtschaft.
- (2012). *Kornverteilungskurve von Ablagerungen der Dresdner Kanalisation*. TU Dresden, Institut für Industrie- und Siedlungswasserwirtschaft.
- Weismann D. und Lohse, M. (2007). *Sulfid-Praxishandbuch der Abwassertechnik - Biogene Korrosion, Geruch, Gefahr verhindern und Kosten beherrschen*. Vulkan.
- Weismann D. und Gutzeit, T. (2006). *Kommunale Abwasserpumpwerke*. Vulkan.
- Weyand, M. (1992). *Kanalnetzbewirtschaftung - Ein Mittel zur Optimierung der Abwasserentsorgung*. Hrsg. von GWA. Schriftenreihe Gewässerschutz, Wasser, Abwasser - GWA, Bd. 132.
- Wichern, M. (2012). *Untersuchungen zur bedarfsorientierten Kanalreinigung unter Nutzung betrieblicher Synergien*. Hrsg. von Ruhr-Universität Bochum. Ruhr-Universität Bochum, Fakultät für Bau- und Umweltingenieurwissenschaften, Lehrstuhl für Siedlungswasserwirtschaft und Umwelttechnik.
- Wilbert, L. (2009). *Sediment and contaminant transport in surface waters*. Hrsg. von CRC Press Taylor und Francis Group. IWA.
- Winkler, U. (2010). *Berücksichtigung von demografischen und strukturellen Unsicherheiten bei der strategischen Kanalsanierungsplanung, Demografischer Wandel - Herausforderungen für die Wasserwirtschaft*. Hrsg. von Hennef. DWA Deutsche Vereinigung für Wasserwirtschaft, Abwasser und Abfall e. V.
- Zanke, U. (1982). *Grundlagen der Sedimentbewegung*. Springer-Verlag.
- Zepp H. und Schönningh, F. (2008). *Geomorphologie - Grundriss allgemeine Geographie*. Verlag Paderborn.
- Zimmermann, F. (2002). *Vergleiche und Prüfung zur Hochdruckspülfestigkeit verschiedener genormten Werkstoffe für Abwasserleitungen und -Kanäle - Prüfbericht*. Hrsg. von TU Darmstadt. Institut für Baubetrieb der Eidgenössische Technischen Hochschule Zürich.

## Artikel

- Aigner D. und Pollok, M. (2002). *Untersuchungen zur hydrodynamischen Kanalreinigung*. WWT AWT - Wasserwirtschaft/Abwassertechnik.
- Artières, O (1988). *Bildung und Remobilisierung von Ablagerungen in Mischkanalisationen*. KA - Korrespondenz Abwasser.
- Brune, P. (1990). *Verhalten von Tonerzementmörtelauskleidungen in Röhren aus duktilem Gusseisen bei der Beanspruchung mit Hochdruck-Reinigungsgeräten*. Wasser Abwasser, Gas, FGR 25 Gussrohr-Technik.
- Dapoz, P. (2010). *Protokoll zum Interview mit der Leipziger Stadtentwässerung über die Niederdruckreinigungstechnologie am 16.08.2010*. IWD und ISI, TU Dresden.
- Dettmar J. und Pinnekamp, J. (2005). *Entwicklung bei der Reinigung von Regenbecken*. W4. Regenwassertage, 1/2 Juni 2005, Leverkusen.
- Flick, K.-H. (2001). *Biogene Schwefel-Säure-Korrosion in teilgefüllten Abwasserkanälen*. UTA - Umwelt Technologie aktuell.
- Glose, C. (2005). *Messung und Modellierung von Feststofftransport in Fließgewässern*. Seminar Wasserwirtschaft, Universität Kiel.
- Godehardt, M. (2002). *Feststoffe aus der Reinigung der Abwasserkanäle, Sinkkästen und Regenbecken*. KA - Wasserwirtschaft/Abwasser/Abfall.
- Hentschel, B. (2007). *Hydraulische Flussmodelle mit beweglicher Sohle*. Mitteilungsblatt BAW Nr. 90, Bundesanstalt für Wasserbau Karlsruhe.
- Holst, H. -J. (2001). *Praxiserfahrung mit Geruchsbelästigung in Kanälen, in: Geruchsemissionen*. Schriftenreihe des Institut für Siedlungswasserwirtschaft, Technische Universität Karlsruhe.
- Lorenzen, A. (2001). *Die Göttinger Kugel - Ein Erfahrungsbericht über Präventivreinigung von Abwasserkanälen*. KA - Korrespondenz Abwasser.
- Macke, E. (1983). *Bemessung abgelagerungsfreier Strömungszustände in Kanalisationsleitungen*. KA - Korrespondenz Abwasser.
- Ristenpart, E. (1998). *Solids transport by flushing of combined sewers*. Zitiert in Kirchheim, N. 2005. Water Science & Technology.
- Ritter, A. (1892). *Die Fortpflanzung der Wasserwellen*. Zeitschrift des Vereins Deutscher Ingenieure.
- Sander, T. (1994). *Zur Dimensionierung von abgelagerungsfreien Abwasserkanälen unter Berücksichtigung von neuen Erkenntnissen zum Sedimentationsverhalten*. Zitiert in Kirchheim, N. 2005. KA - Korrespondenz Abwasser.
- Schütz, M. (1983). *Vermeidung von Ablagerungen in Kanalisationsleitungen*. Zitiert in Kirchheim, N. 2005. GWF - Wasser/Abwasser.
- (1985). *Zur Bemessung weitgehend abgelagerungsfreier Strömungszustände in Kanalisationsleitungen nach Macke*. Zitiert in Kirchheim, N. 2005. KA - Korrespondenz Abwasser.

- Schultz (1960). *Über die Berechnung der unteren Grenzgeschwindigkeiten in Kanalisationsnetzen*. Zitiert in Kirchheim, N. 2005. Wasserwirtschaft und Wassertechnik.
- Sprenger, E. (2000). *Kanalreinigung mit Hochdruckspülung*. ATV-Kanalnachbarschaftstag in Weingarten / Meckenbeuren.
- Steiner, H.-R. (1992). *Verhalten von Abwasserkanälen bei der Reinigung mit Hochdruckspülung*. KA - Korrespondenz Abwasser.
- Verbanck M. A. und Bachoc, A. (1991). *Origin, occurrence and behaviour of sediments in sewer systems: proceedings of the 1st Int. Workshop on Sewer Sediments, 4.-6. September 1991, Brussels*. Water Science & Technology.

## Normen und Regelwerke

- 2000/60/EG (2000). *Richtlinie 2000/60/EG des Rates vom 23.10.2000 zur Schaffung eines Ordnungsrahmens für Maßnahmen der Gemeinschaft im Bereich der Wasserpolitik (Europäische Wasserrahmenrichtlinie)*. Rat der Europäischen Gemeinschaften.
- 91/271/EWG (1991). *Richtlinie 91/271/EWG des Rates vom 21. Mai 1991 über die Behandlung von kommunalem Abwasser*. Rat der Europäischen Gemeinschaften.
- 98/15/EG (1998). *Richtlinie 98/15/EG des Rates vom 27.02.1998 zur Änderung der Richtlinie 91/15/EG*. Rat der Europäischen Gemeinschaften.
- AbwAG (2005). *Gesetz über Abgaben für das Einleiten von Abwasser in Gewässer (Abwasserabgabengesetz - AbwAG)*.
- ATV (1994). *Grundlagen für den Betrieb von Kanalisationen*. ATV, Abwassertechnische Vereinigung e. V. Landesgruppe Baden-Württemberg. Bleichert Verlag.
- ATV A 110 (1988). *ATV Arbeitsblatt 110 - Richtlinie für die hydraulische Dimensionierung und den Leistungsnachweis von Abwasserkanälen und -leitungen*. ATV, Abwassertechnische Vereinigung e. V., Gesellschaft zur Förderung der Abwassertechnik e. V. (GFA).
- ATV A 166 (1999). *ATV Arbeitsblatt 166 - Regenüberlaufbauwerke und Sedimentationsanlagen*. ATV, Abwassertechnische Vereinigung e. V., Gesellschaft zur Förderung der Abwassertechnik e. V. (GFA).
- ATV-DVWK (2002). *Fragen und Antworten für den Kanalinspekteur - Praxiswissen Kanalinspekteur*. ATV-DVWK, Abwassertechnische Vereinigung e. V., Deutsche Vereinigung für Wasserwirtschaft und Abfall e. V. DCM, Meckenheim.
- (2003a). *Entwässerungskonzepte; Wasserwirtschaftskurse*. ATV-DVWK, Abwassertechnische Vereinigung e. V., Deutsche Vereinigung für Wasserwirtschaft und Abfall e. V. DCM, Meckenheim.
- (2003b). *Grundlagen für den Betrieb von Kanalisationen*. ATV-DVWK, Abwassertechnische Vereinigung e. V., Deutsche Vereinigung für Wasserwirtschaft und Abfall e. V. DCM, Meckenheim.

- ATV-DVWK A 110 (2001). *ATV-DVWK Arbeitsblatt 110 - Richtlinie für die hydraulische Dimensionierung und den Leistungsnachweis von Abwasserkanälen und -leitungen*. DVWK, Deutscher Verband für Wasserwirtschaft und Kulturbau e. V.
- DIN 14654-1 (2005). *Management und Überwachung von Reinigungsmaßnahmen in Abwasserkanälen und -leitungen - Teil 1: Reinigung von Kanälen*. DIN, Deutsches Institut für Normung e. V., Berlin.
- DIN 4045a (2003). *Abwassertechnik - Grundbegriffe*. DIN, Deutsches Institut für Normung e. V., Berlin.
- DWA A110 (2006). *DWA Arbeitsblatt 110 - Hydraulische Dimensionierung und Leistungsnachweis von Abwasserleitungen und -kanälen*. DWA, Deutsche Vereinigung für Wasserwirtschaft, Abwasser und Abfall e. V.
- DWA A147 (2005). *DWA Arbeitsblatt 147 - Betriebsaufwand für Kanalisation- Betriebsaufgaben und Häufigkeit*. DWA, Deutsche Vereinigung für Wasserwirtschaft, Abwasser und Abfall e. V.
- WHG (2009). *Gesetz zur Ordnung des Wasserhaushalts (Wasserhaushaltsgesetz - WHG)*. Bundesministerium der Justiz.

## Internetseiten

- Abwassergeschichte* (2013). <http://www.institut-halbach.de/kat/geschichte-abwasser-trinkwasser/>. Letzter Zugriff: 26.06.2013.
- Abwassergeschiebe*. <http://www.wasser-wissen.de/uebersichten/abwassergeschiebe.htm>. Letzter Zugriff: 12.11.2012.
- Aqua Europe* (2012). <http://www.aqua-europe.com/>. web. Letzter Zugriff: 05.10.2012.
- Arbeitshilfen Abwasser* (2013). <http://www.arbeitshilfen-abwasser.de>. Letzter Zugriff: 26.06.2013.
- CHR KHR* (2012). <http://www.chr-khr.org/files/RapportII-19.pdf>. Letzter Zugriff: 04.11.2012.
- Cloaca Maxima* (2013). [fr.academic.ru/pictures/frwiki/67/Cloaca\\_Maxima\\_2.jpg](http://fr.academic.ru/pictures/frwiki/67/Cloaca_Maxima_2.jpg). Letzter Zugriff: 26.06.2013.
- Gerodur* (2013). <http://www.gerodur.de>. Letzter Zugriff: 26.06.2013.
- Handreinigung* (2013). <http://www.sciencephoto.com/media/362602/enlarge>. Letzter Zugriff: 26.06.2013.
- Hochdruckspülfestigkeit* (2013). [http://www.fbsrohre.de/rohrwerkstoffauswahl/expertisen\\_pdf/Hochdruckspuelfestigkeit.pdf](http://www.fbsrohre.de/rohrwerkstoffauswahl/expertisen_pdf/Hochdruckspuelfestigkeit.pdf). Letzter Zugriff: 26.06.2013.
- Instandhaltung von Kanalisationen* (2013). <http://www.unitracc.de/know-how/fachinformationssysteme/instandhaltung-von-kanalisationen>. Letzter Zugriff: 26.06.2013.
- Jacob Rohre* (2011). <http://www.jacob-rohre.de/berechnu/abwei10/abweich1.htm>. Letzter Zugriff: 10.12.2011.

- Kanalreinigung* (2013). <http://www.de.wikipedia.org/wiki/kanalreinigung>. Letzter Zugriff: 26.06.2013.
- Power Jet Düsen* (2012). [http://www.usbduesen.de/downloads/Katalog\\_2012.pdf](http://www.usbduesen.de/downloads/Katalog_2012.pdf). Letzter Zugriff: 29.04.2014.
- Progetto Tetti Verdi* (2013). [http://www.blueap.eu/site/wp-content/uploads/2014/04/TettiVerdi\\_090514.pdf](http://www.blueap.eu/site/wp-content/uploads/2014/04/TettiVerdi_090514.pdf). Letzter Zugriff: 02.04.2014.
- PSW Knauf* (2013). <http://www.psw-knauf.de/download/Gewaesser-Rauheiten.pdf>. Letzter Zugriff: 26.06.2013.
- Regenabfluss Rückhaltestation* (2013). <http://www.vsb-gruppe.de/produkte/geschieberueckhaltestation/rueckhaltestation.htm>. Letzter Zugriff: 26.06.2013.
- Sewer Ball Paris* (2013). <http://www.flickr.com/photos/kamppix/174612689/sizes/z/in/photostream/>. Letzter Zugriff: 26.06.2013; Foto: D. Kamp.
- Sewerhistory* (2013). [http://www.sewerhistory.org/chronos/swr\\_maint.htm](http://www.sewerhistory.org/chronos/swr_maint.htm). Letzter Zugriff: 26.06.2013.
- Shieldsdiagram* (2013). [http://www4.uwsp.edu/geo/faculty/lemke/geomorphology/images/03\\_shields\\_diagram.gif](http://www4.uwsp.edu/geo/faculty/lemke/geomorphology/images/03_shields_diagram.gif). Letzter Zugriff: 26.06.2013.
- Shieldsdiagramm* (2013). <http://serc.carleton.edu/images/NAGTWorkshops/sedimentary/activities/shields.gif>. Letzter Zugriff: 26.06.2013.
- Spühlkanu Paris* (2013). <http://commons.wikimedia.org/wiki/File:Paris-Egouts-p1010743.jpg>. Letzter Zugriff: 26.06.2013.
- Stadtentwässerung Dresden* (2013). [http://www.stadtentwaesserung-dresden.de/templates/content\\_db\\_infomaterial.php?topic=Infomaterial](http://www.stadtentwaesserung-dresden.de/templates/content_db_infomaterial.php?topic=Infomaterial). Letzter Zugriff: 26.06.2013.
- TU Berlin* (2013). <http://www.geo.fu-berlin.de/fb/e-learning/pg-net/themenbereiche/geomorphologie/fluvialmorphologie/index.html>. Letzter Zugriff: 26.06.2013.
- TU Graz* (2013). <http://portal.tugraz.at/portal/page/portal/Files/i2150/download/Lehre/Siedlungswasserbau/aw01.pdf>. Letzter Zugriff: 26.06.2013.
- UNI Kiel* (2012). [http://www.hydrology.uni-kiel.de/lehre/seminar/ws04-05/glose\\_schwebstofftransport.pdf](http://www.hydrology.uni-kiel.de/lehre/seminar/ws04-05/glose_schwebstofftransport.pdf). Letzter Zugriff: 13.11.2012.
- Wasser im Unterricht* (2013). <http://www.wasserimunterricht.de/wyrwa/schrift/html/schrift.html>. Letzter Zugriff: 26.06.2013.
- Wienkanal* (2013). <http://www.wien.gv.at/umwelt/kanal/lexikon/>. Stadt Wien (WKN), Modecenterstraße 14, Block C, 1030 Wien; Letzter Zugriff: 28.06.2013.

# **Anhang A**

## **Kostenanalyse der Kanalreinigungsmethoden**

Um die finanziellen Vorteile der Kanalreinigung durch Stauwagen deutlicher zu machen, werden hier die spezifischen Reinigungskosten pro Jahr für die Hauptreinigungsmethoden berechnet und dargestellt. Als Vorlage für die Berechnung wird der Kostenansatz von Barenthien, L. 2005 gewählt. Die Kosten der drei Spülklappenarten wurden aus Dettmar, J. 2006 übernommen.

## A.1 Containerfahrzeug mit Ladekran

Die Berechnung wird hier direkt aus Barenthien, L. 2005 übernommen:

### Grunddaten

Fahrgestell		77.000,00 €
Aufbau		35.000,00 €
Ladekran		49.000,00 €
	<b>Gesamt:</b>	<u>161.000,00 €</u>

### Einsatzzeit pro Jahr

Gesamtstunden	250 Tage · 7,7 Stunden	=	1.925 h/Jahr
Ausfallzeiten		=	105 h/Jahr
<b>Einsatzzeit pro Jahr</b>	1.925 – 105 h	=	<u>1.820 h/Jahr</u>

### Abschreibung und Verzinsung

Basisfahrzeug + Aufbau	=	10 Jahre
Verzinsung	=	8 %
161.000,00 € · 0,5 · 8 %	=	6.440,00 €/Jahr
161.000,00 € · 10 %	=	16.100,00 €/Jahr
<b>Kalkulatorische Kosten</b>		<u>22.540,00 €/Jahr</u>

### Betriebskosten pro Jahr

Treibstoff <sup>a</sup>	=	7.000,00 €/Jahr
Steuer <sup>b</sup> + Arbeitsmaschine	=	1.900,00 €/Jahr
Reparaturen, Reifen	=	12.500,00 €/Jahr
<b>Betriebskosten</b>		<u>21.400,00 €/Jahr</u>

### Fahrzeugkosten gesamt

(ohne Umlagen aus Verwaltung, Garagenmiete etc.)		<u>43.940,00 €/Jahr</u>
--	--	-------------------------

### Personalkosten

1 Mitarbeiter á 50.000,00 €/Jahr		50.000,00 €/Jahr
----------------------------------	--	------------------

### Gesamtkosten

**93.940,00 €/Jahr**

### Stundensatz bei 1.820 Einsatzstunden/Jahr

**51,62 €/h**

(ohne Umlagen aus Verwaltung, Garagenmiete etc.)

<sup>a</sup>Die Berechnung wurde mit Treibstoffkosten von 2004 durchgeführt (ca. 0,93€/l).

<sup>b</sup>Bei Anerkennung als Arbeitsmaschine ist eine Steuerminderung oder eine Befreiung möglich.

## A.2 Saugwagen

Die Berechnung wird hier direkt aus Barenthien, L. 2005 übernommen:

### Grunddaten

Fahrgestell		85.000,00 €
Aufbau		111.000,00 €
	<b>Gesamt:</b>	<u>196.000,00 €</u>

### Einsatzzeit pro Jahr

Gesamtstunden	220 Tage · 7,7 Stunden	=	1.694 h/Jahr
Ausfallzeiten		=	150 h/Jahr
<b>Einsatzzeit pro Jahr</b>	1.694 – 150 h	=	<u>1.544 h/Jahr</u>

### Abschreibung und Verzinsung

Basisfahrzeug + Aufbau	=	10 Jahre
Verzinsung	=	8 %
196.000,00 € · 0,5 · 8 %	=	7.840,00 €/Jahr
196.000,00 € · 10 %	=	19.600,00 €/Jahr

### Kalkulatorische Kosten

27.440,00 €/Jahr

### Betriebskosten pro Jahr

Treibstoff <sup>a</sup>	=	5.500,00 €/Jahr
Steuer <sup>b</sup> + Arbeitsmaschine.	=	1.430,00 €/Jahr
Reparaturen, Schläuche	=	5.000,00 €/Jahr

### Betriebskosten

11.930,00 €/Jahr

### Fahrzeugkosten gesamt

(ohne Umlagen aus Verwaltung, Garagenmiete etc.)

39.370,00 €/Jahr

### Personalkosten

2 Mitarbeiter á 50.000,00 €/Jahr

100.000,00 €/Jahr

### Gesamtkosten

**139.370,00 €/Jahr**

### Stundensatz bei 1.544 Einsatzstunden/Jahr

(ohne Umlagen aus Verwaltung, Garagenmiete etc.)

**90,27 €/h**

<sup>a</sup>Die Berechnung wurde mit Treibstoffkosten von 2004 durchgeführt (ca. 0,93€/l).

<sup>b</sup>Bei Anerkennung als Arbeitsmaschine ist eine Steuerminderung oder eine Befreiung möglich

## A.3 Hochdruckspül- und Saugwagen ohne Wasserrückgewinnung

Die Berechnung wird hier direkt aus Barenthien, L. 2005 übernommen:

### Grunddaten

Fahrgestell		89.000,00 €
Aufbau		150.000,00 €
<b>Gesamt:</b>		<u>239.000,00 €</u>

### Einsatzzeit pro Jahr

Gesamtstunden	220 Tage · 7,7 Stunden	=	1.694 h/Jahr
Ausfallzeiten		=	145 h/Jahr
<b>Einsatzzeit pro Jahr</b>	1.694 – 145 h	=	<u>1.549 h/Jahr</u>

### Abschreibung und Verzinsung

Basisfahrzeug + Aufbau	=	10 Jahre
Verzinsung	=	8 %
239.000,00 € · 0,5 · 8 %	=	9.560,00 €/Jahr
239.000,00 € · 10 %	=	<u>23.900,00 €/Jahr</u>
<b>Kalkulatorische Kosten</b>		33.460,00 €/Jahr

### Betriebskosten pro Jahr

Treibstoff <sup>a</sup>	=	7.200,00 €/Jahr
Steuer <sup>b</sup> + Arbeitsmaschine	=	1.800,00 €/Jahr
Reparaturen, Schläuche	=	<u>11.000,00 €/Jahr</u>
<b>Betriebskosten</b>		20.000,00 €/Jahr

### Fahrzeugkosten gesamt

(ohne Umlagen aus Verwaltung, Garagenmiete, Wasserverbrauch etc.)		<u>53.460,00 €/Jahr</u>
---	--	-------------------------

### Personalkosten

2 Mitarbeiter á 50.000,00 €/Jahr		100.000,00 €/Jahr
----------------------------------	--	-------------------

### Gesamtkosten

**153.460,00 €/Jahr**

### Stundensatz bei 1.549 Einsatzstunden/Jahr

**99,07 €/h**

(ohne Umlagen aus Verwaltung, Garagenmiete, Wasserverbrauch etc.)

<sup>a</sup>Die Berechnung wurde mit Treibstoffkosten von 2004 durchgeführt (ca. 0,93€/l).

<sup>b</sup>Bei Anerkennung als Arbeitsmaschine ist eine Steuerminderung oder eine Befreiung möglich.

## A.4 Hochdruckspül- und Saugwagen mit Wasserrückgewinnung

Die Berechnung wird hier direkt aus Barenthien, L. 2005 übernommen:

### Grunddaten

Fahrgestell	110.000,00 €
Aufbau	215.000,00 €
<b>Gesamt:</b>	<u>325.000,00 €</u>

### Einsatzzeit pro Jahr

Gesamtstunden	220 Tage · 7,7 Stunden	=	1.694 h/Jahr
Ausfallzeiten		=	245 h/Jahr
<b>Einsatzzeit pro Jahr</b>	1.694 – 245 h	=	<u>1.449 h/Jahr</u>

### Abschreibung und Verzinsung

Basisfahrzeug + Aufbau	=	10 Jahre
Verzinsung	=	8 %
325.000,00 € · 0,5 · 8 %	=	13.000,00 €/Jahr
325.000,00 € · 10 %	=	32.500,00 €/Jahr

### Kalkulatorische Kosten

45.500,00 €/Jahr

### Betriebskosten pro Jahr

Treibstoff <sup>a</sup>	=	8.500,00 €/Jahr
Steuer <sup>b</sup> + Arbeitsmaschine	=	—
Reparaturen, Schläuche	=	30.000,00 €/Jahr

### Betriebskosten

38.500,00 €/Jahr

### Fahrzeugkosten gesamt

(ohne Umlagen aus Verwaltung, Garagenmiete, Wasserverbrauch etc.)

84.000,00 €/Jahr

### Personalkosten

2 Mitarbeiter á 50.000,00 €/Jahr

100.000,00 €/Jahr

### Gesamtkosten

**184.000,00 €/Jahr**

### Stundensatz bei 1.449 Einsatzstunden/Jahr

**126,98 €/h**

(ohne Umlagen aus Verwaltung, Garagenmiete, Wasserverbrauch etc.)

<sup>a</sup>Die Berechnung wurde mit Treibstoffkosten von 2004 durchgeführt (ca. 0,93€/l).

<sup>b</sup>Bei Anerkennung als Arbeitsmaschine ist eine Steuerminderung oder eine Befreiung möglich.

Die Berechnung von Barenthien, L. 2005 endet hier. Durch die folgenden Betrachtungen werden die einheitlichen Kosten der Reinigungsmethode berechnet:

**Die Tagesleistung ist stark abhängig vom Verschmutzungsgrad**

Die HD-Reinigung wird ab Profilgröße  $DN > 1200$ , wegen der niedrigen Wirtschaftlichkeit und wegen des schlechten Reinigungserfolges kaum durchgeführt. Es können somit keine Literaturangaben über Tageslängen wiedergegeben werden. Nach Kirchheim, N. 2005 betragen die Tageslängen für nicht begehbbare Profile ( $DN 800$ ) bis zu  $600 \text{ m/Tag}$ . Zum Kostenvergleich zwischen den Methoden wird hier ein hypothetischer Wert von  $100 \text{ m/Tag}$  für einen begehbbaren Profil mit  $DN 1400$  angenommen

**Tageslängen:** 100 m/Tag

**Kanalreinigungskosten pro meter Kanal**

Stundensatz · Tagesstunden/Tageslängen 10,16 €/m<sup>a</sup>

<sup>a</sup>Als Vergleich können die Reinigungskosten nach Winkler, U. 2010 aus Abbildung A.1 entnommen werden.

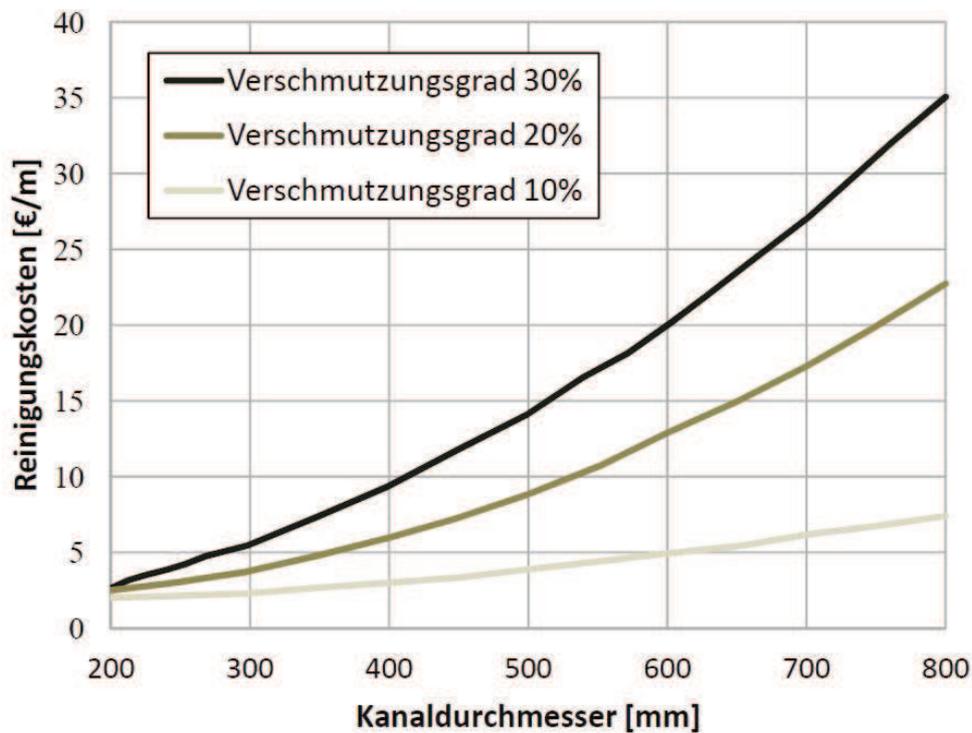


Abbildung A.1: Kanalreinigungskosten nach Winkler, U. 2010.

## A.5 Manuelle Beräumung von begehbaren Kanäle

Ausgehend von der Berechnung von Barenthien, L. 2005 wird hier eine ähnliche Analyse durchgeführt:

### Einsatzzeit pro Jahr

Gesamtstunden	220 Tage · 5 Stunden	=	1.100 h/Jahr
Ausfallzeiten	Regenwetter 25 Tage	=	125 h/Jahr
<b>Einsatzzeit pro Jahr</b>		=	<u>975 h/Jahr</u>

### Maschineneinsatz

	Einsatzzeit [h]	Einsatzkosten <sup>a</sup>	
Containerfahrzeug mit Ladekran	2h/Arbeitstag=390h/Jahr	51,62 €/h →	20.132,80 €/Jahr
oder Saugfahrzeug	1h/Arbeitstag=195h/Jahr	90,27 €/h →	17.602,65 €/Jahr

### Personalkosten

4 Kanalarbeiter á 36.000,00 €/Jahr			144.000,00 €/Jahr
------------------------------------	--	--	-------------------

### Gesamtkosten

mit Containerfahrzeug	164.131,80 €/Jahr
mit Saugfahrzeug	161.602,65 €/Jahr

### Stundensatz bei 940 Einsatzstunden/Jahr

(ohne Umlagen aus Verwaltung, Garagenmiete, etc.)

**168,34 €/h**  
**165,75 €/h**

### Die Tagesleistung ist stark abhängig vom Verschmutzungsgrad

Als Tagesleistung wird eine Kanalhalterung pro Tag angenommen (DN1400)

<b>Kanalreinigungskosten pro Meter Kanal</b>	<b>Tageslängen</b>	50 m
Stundensatz·Tagesstunden/Tageslängen	<b>Einheitskosten</b>	16,83€/m 16,57€/m

<sup>a</sup>Es wurden die Einsatzkosten aus Anlage A.1 und A.2 verwendet.

## A.6 Reinigung durch traditionellen Spülwagen unterständiger Begleitung

Ausgehend von der Berechnung von Barenthien, L. 2005 wird hier eine ähnliche Analyse durchgeführt:

### Grunddaten

Fahrgestell		1.500,00 €
Aufbau		600,00 €
	<b>Gesamt:</b>	<u>2.100,00 €</u>

### Einsatzzeit pro Jahr

Gesamtstunden	220 Tage · 7,7 Stunden	=	1.694 h/Jahr
Ausfallzeiten (25 Tage)	Regenwetter, Reparatur	=	193 h/Jahr
	1.694 – 193 h	=	<u>1.502 h/Jahr</u>

### Abschreibung und Verzinsung

Basisfahrzeug + Aufbau	=	10 Jahre
Verzinsung	=	8 %
2.100,00 € · 0,5 · 8 %	=	84,00 €/Jahr
2.100,00 € · 10 %	=	210,00 €/Jahr
<b>Kalkulatorische Kosten:</b>		<u>294,00 €/Jahr</u>

### Betriebskosten pro Jahr

Reparatur	=	300,00 €/Jahr
<b>Gesamt:</b>		<u>300,00 €/Jahr</u>

Maschineneinsatz	Einsatzzeit [h]	Einsatzkosten <sup>a</sup>
Containerfahrzeug für Einhub und Aushub	20h/Jahr	51,62 €/h → 1.032,31 €/Jahr
Saugfahrzeug	40h/Jahr	90,27 €/h → 3.610,62 €/Jahr
<b>Fahrzeugkosten gesamt:</b>		<u>5.236,93 €/Jahr</u>

### Personalkosten

4 Kanalarbeiter á 36.000,00 €/Jahr	144.000,00 €/Jahr
------------------------------------	-------------------

---

**Gesamtkosten** **149.236,93 €/Jahr**

**Stundensatz bei 1.534 Einsatzstunden/Jahr** **99,36 €/h**

Die Berechnung von Barenthien, L. 2005 endet hier. Durch die folgenden Betrachtungen werden die einheitlichen Kosten der Reinigungsmethode berechnet:

### Die Tagesleistung ist stark abhängig vom Verschmutzungsgrad und von der Profilgröße

Nach Angaben der Kanalarbeiter beträgt die Tageslänge für mittlere Profile (*DN 1400*) bis zu 100 m

<b>Tageslängen:</b>	100 m/Tag
<b>Kanalreinigungskosten pro meter Kanal</b>	7,95 €/m
(Stundensatz · Tagesstunden / Tageslängen)	

<sup>a</sup>Es wurden die Einsatzkosten aus Anlage A.1 und A.2 verwendet.

## A.7 Reinigung durch den neu entwickelten Spülwagen unter ständiger Begleitung

Ausgehend von der Berechnung von Barenthien, L. 2005 wird hier eine ähnliche Analyse durchgeführt:

### Grunddaten

Fahrgestell		8.000,00 €
Aufbau		2.000,00 €
	<b>Gesamt:</b>	<u>10.000,00 €</u>

### Einsatzzeit pro Jahr

Gesamtstunden	220 Tage · 7,7 Stunden	=	1.694 h/Jahr
Ausfallzeiten (25 Tage)	Regenwetter, Reparatur	=	193 h/Jahr
	1.694 – 193 h	=	<u>1.502 h/Jahr</u>

### Abschreibung und Verzinsung

Basisfahrzeug + Aufbau		=	10 Jahre
Verzinsung		=	8 %
10.000,00 € · 0,5 · 8 %		=	400,00 €/Jahr
10.000,00 € · 10 %		=	1000,00 €/Jahr
<b>Kalkulatorische Kosten:</b>			<u>1400,00 €/Jahr</u>

### Betriebskosten pro Jahr

Reparatur		=	500,00 €/Jahr
<b>Gesamt:</b>			<u>500,00 €/Jahr</u>

Maschineneinsatz	Einsatzzeit [h]	Einsatzkosten <sup>a</sup>	
Containerfahrzeug für Einhub und Aushub	20h/Jahr	51,62 €/h →	1.032,31 €/Jahr
Saugfahrzeug	20h/Jahr	90,27 €/h →	1.805,31 €/Jahr
<b>Fahrzeugkosten gesamt:</b>			<u>4.737,62 €/Jahr</u>

### Personalkosten

4 Kanalarbeiter á 36.000,00 €/Jahr		144.000,00 €/Jahr
------------------------------------	--	-------------------

---

**Gesamtkosten** **148.737,62 €/Jahr**

**Stundensatz bei 1.534 Einsatzstunden/Jahr** **99,06 €/h**

Die Berechnung von Barenthien, L. 2005 endet hier. Durch die folgenden Betrachtungen werden die einheitlichen Kosten der Reinigungsmethode berechnet:

### Die Tagesleistung ist stark abhängig vom Verschmutzungsgrad und von der Profilgröße

Die Tagesleistung für mittlere Profile (*DN* 1400) wird konservativ auf 150 *m* angenommen

<b>Tageslängen:</b>	150 m/Tag
<b>Kanalreinigungskosten pro meter Kanal</b> (Stundensatz · Tagesstunden / Tageslängen)	5,28 €/m

<sup>a</sup>Es wurden die Einsatzkosten aus Anlage A.1 und A.2 verwendet.

## A.8 Reinigung durch neu entwickelten Spülwagen ohne Begleitung

Ausgehend von der Berechnung von Barenthien, L. 2005 wird hier eine ähnliche Analyse durchgeführt:

### Grunddaten

Fahrgestell	10.000,00 €
Aufbau	9.000,00 €
<b>Gesamt:</b>	<u>19.000,00 €</u>

### Einsatzzeit pro Jahr<sup>a</sup>

Gesamtstunden	365 Tage · 24 Stunden	=	8.760 h/Jahr
Ausfallzeiten wegen Regenwetter, keine Nutzung, Havarie, Reparatur (100 Tage)		=	<u>2400 h/Jahr</u>
<b>Einsatzzeit pro Jahr</b>	8.760 – 2400 h	=	<u>6.360 h/Jahr</u>

### Abschreibung und Verzinsung

Basisfahrzeug + Aufbau	=	10 Jahre
Verzinsung	=	8 %
19.000,00 € · 0,5 · 8 %	=	760,00 €/Jahr
19.000,00 € · 10 %	=	<u>1900,00 €/Jahr</u>
<b>Kalkulatorische Kosten:</b>		<u>2660,00 €/Jahr</u>

### Betriebskosten pro Jahr

Reparatur	=	<u>1000,00 €/Jahr</u>
<b>Gesamt:</b>		<u>1000,00 €/Jahr</u>

Maschineneinsatz	Einsatzzeit [h]	Einsatzkosten <sup>b</sup>	
Containerfahrzeug für Einhub und Aushub	20h/Jahr	51,62 €/h →	1.032,31 €/Jahr
Saugfahrzeug	20h/Jahr	90,27 €/h →	<u>1.805,31 €/Jahr</u>
<b>Fahrzeugkosten gesamt:</b>			<u>6.497,80 €/Jahr</u>

### Personalkosten

4 Kanalarbeiter á 25 €/h (Einsetzen/Havarie) 4 · 500h/Jahr=2000h/Jahr	60.000,00 €/Jahr
1 Mitarbeiter á 40 €/h (Überwachung) 2h/Tag=440h/J	<u>17.600,00 €/Jahr</u>
<b>Personalkosten gesamt:</b>	<u>77.600,00 €/Jahr</u>

<b>Gesamtkosten</b>	<b><u>84.097,80 €/Jahr</u></b>
---------------------	--------------------------------

<b>Stundensatz bei 6.360 Einsatzstunden/Jahr</b>	<b>13,22 €/h</b>
--	------------------

<sup>a</sup>Diese Annahme setzt voraus, dass der Kanalnetzbetreiber genügend Kanal zur Reinigung mit dem Spülwagen zur Verfügung hat.

<sup>b</sup>Es wurden die Einsatzkosten aus Anlage A.1 und A.2 verwendet.

Die Berechnung von Barenthien, L. 2005 endet hier. Durch die folgenden Betrachtungen werden die einheitlichen Kosten der Reinigungsmethode berechnet:

### Die Tagesleistung ist stark abhängig vom Verschmutzungsgrad und von der Profilgröße

Durch einen 24h-Betrieb werden die Tageslängen mehr als verdoppelt. Um einer möglichen Überschätzung entgegenzuwirken wird hier der Wert einer Kanalreinigung unter ständiger Begleitung angenommen.

<b>Tageslängen:</b>	150 m/Tag
<b>Kanalreinigungskosten pro meter Kanal</b> (Stundensatz·Tagesstunden/Tageslängen)	2,12 €/m

## A.9 Jahreskosten für die Reinigung eines 500 m langen fiktiven Stauraumkanals mit einer ohne Fremdenergie betriebenen Schwallspülklappe

Die Berechnung wird hier direkt aus Dettmar, J. 2006 übernommen:

<b>Grunddaten</b>		<b>Investitionsk.</b>	<b>KFAKR<sup>a</sup></b>	<b>Jahreskosten</b>
<b>Spülvorrichtung</b>				
Schwallspülklappe ohne Fremdenergie		10.000,00 €	0,12329	1.233,00 €/Jahr
Ersteinbau		750,00 €	0,12329	93,00 €/Jahr
<b>Jährliche Investitionskosten</b>				<b>1.326,00 €/Jahr</b>
<b>Instandhaltung</b>	<b>Häufigkeit</b>	<b>Stunden</b>	<b>Spez. Kosten</b>	<b>Jahreskosten</b>
An- und Abfahrt (2 Mann)	12 x pro Jahr	0,5 h	85,00 €/h	510,00 €/Jahr
Inspektion	8 x pro Jahr	0,25 h	85,00 €/h	170,00 €/Jahr
Inspektion&Reinigung	4 x pro Jahr	0,5 h	85,00 €/h	170,00 €/Jahr
Austausch von Dichtungen	1 x pro Jahr	1,0 h	120,00 €/h	120,00 €/Jahr
Dichtungen	1 Stück		25,00 €/Stück	25,00 €/Jahr
<b>Jährliche Betriebskosten</b>				<b>995,00 €/Jahr</b>
<b>Jährliche Gesamtkosten</b>				<b>2.321,00 €/Jahr</b>

<sup>a</sup>KFAKR=Kapitalwiedergewinnungsfaktor nach Länderarbeitsgemeinschaft Wasser (LAWA) 2005, Nutzungsdauer: Anlagentechnik=10 Jahre; Zinssatz=4 %.

## A.10 Jahreskosten für die Reinigung eines 500 m langen fiktiven Stauraumkanales mit einer Fremdenergie betriebenen Schwallspülklappe

Die Berechnung wird hier direkt aus Dettmar, J. 2006 übernommen:

<b>Grunddaten</b>			
<b>Spülvorrichtung</b>	<b>Investitionsk.</b>	<b>KFAKR<sup>a</sup></b>	<b>Jahreskosten</b>
Spülklappe (inkl. MSR-Technik)	100.000,00 €	0,08994	8.994,00 €/Jahr
Betriebskammer	20.000,00 €	0,05783	1.157,00 €/Jahr
<b>Jährliche Investitionskosten</b>			<b>10.151,00 €/Jahr</b>
<b>Betrieb und Instandhaltung</b>			
			Jahreskosten
Betriebsstrom			100,00 €/Jahr
Inspektion, Wartung, Instandsetzung (inkl. Ersatzteile)			1.000,00 €/Jahr
<b>Jährliche Betriebskosten</b>			<b>1.100,00 €/Jahr</b>
<b>Jährliche Gesamtkosten</b>			<b>11.251,00 €/Jahr</b>

<sup>a</sup>KFAKR=Kapitalwiedergewinnungsfaktor nach Länderarbeitsgemeinschaft Wasser (LAWA) 2005, Nutzungsdauer: Anlagentechnik=15 Jahre; Betonkonstruktion=30 Jahre; Zinssatz=4 %.

## A.11 Jahreskosten für die Reinigung eines 500 m langen fiktiven Stauraumkanales mit Vakuum-Kammer-Anlagen

Die Berechnung wird hier direkt aus Dettmar, J. 2006 übernommen:

<b>Grunddaten</b>			
<b>Spülvorrichtung</b>	<b>Investitionsk.</b>	<b>KFAKR<sup>a</sup></b>	<b>Jahreskosten</b>
3 Vakuumsysteme (inkl. MSR-Technik)	600.000,00 €	0,08994	5.396,00 €/Jahr
3 Spülwasserkammer	15.000,00 €	0,05783	867,00 €/Jahr
<b>Jährliche Investitionskosten</b>			<b>6263,00 €/Jahr</b>
<b>Betrieb und Instandhaltung</b>			
			Jahreskosten
Betriebsstrom			100,00 €/Jahr
Inspektion, Wartung, Instandsetzung (inkl. Ersatzteile)			1.500,00 €/Jahr
<b>Jährliche Betriebskosten</b>			<b>1.600,00 €/Jahr</b>
<b>Jährliche Gesamtkosten</b>			<b>7.863,00 €/Jahr</b>

<sup>a</sup>KFAKR=Kapitalwiedergewinnungsfaktor nach Länderarbeitsgemeinschaft Wasser (LAWA) 2005, Nutzungsdauer: Anlagentechnik=15 Jahre; Betonkonstruktion=30 Jahre; Zinssatz=4 %.

# Anhang B

## Ergebnisse der 3D-HN-Untersuchung

In den folgenden Abbildungen werden die durch die numerische Untersuchung ermittelten Sohlschubspannungen in der Kanalmitte dargestellt.

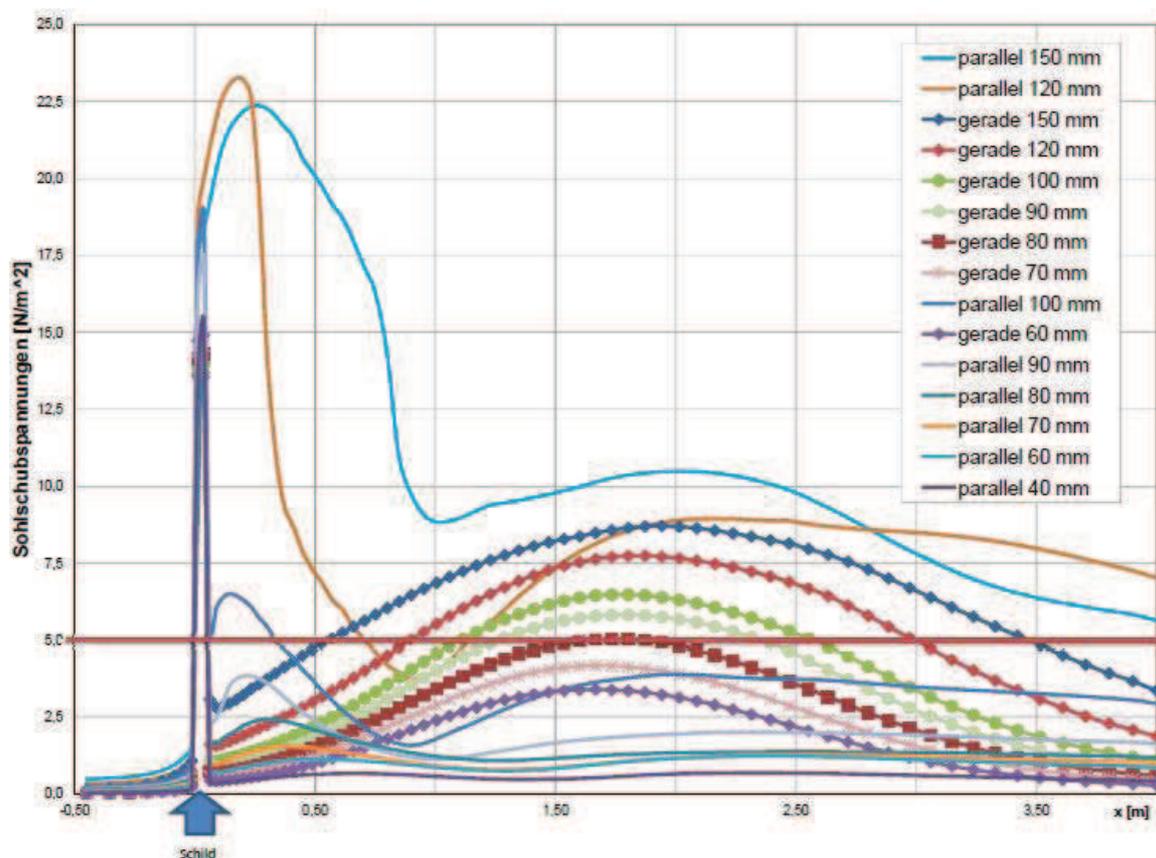


Abbildung B.1: Sohlschubspannungsverlauf in der Kanalmitte infolge unterschiedlichen Spaltformen.

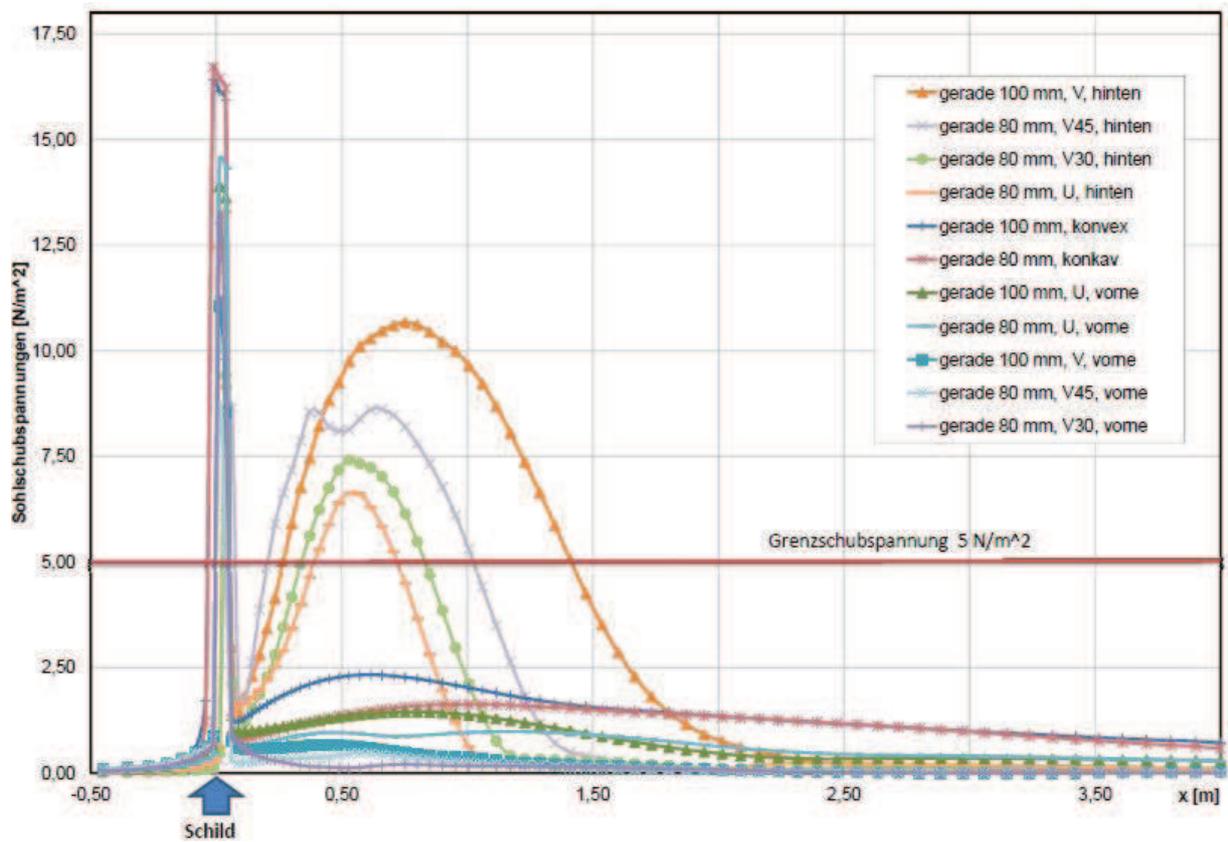


Abbildung B.2: Sohlschubspannungsverlauf in der Kanalmitte infolge unterschiedlichen Grundformen der Stauwand.

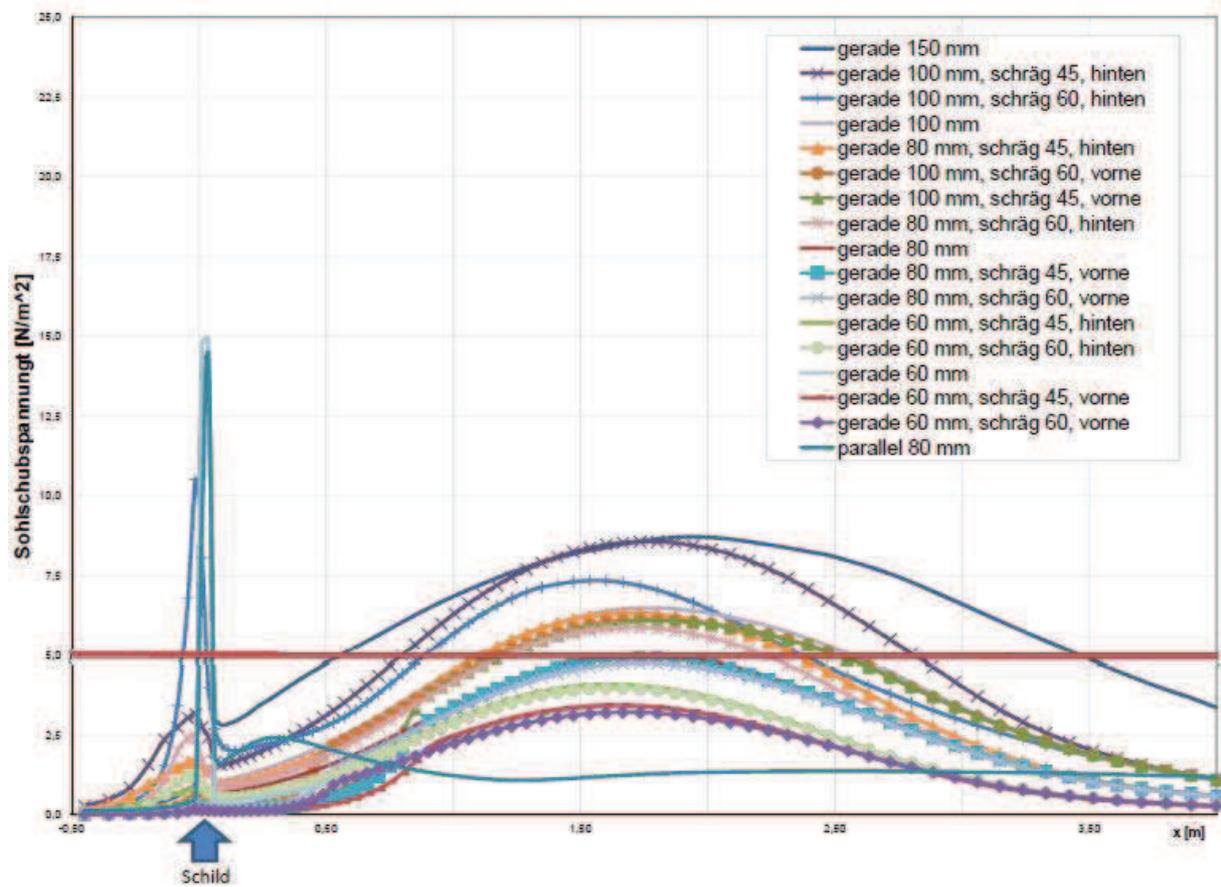


Abbildung B.3: Sohlschubspannungsverlauf in der Kanalmitte infolge unterschiedlichen Neigungen der Stauwand.

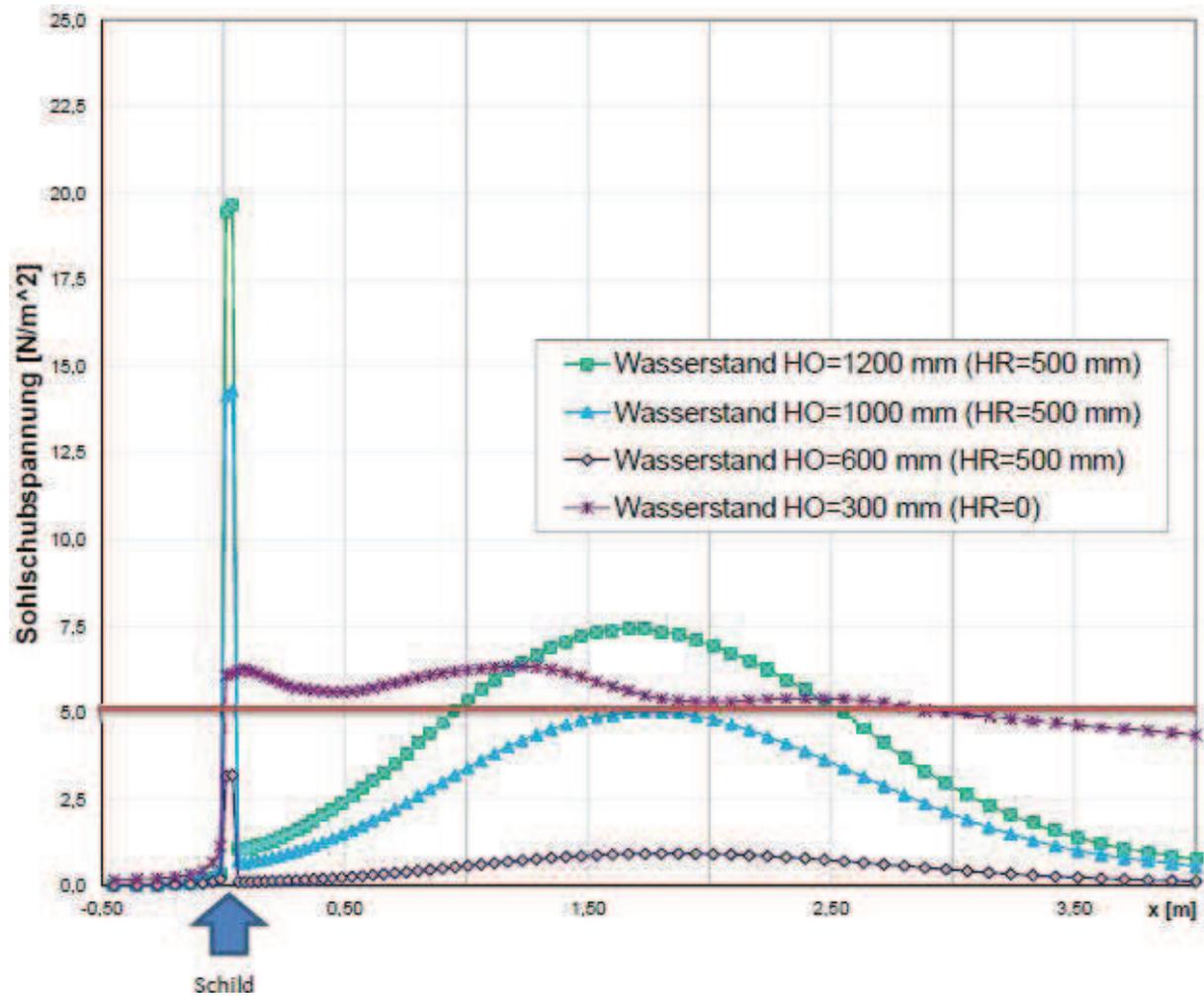


Abbildung B.4: Sohlschubspannungsverlauf in der Kanalmitte infolge unterschiedlichen Aufstauhöhen.

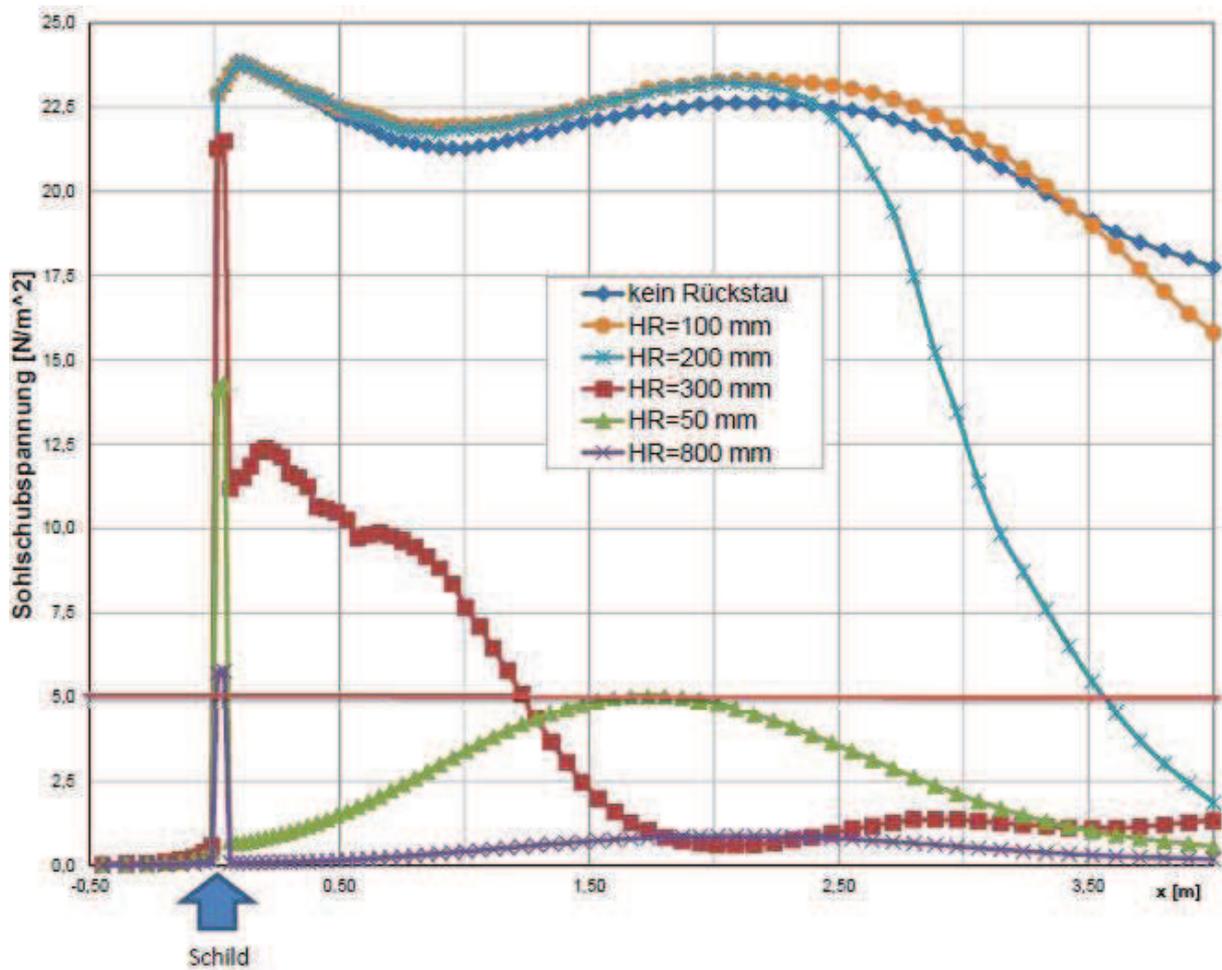


Abbildung B.5: Schubspannungsverlauf in der Kanalmitte infolge unterschiedlichen Rückstauhöhen.



# Anhang C

## Ergebnisse der Modelluntersuchung

In den folgenden Abbildungen werden die restlichen Vergleiche der Sedimentdünen, welche nach Durchführung der physikalischen Versuche aufgemessen worden sind, dargestellt.

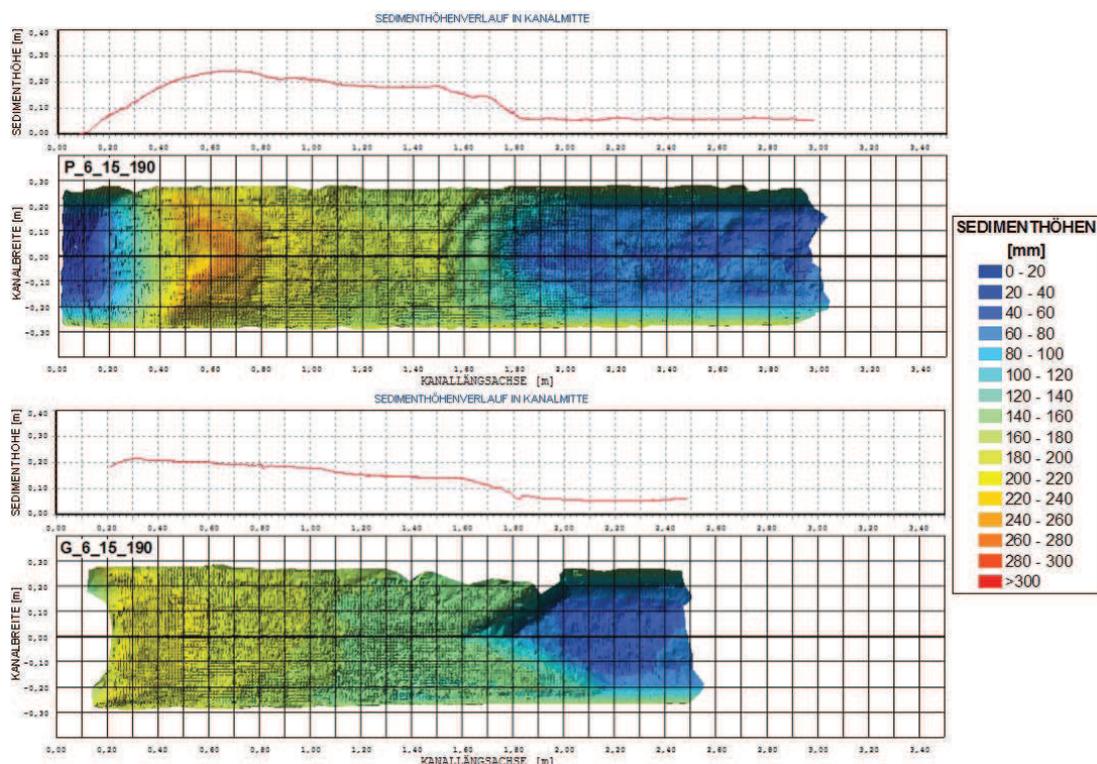


Abbildung C.1: Vergleich zwischen den Unterwasserdünen, welche infolge unterschiedlicher Spaltformen (oben = „paralleler Spalt“ 35 mm; unten = „gerader Spalt“ 35 mm) entstanden sind. Versuch Nr. 20 bzw. 40: 6 m Arbeitslänge, 15 mm/s Reinigungsgeschwindigkeit und 190 mm Rückstauhöhe.

## ANHANG C. ERGEBNISSE DER MODELLUNTERSUCHUNG

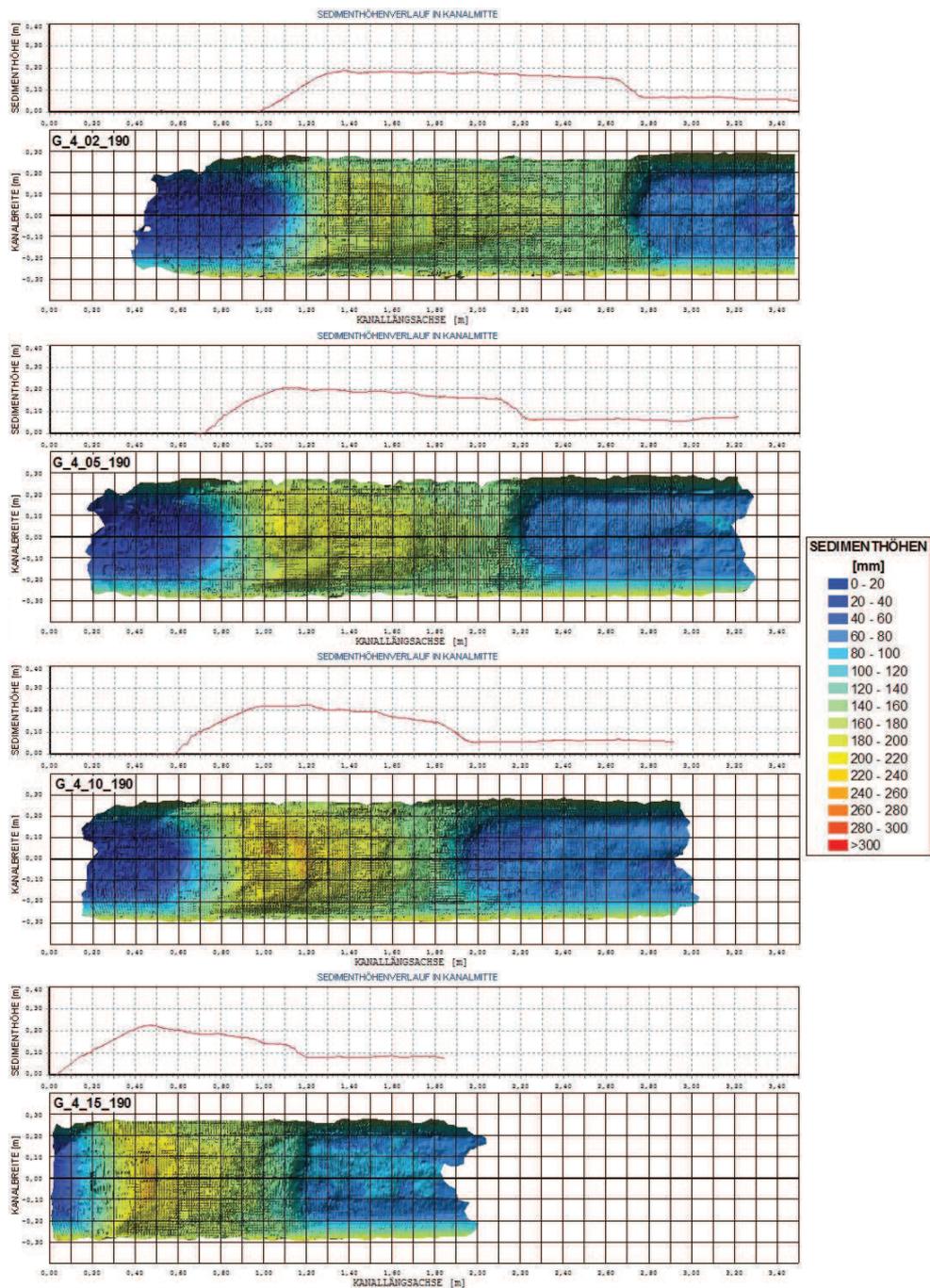


Abbildung C.2: Vergleich zwischen den Unterwasserdünen, welche infolge unterschiedlicher Reinigungsgeschwindigkeiten (2; 5; 10 und 15  $mm/s$ ) entstanden sind. Versuch Nr. 24, Nr. 25, Nr. 26 und Nr. 27: „geraden Spalt“ 35  $mm$ , 4  $m$  Reinigungslänge und 190  $mm$  Rückstauhöhe.

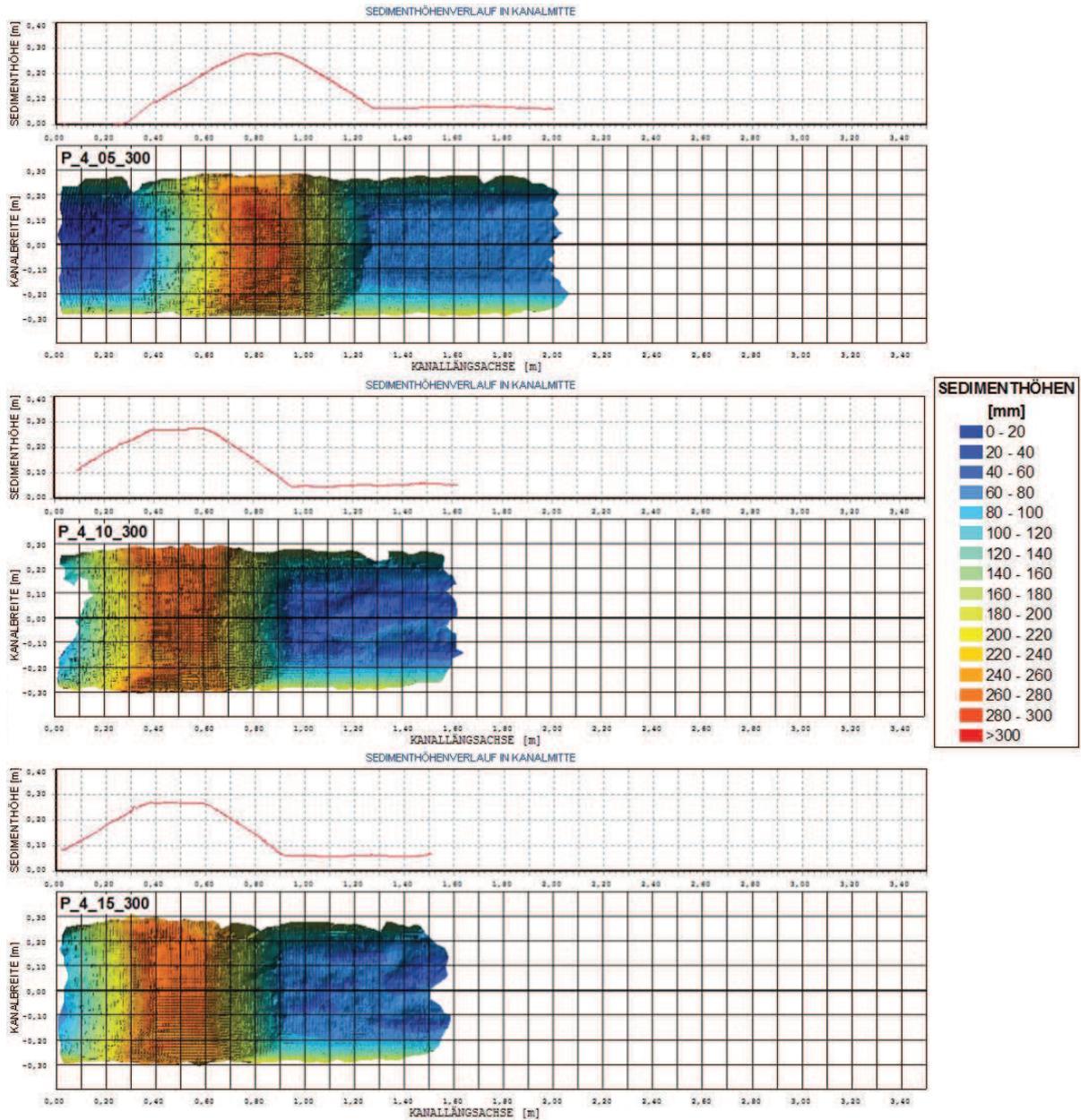


Abbildung C.3: Vergleich zwischen den Unterwasserdünen, welche infolge unterschiedlicher Reinigungsgeschwindigkeiten (5; 10 und 15 mm/s) entstanden sind. Versuch Nr. 11, Nr. 13 und Nr. 14: „paralleler Spalt“ 35 mm, 4 m Reinigungslänge und 300 mm Rückstauhöhe.

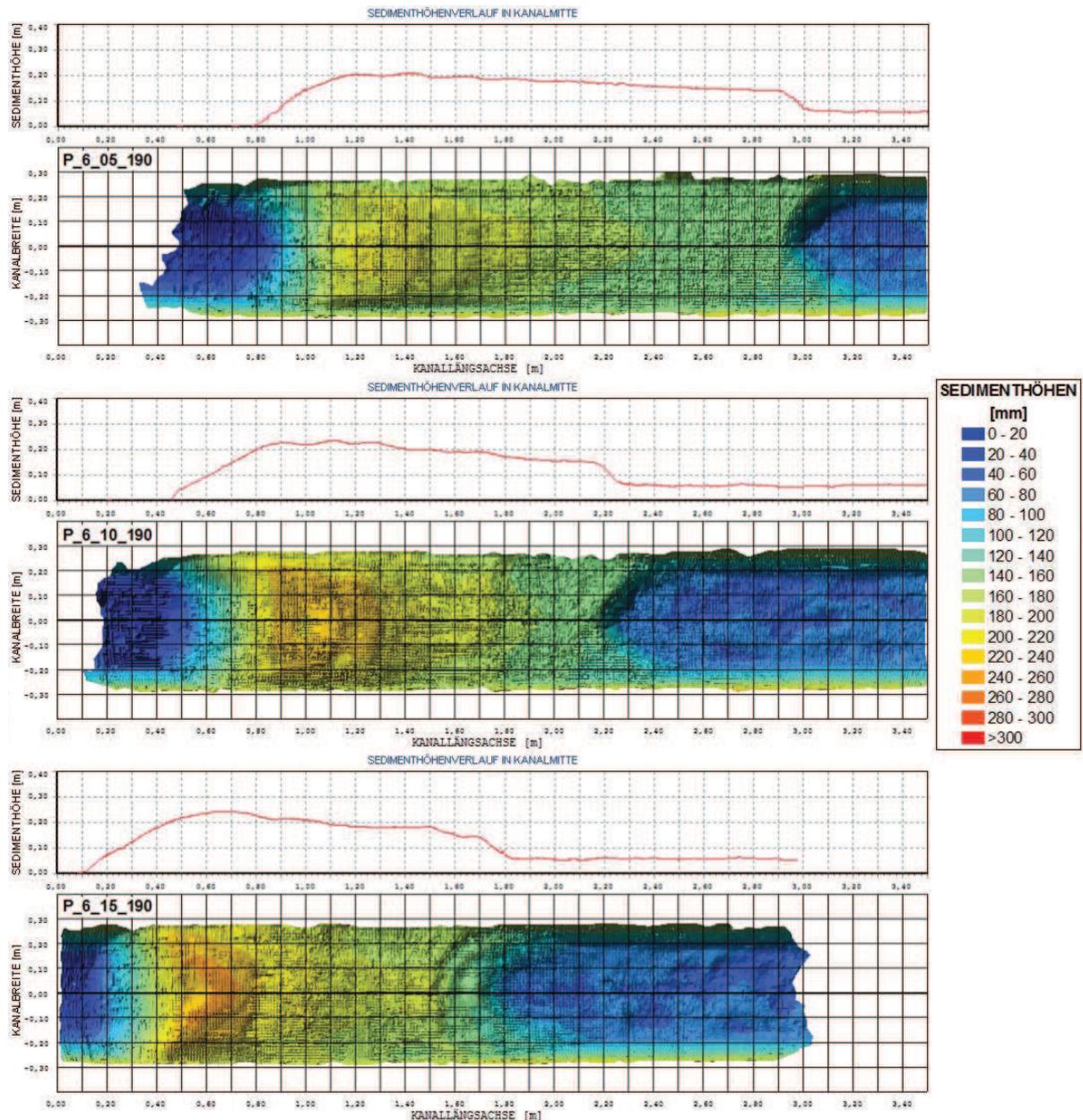


Abbildung C.4: Vergleich zwischen den Unterwasserdünen, welche infolge unterschiedlicher Reinigungsgeschwindigkeiten (5; 10 und 15 mm/s) entstanden sind. Versuch Nr. 18, Nr. 19 und Nr. 20: „paralleler Spalt“ 35 mm, 6 m Reinigungslänge und 190 mm Rückstauhöhe.

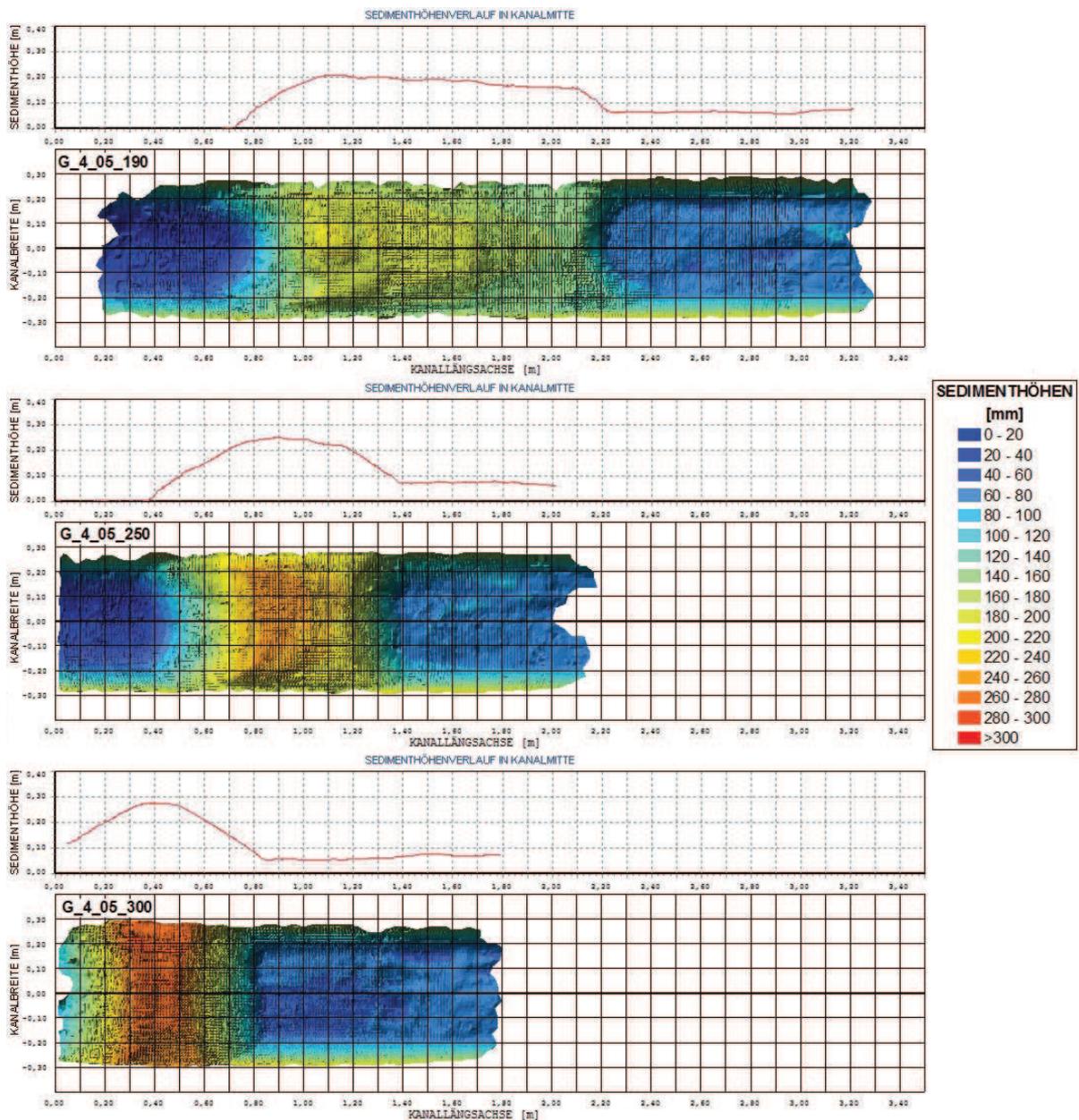


Abbildung C.5: Vergleich zwischen den Unterwasserdünen, welche infolge unterschiedlicher Rückstauhöhen (190; 250; 300 mm) entstanden sind. Versuch Nr. 25, Nr. 28 und Nr. 31: „gerader Spalt“ 35 mm, 4 m Reinigungslänge und 5 mm/s Reinigungsgeschwindigkeit.

## ANHANG C. ERGEBNISSE DER MODELLUNTERSUCHUNG

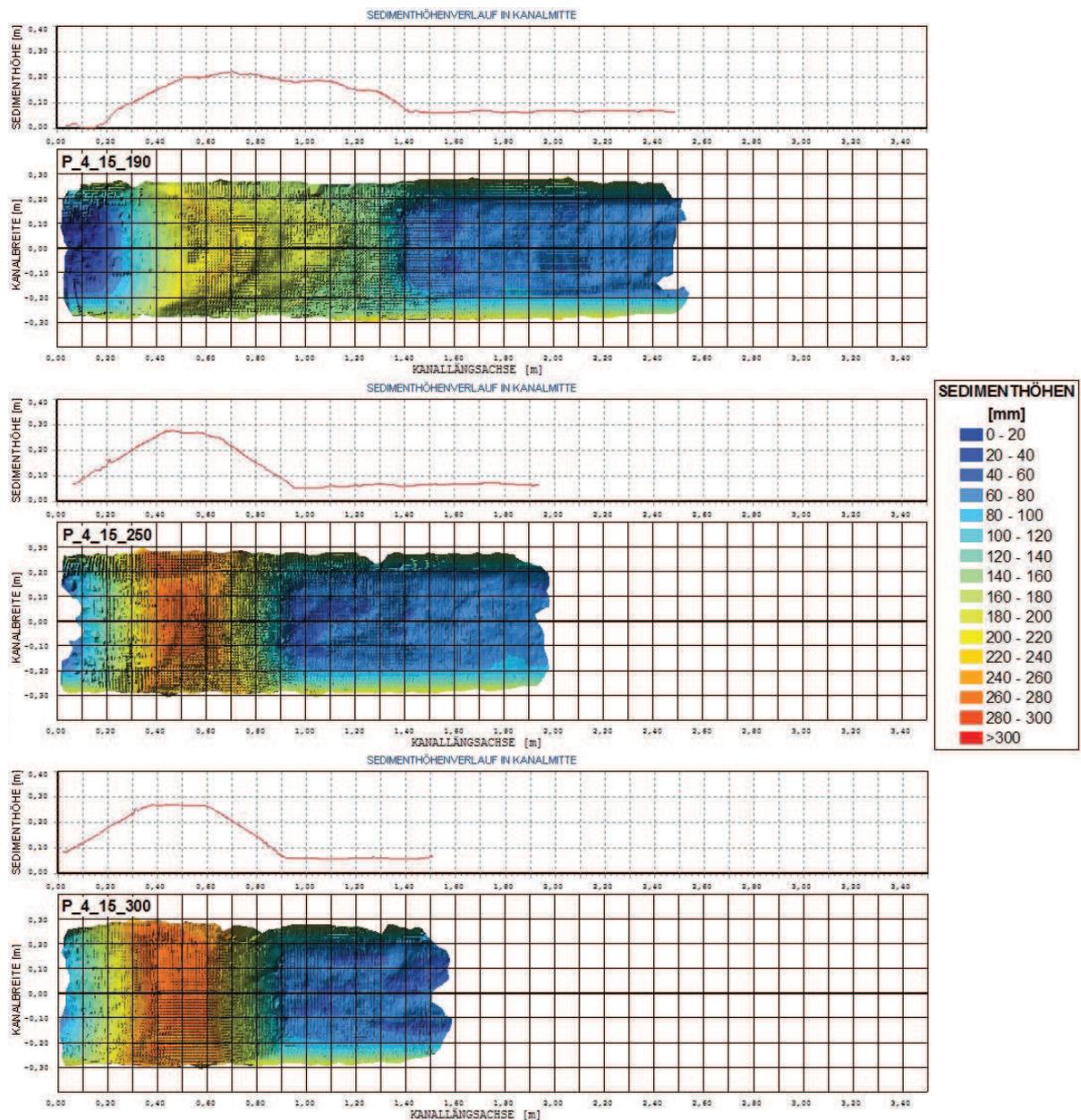


Abbildung C.6: Vergleich zwischen den Unterwasserdünen, welche infolge unterschiedlicher Rückstauhöhen (190; 250; 300 mm) entstanden sind. Versuch Nr. 7, Nr. 10 und Nr. 14: „paralleler Spalt“ 35 mm, 4 m Reinigungslänge und 15 mm/s Reinigungsgeschwindigkeit.

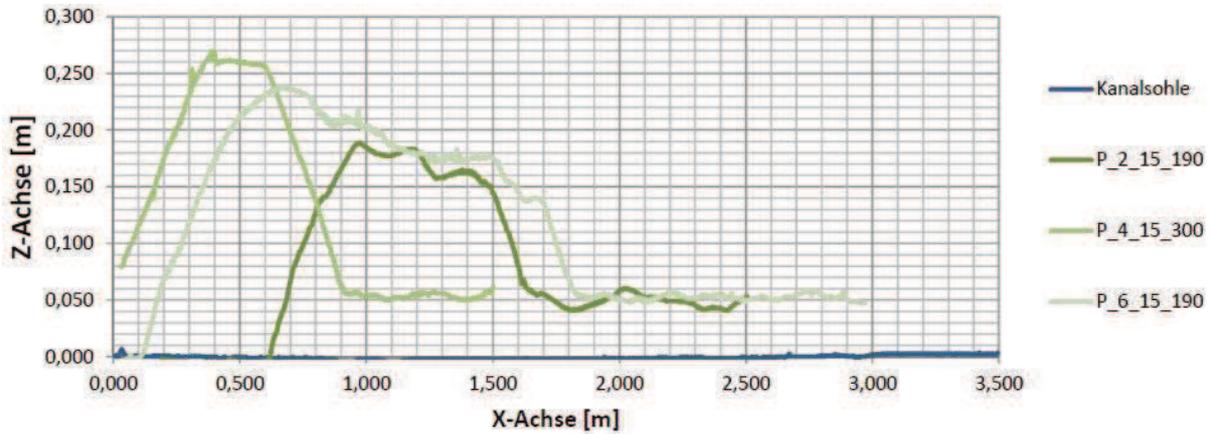


Abbildung C.7: Vergleich der Längsschnitte in der Kanalmitte von den Unterwasserdünen, welche infolge unterschiedlicher Reinigungslängen (2; 4; 6 m) entstanden sind. Versuch Nr. 3, Nr. 7 und Nr. 20: „paralleler Spalt“ 35 mm, 15 mm/s Reinigungsgeschwindigkeit und 190 mm Rückstauhöhe.

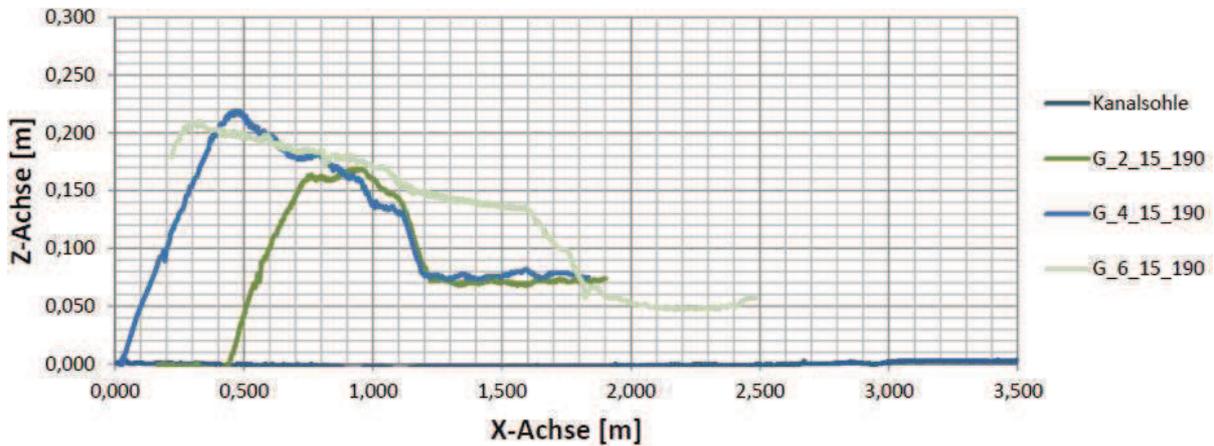


Abbildung C.8: Vergleich der Längsschnitte in der Kanalmitte von den Unterwasserdünen, welche infolge unterschiedlicher Reinigungslängen (23; 27; 40 m) entstanden sind. Versuch Nr. 3, Nr. 7 und Nr. 20: „gerader Spalt“ 35 mm, 15 mm/s Reinigungsgeschwindigkeit und 190 mm Rückstauhöhe.



## Anhang D

### Ergebnisse der 2D-HN-Untersuchung

In den folgenden Abbildungen werden die numerisch berechneten Geschwindigkeitsverteilungen in der Nähe der Modellstauwand dargestellt. Es wurde jeweils iterativ die Höhe der Sedimentdüne variiert, um die maximale Höhe zu ermitteln bei der gerade noch das charakteristische Sedimentkorn, infolge der sich einstellenden Fließgeschwindigkeit, über den Dünenkamm angehoben wird.

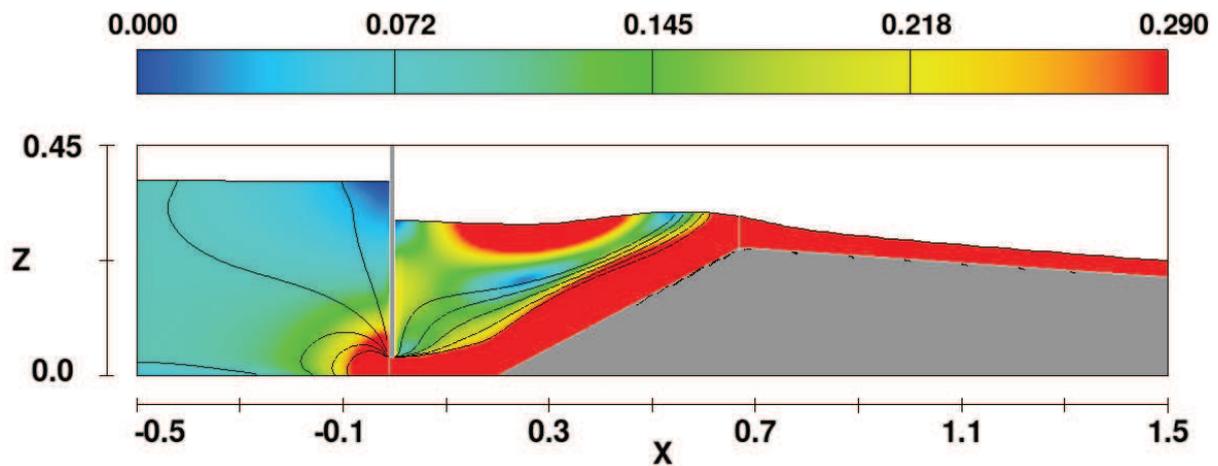


Abbildung D.1: Fließgeschwindigkeitsverlauf [ $m/s$ ] in der Nähe der Stauwand bei einer Modelldüne der Höhe 250  $mm$ .

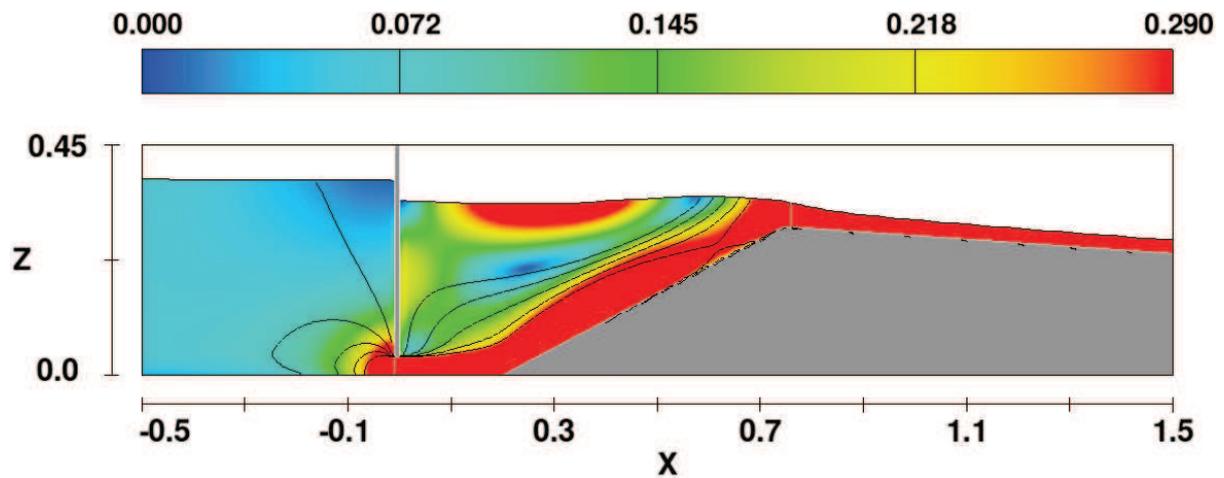


Abbildung D.2: Fließgeschwindigkeitsverlauf [ $m/s$ ] in der Nähe der Stauwand bei einer Modelldüne der Höhe 290  $mm$ .

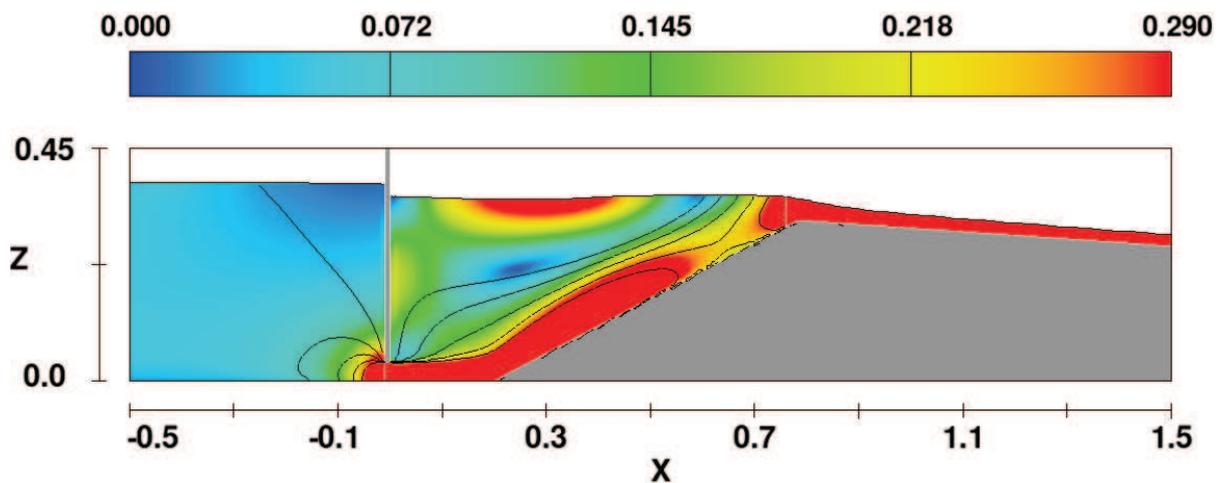


Abbildung D.3: Fließgeschwindigkeitsverlauf [ $m/s$ ] in der Nähe der Stauwand bei einer Modelldüne der Höhe 310  $mm$ .

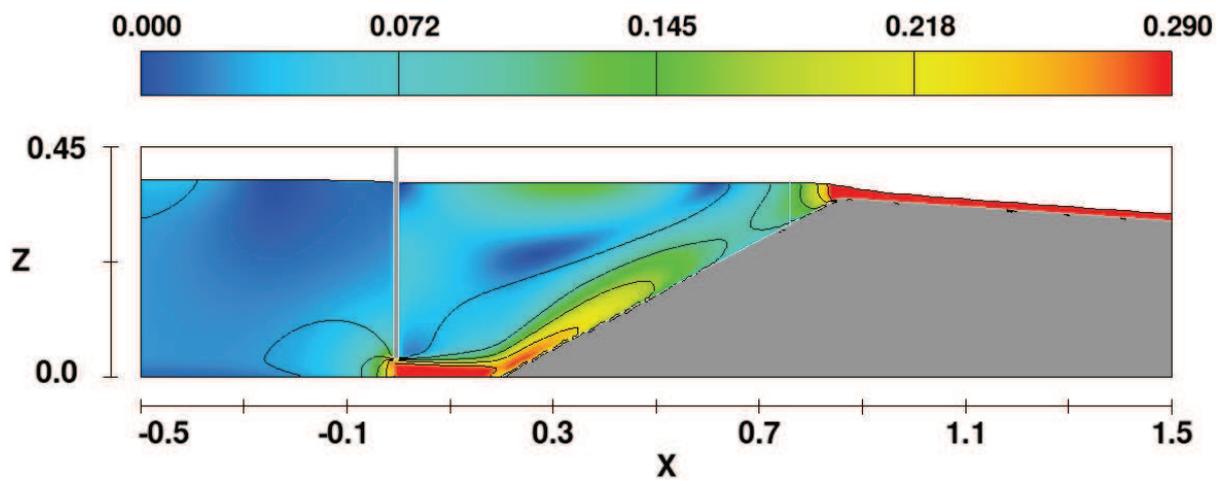


Abbildung D.4: Fließgeschwindigkeitsverlauf [ $m/s$ ] in der Nähe der Stauwand bei einer Modelldüne der Höhe 350  $mm$ .



# Anhang E

## Verlauf der Sedimentoberfläche für die Modellversuche

In den folgenden Abschnitten ist die graphische Herleitung der Approximation für die Sedimentoberfläche von einigen Versuchen dargestellt.

### E.1 Approximation der Sedimentoberfläche im Querschnitt

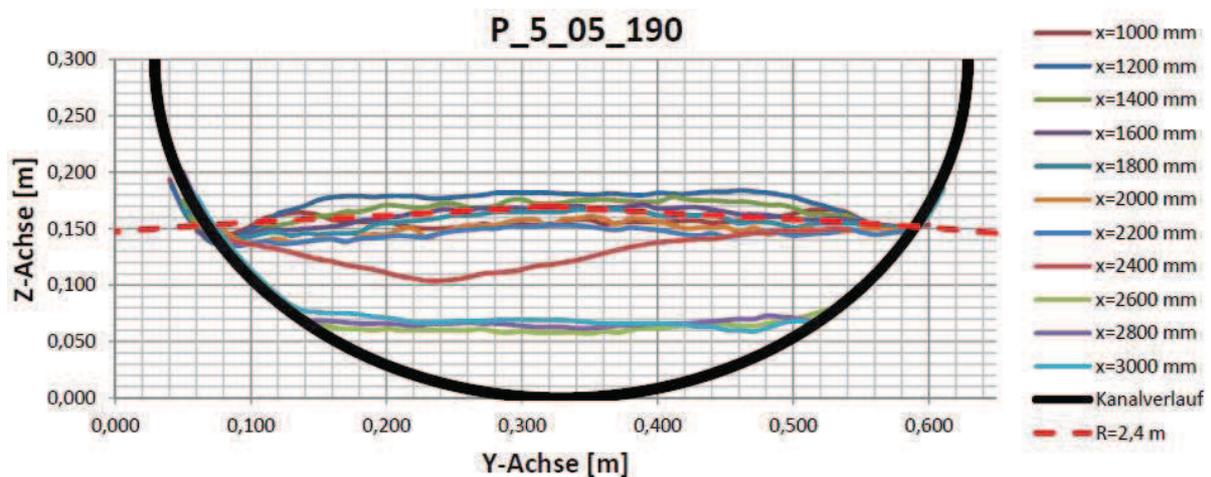


Abbildung E.1: Approximation der Sedimentoberfläche durch einen Kreis für den Versuch Nr. 15: „paralleler Spalt“ 35 mm, 5 m Reinigungslänge, 5 mm/s Fahrgeschwindigkeit und 190 mm Rückstauhöhe.

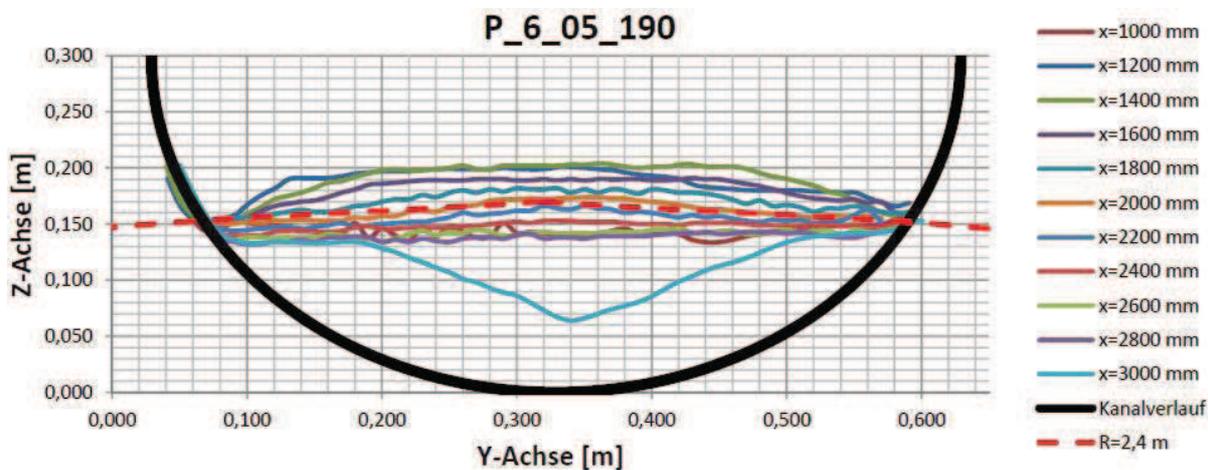


Abbildung E.2: Approximation der Sedimentoberfläche durch einen Kreis für den Versuch Nr. 20: „paralleler Spalt“ 35 mm, 6 m Reinigungslänge, 15 mm/s Fahrgeschwindigkeit und 190 mm Rückstauhöhe.

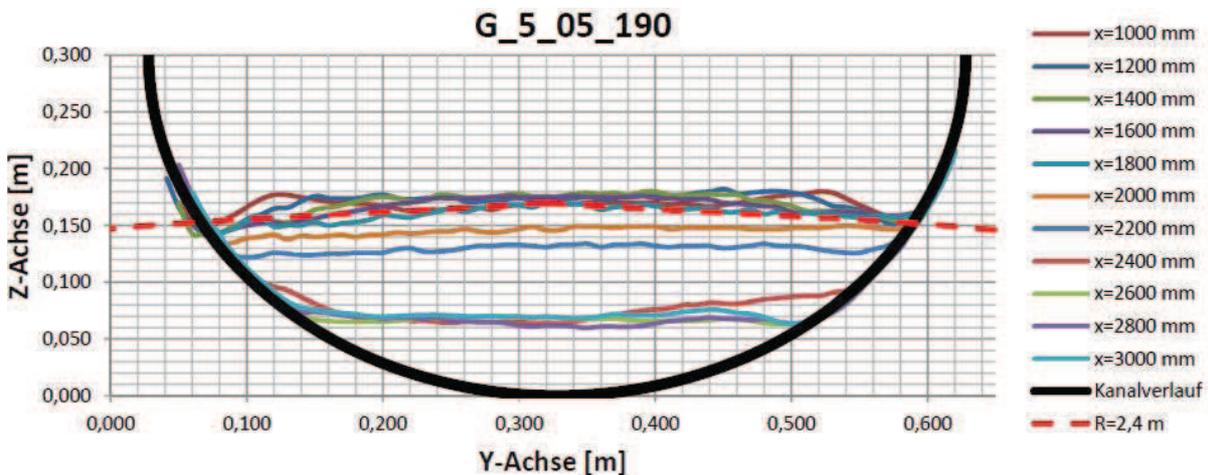


Abbildung E.3: Approximation der Sedimentoberfläche durch einen Kreis für den Versuch Nr. 34: „gerader Spalt“ 35 mm, 5 m Reinigungslänge, 05 mm/s Fahrgeschwindigkeit und 190 mm Rückstauhöhe.

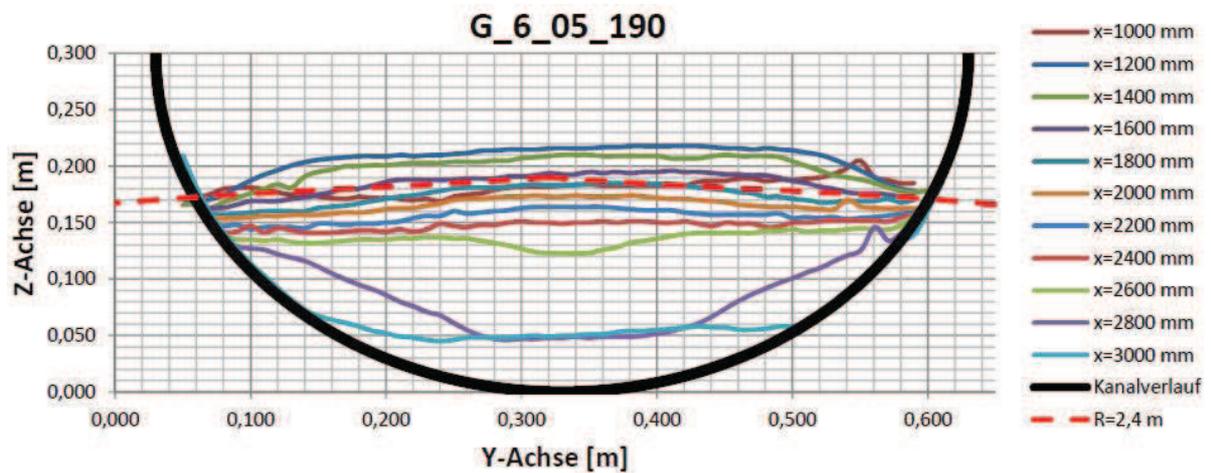


Abbildung E.4: Approximation der Sedimentoberfläche durch einen Kreis für den Versuch Nr. 37: „gerader Spalt“ 35 mm, 6 m Reinigungslänge, 05 mm/s Fahrgeschwindigkeit und 190 mm Rückstauhöhe.

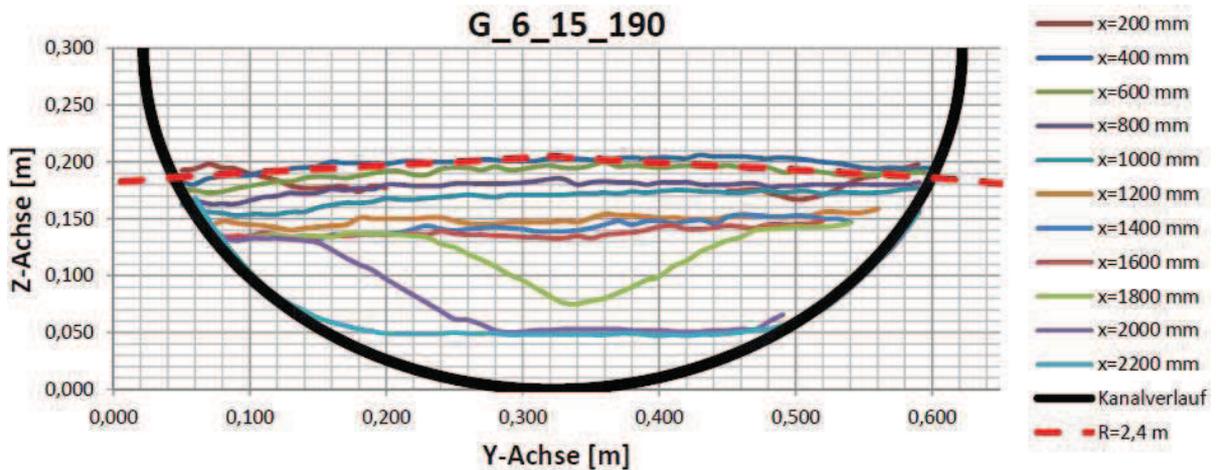


Abbildung E.5: Approximation der Sedimentoberfläche durch einen Kreis für den Versuch Nr. 40: „gerader Spalt“ 35 mm, 6 m Reinigungslänge, 15 mm/s Fahrgeschwindigkeit und 190 mm Rückstauhöhe.

## E.2 Approximation der Sedimentoberfläche im Längsschnitt

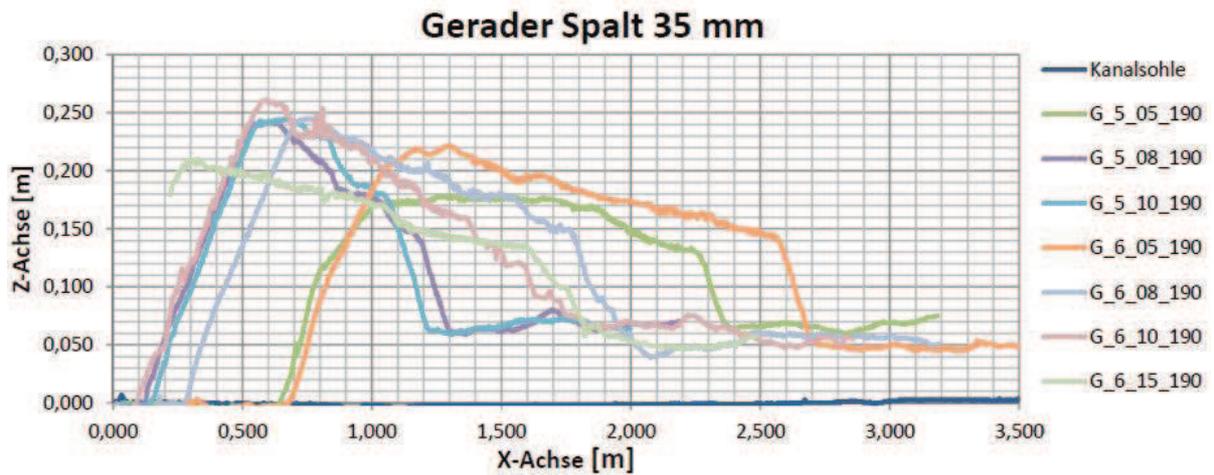


Abbildung E.6: Verlauf der Sedimentoberfläche im Längsschnitt in der Kanalmitte für die Versuche Nr. 34 bis 40: „gerader Spalt“

# Anhang F

## Analytische Berechnung des Grenztransportkörpers

In den folgenden Abschnitten wird die vollständige Berechnung des ermittelten Grenztransportkörpers wiedergegeben.

### F.1 Ermittlung des Grenzsedimentvolumens für das geometrische Modell des parallelen Spaltes

#### Ausgangsparameter

$$\alpha_{LUV} := 29^\circ$$

Winkel des Dünenkopfes

$$\alpha_R := 3^\circ$$

Winkel des Dünenrückens

$$r := 0.594 \frac{\text{m}}{2} \quad r = 0.297 \text{ m}$$

Kanalradius

$$R := 2.4 \text{ m}$$

Radius der Ablagerungsoberfläche

$$h_{\text{Grenz}} := 0.30 \text{ m}$$

$$h_{\text{unendlich}} := 0.06 \text{ m}$$

Höhe der ungestörten Sedimentschicht

#### Längen der Düne

$$L_{LUV} := \frac{h_{\text{Grenz}}}{\tan(\alpha_{LUV})}$$

$$L_{LUV} = 0.541 \text{ m}$$

LUV-Länge

$$L_R := \frac{(h_{\text{Grenz}} - h_{\text{unendlich}})}{\tan(\alpha_R)}$$

$$L_R = 4.579 \text{ m}$$

Dünenrückenlänge

**Verlauf der Ablagerungshöhe in der Kanallängsachse anhand von 2 Teilfunktionen**

$$\begin{array}{lll}
 h_1(x) := x \cdot \tan(\alpha_{LUV}) & h_1(L_{LUV}) = 0.3 \text{ m} & h_1(0 \text{ m}) = 0 \\
 h_2(x) := h_{\text{grenz}} + \tan(\alpha_R) \cdot L_{LUV} - x \cdot \tan(\alpha_R) & h_2(L_{LUV}) = 0.3 \text{ m} & h_2(L_{LUV} + L_R) = 0.06 \text{ m}
 \end{array}$$

**Abstand der Kreismittelpunkte**

LUV - Hang

$$d_1(x) := R + r - h_1(x)$$

Rücken

$$d_2(x) := R + r - h_2(x)$$

**Hilfsvariablen**

LUV - Hang

$$e_1(x) := \frac{r^2 - R^2 + d_1(x)^2}{2 \cdot d_1(x)}$$

$$e_1(0) = 0.297 \text{ m} = r$$

$$e_1(L_{LUV}) = 0.015 \text{ m}$$

$$f_1(x) := d_1(x) - e_1(x)$$

$$f_1(0) = 2.4 \text{ m}$$

$$f_1(L_{LUV}) = 2.382 \text{ m}$$

Rücken

$$e_2(x) := \frac{r^2 - R^2 + d_2(x)^2}{2 \cdot d_2(x)}$$

$$e_2(L_{LUV}) = 0.015 \text{ m}$$

$$e_2(L_{LUV} + L_R) = 0.243 \text{ m}$$

$$f_2(x) := d_2(x) - e_2(x)$$

$$f_2(L_{LUV}) = 2.382 \text{ m}$$

$$f_2(L_{LUV} + L_R) = 2.394 \text{ m}$$

**Ermittlung der Teilsedimenthöhen**

Für die untere Teilfläche

$$h_{1.1}(x) := r - e_1(x)$$

$$h_{1.1}(0) = 0 \text{ m}$$

$$h_{1.1}(L_{LUV}) = 0.282 \text{ m}$$

LUV - Hang

$$h_{1.2}(x) := r - e_2(x)$$

$$h_{1.2}(L_{LUV}) = 0.282 \text{ m}$$

$$h_{1.2}(L_{LUV} + L_R) = 0.054 \text{ m}$$

Rücken

Für die obere Teilfläche

$$h_{2.1}(x) := R - f_1(x)$$

$$h_{2.1}(0) = 0 \text{ m}$$

$$h_{2.1}(L_{LUV}) = 0.018 \text{ m}$$

LUV - Hang

$$h_{2.2}(x) := R - f_2(x)$$

$$h_{2.2}(L_{LUV}) = 0.018 \text{ m}$$

$$h_{2.2}(L_{LUV} + L_R) = 0.006 \text{ m}$$

Rücken

Kontrolle

$$h_{1.1}(L_{LUV}) + h_{2.2}(L_{LUV}) = 0.3 \text{ m} = h_{\text{grenz}}$$

$$h_{1.2}(L_{LUV} + L_R) + h_{2.2}(L_{LUV} + L_R) = 0.06 \text{ m} = h_{\text{unendlich}}$$

**Ermittlung der Teilflächen**

Untere Teilfläche

$$A_{1,1}(x) := r^2 \cdot \arccos\left(1 - \frac{h_{1,1}(x)}{r}\right) - \sqrt{2 \cdot r \cdot h_{1,1}(x) - h_{1,1}(x)^2} \cdot (r - h_{1,1}(x)) \quad \text{LUV - Hang}$$

$$A_{1,2}(x) := r^2 \cdot \arccos\left(1 - \frac{h_{1,2}(x)}{r}\right) - \sqrt{2 \cdot r \cdot h_{1,2}(x) - h_{1,2}(x)^2} \cdot (r - h_{1,2}(x)) \quad \text{Rücken}$$

Obere Teilfläche

$$A_{2,1}(x) := R^2 \cdot \arccos\left(1 - \frac{h_{2,1}(x)}{R}\right) - \sqrt{2 \cdot R \cdot h_{2,1}(x) - h_{2,1}(x)^2} \cdot (R - h_{2,1}(x)) \quad \text{LUV - Hang}$$

$$A_{2,2}(x) := R^2 \cdot \arccos\left(1 - \frac{h_{2,2}(x)}{R}\right) - \sqrt{2 \cdot R \cdot h_{2,2}(x) - h_{2,2}(x)^2} \cdot (R - h_{2,2}(x)) \quad \text{Rücken}$$

**Ermittlung der Teilvolumina**

$$V_1 := \int_0^{L_{LUV}} A_{1,1}(x) dx + \int_{L_{LUV}}^{(L_{LUV}+L_R)} A_{1,2}(x) dx \quad V_1 = 0.33 \cdot \text{m}^3 \quad \text{unteres Teilvolumen}$$

$$V_2 := \int_0^{L_{LUV}} A_{2,1}(x) dx + \int_{L_{LUV}}^{L_{LUV}+L_R} A_{2,2}(x) dx \quad V_2 = 0.02 \cdot \text{m}^3 \quad \text{oberes Teilvolumen}$$

**Maximal transportierbares Sedimentvolumen für den Modellversuch**

$$V_{\text{ges}} := V_1 + V_2 \quad V_{\text{ges}} = 0.35 \text{m}^3$$

## F.2 Hochrechnung auf das Naturbauwerk

Maßstab  $M_1 := 2.6$

Maßstabsfaktor für ein Volumen  $M_1^3 = 17.58$

$V_{\text{Natur}} := M_1^3 \cdot V_{\text{ges}}$   $V_{\text{Natur}} = 6.15 \cdot \text{m}^3$

### F.3 Ermittlung des Grenzsedimentvolumens für die Teststrecke

**Maßstabsfaktor Kanalradius**

$$r_T := 2.26\text{m}$$

$$r_T = 2.26\text{ m}$$

Kanalradius

$$M_F := \frac{r_T}{r}$$

$$M_F = 7.609$$

Maßstabsfaktor Kanal

$$R_T := r_T \cdot M_F$$

$$R_T = 17.197\text{ m}$$

Radius Sedimentoberfläche

**Maßstabsfaktor Aufstauhöhe**

$$h_{OW} := 0.384\text{m}$$

Aufstauhöhe im Modell

$$H_{OW} := 1.10\text{m}$$

Aufstauhöhe in der Natur

$$M_{F,OW} := \frac{H_{OW}}{h_{OW}}$$

$$M_{F,OW} = 2.865$$

$$h_{\text{grenz},T} := h_{\text{grenz}} \cdot M_{F,OW}$$

$$h_{\text{grenz},T} = 0.859\text{ m}$$

Grenzhöhe der Sedimentdüne

$$h_{\text{unendlich},T} := 0.1\text{m}$$

Höhe der ungestörten Sedimentschicht

**Neue Definition der erforderlichen geometrischen Größen**

$$r := r_T \quad r = 2.26\text{ m}$$

$$h_{\text{grenz}} := h_{\text{grenz},T}$$

$$h_{\text{grenz}} = 0.859\text{ m}$$

$$\alpha_{LUV} = 29.^\circ$$

$$R := R_T \quad R = 17.197\text{ m}$$

$$h_{\text{unendlich}} := h_{\text{unendlich},T}$$

$$h_{\text{unendlich}} = 0.1\text{ m}$$

$$\alpha_R = 3.^\circ$$

**Berechnung für die Teststrecke**

**Längen der Düne**

$$L_{LUV} := \frac{h_{\text{grenz}}}{\tan(\alpha_{LUV})}$$

$$L_{LUV} = 1.55\text{ m}$$

LUV-Länge

$$L_R := \frac{(h_{\text{grenz}} - h_{\text{unendlich}})}{\tan(\alpha_R)}$$

$$L_R = 14.49\text{ m}$$

Dünenrückenlänge

**Verlauf der Ablagerungshöhe in der Kanallängsachse anhand von 2 Teilfunktionen**

$$h_1(x) := x \cdot \tan(\alpha_{LUV})$$

$$h_1(L_{LUV}) = 0.859\text{ m}$$

$$h_1(0\text{ m}) = 0$$

$$h_2(x) := h_{\text{grenz}} + \tan(\alpha_R) \cdot L_{LUV} - x \cdot \tan(\alpha_R)$$

$$h_2(L_{LUV}) = 0.859\text{ m}$$

$$h_2(L_{LUV} + L_R) = 0.1\text{ m}$$

**Abstand der Kreismittelpunkte**

LUV - Hang

$$d_1(x) := R + r - h_1(x)$$

Rücken

$$d_2(x) := R + r - h_2(x)$$

**Hilfsvariablen**

LUV - Hang

$$\begin{aligned} \underline{e_1(x)} &:= \frac{r^2 - R^2 + d_1(x)^2}{2 \cdot d_1(x)} & e_1(0) = 2.26 \text{ m} &= r & e_1(L_{\text{LUV}}) = 1.485 \text{ m} \\ \underline{f_1(x)} &:= d_1(x) - e_1(x) & f_1(0) = 17.197 \text{ m} & & f_1(L_{\text{LUV}}) = 17.113 \text{ m} \end{aligned}$$

Rücken

$$\begin{aligned} \underline{e_2(x)} &:= \frac{r^2 - R^2 + d_2(x)^2}{2 \cdot d_2(x)} & e_2(L_{\text{LUV}}) = 1.485 \text{ m} & & e_2(L_{\text{LUV}} + L_{\text{R}}) = 2.171 \text{ m} \\ \underline{f_2(x)} &:= d_2(x) - e_2(x) & f_2(L_{\text{LUV}}) = 17.113 \text{ m} & & f_2(L_{\text{LUV}} + L_{\text{R}}) = 17.186 \text{ m} \end{aligned}$$

**Ermittlung der Teilsedimenthöhen**

Für die untere Teilfläche

$$\begin{aligned} \underline{h_{1,1}(x)} &:= r - e_1(x) & h_{1,1}(0) = -1.332 \times 10^{-15} \text{ m} & & h_{1,1}(L_{\text{LUV}}) = 0.775 \text{ m} & \text{LUV - Hang} \\ \underline{h_{1,2}(x)} &:= r - e_2(x) & h_{1,2}(L_{\text{LUV}}) = 0.775 \text{ m} & & h_{1,2}(L_{\text{LUV}} + L_{\text{R}}) = 0.089 \text{ m} & \text{Rücken} \end{aligned}$$

Für die obere Teilfläche

$$\begin{aligned} \underline{h_{2,1}(x)} &:= R - f_1(x) & h_{2,1}(0) = 0 \text{ m} & & h_{2,1}(L_{\text{LUV}}) = 0.085 \text{ m} & \text{LUV - Hang} \\ \underline{h_{2,2}(x)} &:= R - f_2(x) & h_{2,2}(L_{\text{LUV}}) = 0.085 \text{ m} & & h_{2,2}(L_{\text{LUV}} + L_{\text{R}}) = 0.011 \text{ m} & \text{Rücken} \end{aligned}$$

Kontrolle

$$\begin{aligned} h_{1,1}(L_{\text{LUV}}) + h_{2,2}(L_{\text{LUV}}) &= 0.859 \text{ m} & &= h_{\text{grenz}} \\ h_{1,2}(L_{\text{LUV}} + L_{\text{R}}) + h_{2,2}(L_{\text{LUV}} + L_{\text{R}}) &= 0.1 \text{ m} & &= h_{\text{unendlich}} \end{aligned}$$

**Ermittlung der Teilflächen**

Untere Teilfläche

$$\begin{aligned} \underline{A_{1,1}(x)} &:= r^2 \cdot \arccos\left(1 - \frac{h_{1,1}(x)}{r}\right) - \sqrt{2 \cdot r \cdot h_{1,1}(x) - h_{1,1}(x)^2} \cdot (r - h_{1,1}(x)) & \text{LUV - Hang} \\ \underline{A_{1,2}(x)} &:= r^2 \cdot \arccos\left(1 - \frac{h_{1,2}(x)}{r}\right) - \sqrt{2 \cdot r \cdot h_{1,2}(x) - h_{1,2}(x)^2} \cdot (r - h_{1,2}(x)) & \text{Rücken} \end{aligned}$$

Obere Teilfläche

$$\begin{aligned} \underline{A_{2,1}(x)} &:= R^2 \cdot \arccos\left(1 - \frac{h_{2,1}(x)}{R}\right) - \sqrt{2 \cdot R \cdot h_{2,1}(x) - h_{2,1}(x)^2} \cdot (R - h_{2,1}(x)) & \text{LUV - Hang} \\ \underline{A_{2,2}(x)} &:= R^2 \cdot \arccos\left(1 - \frac{h_{2,2}(x)}{R}\right) - \sqrt{2 \cdot R \cdot h_{2,2}(x) - h_{2,2}(x)^2} \cdot (R - h_{2,2}(x)) & \text{Rücken} \end{aligned}$$

**Ermittlung der Teilvolumina**

$$V_{1, \text{unw}} = \int_0^{L_{\text{LUV}}} A_{1,1}(x) dx + \int_{L_{\text{LUV}}}^{(L_{\text{LUV}}+L_{\text{R}})} A_{1,2}(x) dx \quad V_1 = 13.19 \cdot \text{m}^3 \quad \text{unteres Teilvolumen}$$

$$V_{2, \text{unw}} = \int_0^{L_{\text{LUV}}} A_{2,1}(x) dx + \int_{L_{\text{LUV}}}^{L_{\text{LUV}}+L_{\text{R}}} A_{2,2}(x) dx \quad V_2 = 1.484 \cdot \text{m}^3 \quad \text{oberes Teilvolumen}$$

**Maximal transportierbares Sedimentvolumen für die Teststrecke**

$$V_{\text{ges.N}} := V_1 + V_2 \quad V_{\text{ges.N}} = 14.67 \cdot \text{m}^3$$

$$V_{\text{ges}} = 14,7 \text{ m}^3 \text{ bei einem Einstau von } 1,10\text{m}$$

$$V_{\text{ges}} = 22,2 \text{ m}^3 \text{ bei einem Einstau von } 1,30\text{m}$$

$$V_{\text{ges}} = 27,6 \text{ m}^3 \text{ bei einem Einstau von } 1,30 \text{ m und mit hgrenz. } T=1,11 \text{ m aus einer neuen Flow 3D Berechnung}$$

## **Anhang G**

**Satzung der Gesellschaft der Förderer  
des Hubert-Engels-Institutes für  
Wasserbau und Technische  
Hydromechanik an der Technischen  
Universität Dresden e. V.**

Im Internet unter <http://www.hubert-engels.de>

Zur Unterstützung der wasserbaulichen Forschung und Lehre wurde von Hochschul-  
lehrern und Mitarbeitern des Institutes am 24. Mai 1991 ein gemeinnütziger Förder-  
verein, die Gesellschaft der Förderer des Hubert-Engels-Institutes für Wasserbau  
und Technische Hydromechanik an der Technischen Universität Dresden e. V., ge-  
gründet. Der Verein unterstützt die Herausgabe der seit 1990 wieder erscheinenden  
Dresdner Wasserbaulichen Mitteilungen und nimmt aktiv an der Vorbereitung und  
Durchführung des alljährlich stattfindenden Wasserbaukolloquiums sowie der beglei-  
tenden Fachausstellung teil. Darüber hinaus werden vom Förderverein u. a. Studen-  
tenexkursionen und Forschungsarbeiten finanziell unterstützt.

## SATZUNG

der

### **Gesellschaft der Förderer des Hubert-Engels-Institutes für Wasserbau und Technische Hydromechanik an der Technischen Universität Dresden e. V.**

#### **§ 1 Name und Sitz**

- (1) Der Verein führt den Namen „**Gesellschaft der Förderer des Hubert-Engels-  
Instituts für Wasserbau und Technische Hydromechanik der Technischen  
Universität Dresden e. V.**“  
Er ist im Vereinsregister unter der Nummer VR 1335 registriert.
- (2) Der Sitz des Vereins ist Dresden.
- (3) Das Geschäftsjahr ist das Kalenderjahr.

#### **§ 2 Zweck**

- (1) Der Verein verfolgt ausschließlich und unmittelbar gemeinnützige Zwecke im  
Sinne des Abschnittes "Steuerbegünstigte Zwecke" der Abgabenordnung. Er  
dient der Förderung wissenschaftlicher Forschungsarbeiten auf gemeinnütziger  
Grundlage, der Information seiner Mitglieder und der Öffentlichkeit über die  
Forschungs- und Versuchsarbeiten des Instituts, der Förderung von Aus- und  
Weiterbildung sowie der Förderung des Umwelt- und Landschaftsschutzes.

- (2) Der Satzungszweck wird insbesondere verwirklicht durch:
1. Durchführung wissenschaftlicher Veranstaltungen und Forschungsvorhaben zu Themen des umweltverträglichen Wasserbaus, der Renaturierung von Gewässern, der Verbesserung der Wasserversorgung und Abwasserbehandlung, des Verkehrswasserbaus (mit dem Ziel umweltfreundlicher Transportdurchführung auf Wasserstraßen), sowie des Hochwasser- und Küstenschutzes
  2. Werbung in den interessierten Fachkreisen für den Wasserbau und das hydraulische Versuchswesen
  3. Koordinierung der Arbeiten und Zusammenarbeit auf wasserbaulichem und hydraulischem Gebiet mit anderen Instituten
  4. Unterstützung von hydraulischen Modellversuchen
  5. Unterstützung der Durchführung von Kolloquien und Symposien in den Fachgebieten Wasserbau und Technische Hydromechanik
  6. Förderung der Publikation von wissenschaftlichen Arbeiten, Institutsberichten und Informationsmaterial
  7. Unterstützung von Reisen zu Fachvorträgen und zur Besichtigung von wasserbaulichen Objekten
  8. Durchführung von Informationsveranstaltungen an Schulen und Gymnasien
  9. Unterstützung von besonders förderungswürdigen in- und ausländischen Studierenden des Wasserbaus.
  10. Würdigung herausragender Leistungen von Absolventen und Studierenden in den Fachgebieten des Wasserbaus und der technischen Hydromechanik.
- (3) Der Verein ist selbstlos tätig und verfolgt nicht in erster Linie eigenwirtschaftliche Zwecke.

### § 3 Mitgliedschaft

- (1) **Ordentliche Mitglieder** können natürliche und juristische Personen werden, die den Zweck des Vereins nach §2 unterstützen.
- (2) **Jungmitglieder** können Studenten werden, die an einer Hochschuleinrichtung mit wasserbaulich-wasserwirtschaftlicher Ausbildung immatrikuliert sind.
- (3) **Korrespondierende Mitglieder** können vom Vorstand ernannt werden, wenn sie auf dem Gebiet des Wasser- und Grundbaus, der Wasserwirtschaft und der Hydrologie forschend tätig sind.
- (4) **Ehrenmitglieder** können von der Mitgliederversammlung ernannt werden, wenn sie sich besondere Verdienste bei der Förderung des Vereins erworben haben.

#### **§ 4 Organe des Vereins**

- (1) Die Organe des Vereins sind
  - a) die Mitgliederversammlung und
  - b) der Vorstand.
  
- (2) Die Mitglieder des Vorstands sind ehrenamtlich tätig.

#### **§ 5 Mitgliederversammlung**

- (1) Eine ordentliche Mitgliederversammlung findet einmal im Jahr (in der Regel in Verbindung mit dem Dresdner Wasserbaukolloquium) statt. Ihre Einberufung erfolgt unter Einhaltung einer Frist von vier Wochen in Textform durch den Geschäftsführer im Auftrag des Vorstandes unter Mitteilung des Termins, des Ortes und der Tagesordnung.
- (2) Zusätze zur Tagesordnung können innerhalb einer Frist von 14 Tagen beim Geschäftsführer beantragt werden.
- (3) In der Mitgliederversammlung werden geschäftliche Angelegenheiten in Verbindung mit Vorträgen oder Mitteilungen und deren Beratung behandelt und erledigt.
- (4) Die Mitgliederversammlung beinhaltet:
  1. den Bericht des Vorsitzenden über das Geschäftsjahr
  2. den Bericht der Rechnungsprüfer
  3. Genehmigung der Berichte und Entlastung des Vorstandes
  4. Beschlüsse über vorliegende Anträge und über Änderungen der Satzung
  5. Wahl von zwei Rechnungsprüfern
  6. Verschiedenes
- (5) Der Vorstand kann jederzeit binnen 14 Tagen eine außerordentliche Mitgliederversammlung einberufen. Er ist dazu verpflichtet, wenn mindestens ein Zehntel der Mitglieder dies unter Angabe des Zwecks und der Gründe fordert.
- (6) Der Vorsitz der Mitgliederversammlung wird vom Vorsitzenden oder vom stellvertretenden Vorsitzenden geführt.
- (7) Die Mitgliederversammlung fasst ihre Beschlüsse mit einfacher Mehrheit. Sie ist bei satzungsgemäßer Einladung in jedem Falle beschlussfähig. Bei Stimmengleichheit entscheidet die Stimme des Vorsitzenden.
- (8) Satzungsänderungen erfordern eine 3/4-Mehrheit.

- (9) Anträge auf Änderung der Satzung, die nicht vom Vorstand ausgehen, können nur dann beraten werden, wenn sie mindestens vier Wochen vor der Mitgliederversammlung unter Angabe der Gründe beim Vorstand eingereicht worden sind.
- (10) Jedes Mitglied hat nur eine Stimme. Stimmübertragungen sind durch schriftliche Vollmacht auf ordentliche Mitglieder nur bis zu zwei möglich.
- (11) Der Verein kann sich zur Regelung der vereinsinternen Abläufe Vereinsordnungen geben. Die Vereinsordnungen sind nicht Bestandteil der Satzung. Für den Erlass, die Änderung und Aufhebung von Vereinsordnungen ist die Mitgliederversammlung zuständig.
- (12) Die Beschlüssen der Mitgliederversammlung sind zu protokollieren. Das Protokoll ist vom Vorsitzenden und dem Protokollführer zu unterzeichnen.

### **§ 6 Vorstand**

- (1) Der Vorstand wird von der ordentlichen Mitgliederversammlung für die Dauer von fünf Jahren gewählt und bleibt bis zum Ablauf der ordentlichen Mitgliederversammlung zur Neuwahl im Amt.
- (2) Der Vorstand besteht aus vier gewählten ordentlichen Mitgliedern
  - dem Vorsitzenden,
  - dem stellvertretenden Vorsitzenden,
  - dem Geschäftsführer und
  - dem Schatzmeister.

Der Vorsitzende vertritt den Verein mit jeweils einem weiteren ordentlichen Mitglied des Vorstands gemeinsam.

- (3) Vom Vorstand kann ein Ehrenvorsitzender bestellt werden.
- (4) Die Mitgliederversammlung kann durch einfache Mehrheit beschließen, darüber hinaus noch bis zu zwei Mitglieder als Beisitzer zur Vertretung des Vereins in den Vorstand zu bestellen.
- (5) Der Vorstand kann einzelnen Personen Vollmachten für Zweige der Geschäftsführung erteilen.
- (6) Dem Vorstand obliegt die Vertretung des Vereins nach § 26 BGB. Er ist mit der Führung aller laufenden Geschäfte beauftragt und sorgt für die Durchführung der Beschlüsse der Mitgliederversammlung. Er kann selbständig Maßnahmen treffen, die dem Vereinszweck förderlich sind.

### **§ 7 Aufnahme oder Beendigung der Mitgliedschaft**

- (1) Die Aufnahme als ordentliches Mitglied oder als Jungmitglied ist schriftlich beim Vorstand zu beantragen. Dieser entscheidet über die Aufnahme. Der Aufnahmebeschluss ist dem Antragsteller mitzuteilen. Bei Zurückweisung des Antrages kann der Antragsteller eine Entscheidung durch die Mitgliederversammlung beantragen, deren Zustimmung eine 2/3-Mehrheit voraussetzt.
- (2) Die Mitgliedschaft kann beendet werden
  - a) durch schriftliche Austrittserklärung eines Mitglieds gegenüber dem Vorstand mit einer Frist von drei Monaten zum Ende des laufenden Geschäftsjahres,
  - b) auf Beschluss des Vorstandes, wenn 3/4 der Mitgliederversammlung dem Ausschluss zustimmen,
  - c) bei Vereinigungen oder Gesellschaften mit deren Auflösung,
  - d) bei natürlichen Personen mit dem Tod oder
  - e) durch Streichung aus der Mitgliederliste, wenn trotz Erinnerung durch den Vorstand in drei Folgejahren kein Mitgliedsbeitrag entrichtet wurde und kein erkennbarer Hinderungsgrund vorliegt.

### **§ 8 Rechte und Pflichten der Mitglieder**

- (1) Die Mitglieder des Vereins haben das aktive Wahlrecht, können Anträge an den Verein stellen und an den Veranstaltungen des Vereins teilnehmen. Das passive Wahlrecht haben nur Mitglieder, die natürliche Personen sind.
- (2) Juristische Personen müssen eine natürliche Person benennen, welche die Mitgliederrechte wahrnimmt. Ist eine derartige Person nicht benannt, so ruhen die Rechte der juristischen Person als Mitglied des Vereins.
- (3) Die Mitglieder des Vereins haben das Recht auf Information über die vom Institut durchgeführten und laufenden Arbeiten sowie zur Besichtigung des Instituts und seiner Versuchseinrichtungen soweit das betrieblich möglich ist und die Interessen der Auftraggeber nicht beeinträchtigt werden.
- (4) Die Mitglieder haben Anspruch auf Überlassung von geförderten veröffentlichten Materialien.
- (5) Die Mitglieder sind verpflichtet, den Verein entsprechend der Satzung bei der Erfüllung seiner Aufgaben nach besten Kräften zu unterstützen.
- (6) Die Mitglieder sind zur Zahlung eines jährlichen Beitrags verpflichtet. Die Höhe des jährlichen Beitrags, die Fälligkeit, die Art und Weise der Zahlung und zusätzliche Gebühren bei Zahlungsverzug oder Verwendung eines anderen als des beschlossenen Zahlungsverfahrens regelt eine Beitragsordnung, die von der Mitgliederversammlung beschlossen wird.
- (7) Ehrenmitglieder und korrespondierende Mitglieder sind beitragsfrei.

### **§ 9 Auflösung des Vereins**

- (1) Der Verein kann nur auf Beschluss von 2/3 der anwesenden stimmberechtigten Mitglieder einer ordentlichen Mitgliederversammlung aufgelöst werden. Sind in dieser Mitgliederversammlung weniger als 1/3 der stimmberechtigten Mitglieder erschienen, so muss eine neue Mitgliederversammlung einberufen werden, die dann entscheidet.
- (2) Im Falle der Auflösung oder Aufhebung des Vereins oder bei Wegfall seiner steuerbegünstigten Zwecke fällt sein Vermögen an das Institut für Wasserbau und Technische Hydromechanik der Technischen Universität Dresden, das es unmittelbar und ausschließlich für die Förderung von wissenschaftlichen Forschungsarbeiten zu verwenden hat.
- (3) Die vorstehenden Bestimmungen gelten entsprechend, wenn dem Verein die Rechtsfähigkeit entzogen wird.

### **§ 10 Gemeinnützigkeit**

- (1) Mittel des Vereins dürfen nur für die satzungsgemäßen Zwecke verwendet werden. Die Mitglieder erhalten keine Zuwendungen aus Mitteln der Körperschaft.
- (2) Die Mitglieder des Vorstandes erhalten keine Vergütung für ihre Tätigkeit. Auslagen im Interesse des Vereins werden auf Antrag ersetzt, wenn sie der Vorstand vorher genehmigt hat und der Verein dazu in der Lage ist.
- (3) Der Verein darf keine Personen durch Ausgaben, die dem Zweck des Vereins fremd sind, oder durch unverhältnismäßig hohe Vergütungen begünstigen.

Die Satzung wurde in der Gründungsversammlung am 24. Mai 1991 in Dresden angenommen und am 15. März 1999, 18. März 2004 sowie 06. März 2015 geändert.

**Gesellschaft der Förderer des Hubert-Engels-Institutes  
für Wasserbau und Technische Hydromechanik  
an der Technischen Universität Dresden e. V.**



**Aufnahmeantrag**

Die Firma.....  
 Frau/Herr.....  
 Anschrift.....  
 Telfon/Fax.....  
 E-Mail.....

beantragt hiermit die Mitgliedschaft bei der

**"Gesellschaft der Förderer des Hubert-Engels-Institutes für Wasserbau und  
Technische Hydromechanik an der Technischen Universität Dresden e.V."**

Ich/Wir zahle(n) einen jährlichen Beitrag in Höhe von  
 ..... EURO

(ab 20,- Euro für natürliche Personen, ab 150,- Euro für juristische Personen)

Die Beitragszahlung erfolgt auf das Konto des Vereins bei der Ostsächsischen  
 Sparkasse Dresden: IBAN **DE27 8505 0300 3120 1856 20**, BIC: **OSDDDE81XXX**

.....  
 (Ort, Datum)

.....  
 (Unterschrift, Stempel)

Die Aufwendungen zur Förderung der Gesellschaft sind steuerlich abzugsfähig.

**SEPA-Lastschriftmandat**

Gläubiger-ID DE80ZZZ00000398945

Ich/Wir ermächtige(n) die Gesellschaft der Förderer des Hubert-Engels-Institutes für Wasserbau und Technische Hydromechanik an der Technischen Universität Dresden e. V. Zahlung von meinem/unseren Konto mittels Lastschrift einzuziehen. Zugleich weise(n) ich/wir mein/unser Kreditinstitut an, die von der Gesellschaft der Förderer des Hubert-Engels-Institutes für Wasserbau und Technische Hydromechanik an der Technischen Universität Dresden e. V. auf mein/unser Konto gezogenen Lastschriften einzulösen. Hinweis: Ich kann/Wir können innerhalb von acht Wochen, beginnend mit dem Belastungsdatum, die Erstattung des belasteten Betrags verlangen. Es gelten dabei die mit meinem/unseren Kreditinstitut vereinbarten Bedingungen.

Kontoinhaber/in: .....  
 Adresse: .....  
 Konto IBAN: ..... BIC: .....  
 bei der Bank: .....

Der Beitrag wird jährlich zum 31.03. oder dem darauf folgenden Bankarbeitstag von o. g. Konto abgebucht. Die Beitragshöhe ergibt sich aus der jeweils gültigen Beitragsordnung.

.....  
 (Ort, Datum)

.....  
 (Unterschrift, Stempel)

Der Vorstand stimmt im Namen des Vereins der beantragten Mitgliedschaft zu. Mitgliedsnummer: .....

Dresden, den ..... Unterschriften, Stempel: .....

Gesellschaft der Förderer des  
 Hubert-Engels-Institutes für Wasserbau und  
 Technische Hydromechanik an der  
 Technischen Universität Dresden e. V.  
 01062 Dresden

Eingetragen beim Amtsgericht Dresden  
 Vereinsregister: VR 1335  
 Vorsitzender: Matthias Brockel  
 stellv. Vorsitzender: Dr. Volkmar Kummer  
 Geschäftsführer: Tobias Gierra

Ostsächsische Sparkasse Dresden  
 IBAN: DE27 8505 0300 3120 1856 20  
 BIC: OSDDDE81XXX  
 Sitz: Dresden  
 St.-Nr.: 203/140/04346

✉ **Aufnahmeantrag bitte senden an:**

Gesellschaft der Förderer des  
Hubert-Engels-Institutes  
für Wasserbau und THM  
an der TU Dresden e. V.

**01062 Dresden**

## Bisher erschienene Dresdner Wasserbauliche Mitteilungen

<b>Heft 1</b> (vergriffen)	1989	<b>Klaus Römisch</b> Empfehlung zur Bemessung von Hafeneinfahrten <b>Eberhard Lattermann</b> Bemessungsgrundlagen für Dichtungen und Deckwerke im Wasserbau
<b>Heft 2</b> (vergriffen)	1990	<b>Frank Krüger</b> Schubspannungsverteilungen in offenen, geradlinigen Trapez- und Rechteckgerinnen <b>Helmut Martin, Reinhard Pohl</b> Überflutungssicherheit von Talsperren
<b>Heft 3</b> (vergriffen)	1990	<b>Reinhard Pohl</b> Die Entwicklung der wasserbaulichen Lehre und Forschung an der Technischen Universität Dresden <b>Reinhard Pohl</b> Die Berechnung der auf- und überlaufvermindernden Wirkungen von Wellenumlenkern im Staudammbau
<b>Heft 4</b> (vergriffen)	1991	<b>Ellen Haufe</b> Hydromechanische Untersuchungen von Mischungs-, Flockungs- und Sedimentationsprozessen in der Trinkwasseraufbereitung
<b>Heft 5</b>	1994	<b>Dresdner Wasserbaukolloquium 1993</b> Die Elbe – Wasserstraße und Auen
<b>Heft 6</b> (vergriffen)	1995	<b>Dresdner Wasserbaukolloquium 1994</b> Wasserkraft und Umwelt ISBN 3-86005-154-7
<b>Heft 7</b>	1995	<b>Dresdner Wasserbaukolloquium 1995</b> Hydromechanische Beiträge zum Betrieb von Kanalnetzen ISBN 3-86005-155-5
<b>Heft 8</b>	1996	<b>Detlef Aigner</b> Hydrodynamik in Anlagen zur Wasserbehandlung ISBN 3-86005-164-4
<b>Heft 9</b> (vergriffen)	1996	<b>Dresdner Wasserbaukolloquium 1996</b> Wellen: Prognosen - Wirkungen – Befestigungen ISBN 3-86005-165-2
<b>Heft 10</b>	1997	<b>Dresdner Wasserbaukolloquium 1997</b> Sanierung und Modernisierung von Wasserbauwerken, aktuelle Beispiele aus Deutschland, Polen, der Slowakei und Tschechien ISBN 3-86005-185-7

- Heft 11**      1997      **Reinhard Pohl**  
(vergriffen)      Überflutungssicherheit von Talsperren  
ISBN 3-86005-186-5
- Heft 12**      1998      **Reinhard Pohl**  
Die Geschichte des Institutes für Wasserbau an der  
Technischen Universität Dresden  
ISBN 3-86005-187-3
- Heft 13**      1998      **Dresdner Wasserbaukolloquium 1998**  
Hydraulische und numerische Modelle im Wasserbau,  
Entwicklung – Perspektiven  
ISBN 3-86005-201-2
- Heft 14**      1998      **Uwe Müller**  
Deformationsverhalten und Belastungsgrenzen des  
Asphaltbetons unter den Bedingungen von  
Staudammkerndichtungen  
ISBN 3-86005-213-6
- Heft 15**      1999      **Dresdner Wasserbaukolloquium 1999**  
Betrieb, Instandsetzung und Modernisierung von  
Wasserbauwerken  
ISBN 3-86005-223-3
- Heft 16**      1999      **Dirk Carstensen**  
Beanspruchungsgrößen in Fließgewässern mit  
geschwungener Linienführung  
ISBN 3-86005-236-5
- Heft 17**      1999      **Ehrenkolloquium Prof. Martin**  
(vergriffen)      anlässlich des 60. Geburtstages von Herrn Univ. Prof. Dr.-Ing.  
habil. Helmut Martin  
ISBN 3-86005-237-3
- Heft 18**      2000      **Dresdner Wasserbaukolloquium 2000**  
Belastung, Stabilisierung und Befestigung von Sohlen und  
Böschungen wasserbaulicher Anlagen  
ISBN 3-86005-243-8
- Heft 19**      2001      **Seleshi B. Awulachew**  
Investigation of Water Resources Aimed at Multi-Objective  
Development with Respect to Limited Data Situation: The  
Case of Abaya-Chamo Basin, Ethiopia  
ISBN 3-86005-277-2
- Heft 20**      2001      **Stefan Dornack**  
Überströmbare Dämme Beitrag zur Bemessung von  
Deckwerken aus Bruchsteinen  
ISBN 3-86005-283-7

- |                                |      |   |
|--------------------------------|------|---|
| <b>Heft 21</b>                 | 2002 | <b>Dresdner Wasserbaukolloquium 2002</b><br>Innovationen in der Abwasserableitung und<br>Abwassersteuerung<br>ISBN 3-86005-297-7  |
| <b>Heft 22</b>                 | 2002 | <b>Zelalem Hailu G. Chirstos</b><br>Optimisation of Small Hydropower Sites for Rural<br>Electrification<br>ISBN 3-86005-304-3   |
| <b>Heft 23</b>                 | 2002 | <b>Ehrenkolloquium Prof. Wagner</b><br>Zur Emeritierung von Univ.-Prof. Dr.-Ing. habil. Harold Wagner<br>ISBN 3-86005-307-8   |
| <b>Heft 24</b>                 | 2003 | <b>Dresdner Wasserbaukolloquium 2003</b><br>Gewässer in der Stadt.<br>ISBN 3-86005-358-2  |
| <b>Heft 25</b>                 | 2003 | <b>Toufik Tetah</b><br>Numerische Simulation des dynamischen Verhaltens von<br>Caisson-Wellenbrecher-Gründungen unter Einwirkung<br>brechender Wellen<br>ISBN 3-86005-363-9   |
| <b>Heft 26</b>                 | 2003 | <b>Ehrenkolloquium Prof. Horlacher</b><br>Zum 60. Geburtstag von Herrn Univ.-Prof. Dr.-Ing. habil.<br>Hans-B. Horlacher<br>ISBN 3-86005-376-0   |
| <b>Heft 27</b><br>(vergriffen) | 2004 | <b>Dresdner Wasserbaukolloquium 2004</b><br>Risiken bei der Bemessung und Bewirtschaftung von<br>Fließgewässern und Stauanlagen<br>ISBN 3-86005-414-7   |
| <b>Heft 28</b>                 | 2004 | <b>Reinhard Pohl</b><br>Historische Hochwasser aus dem Erzgebirge<br>ISBN 3-86005-428-7   |
| <b>Heft 29</b><br>(vergriffen) | 2005 | <b>Dresdner Wasserbaukolloquium 2005</b><br>Stauanlagen am Beginn des 21. Jahrhunderts<br>ISBN 3-86005-461-9  |
| <b>Heft 30</b>                 | 2005 | <b>Nigussie Teklie Girma</b><br>Investigation on Sediment Transport Characteristics and<br>Impacts of Human Activities on Morphological Processes of<br>Ethiopian Rivers:Case Study of Kulfo River, Southern Ethiopia<br>ISBN 3-86005-483-X |
| <b>Heft 31</b>                 | 2006 | <b>Matthias Standfuß</b><br>Druckwellenausbreitung in erdverlegten Rohrleitungen<br>aus PE-HD<br>ISBN 3-86005-495-3   |

- Heft 32**      2006      **Dresdner Wasserbaukolloquium 2006**  
Strömungssimulation im Wasserbau  
ISBN 3-86005-473-2
- Heft 33**      2006      **Antje Bornschein**  
Die Ausbreitung von Schwallwellen auf trockener Sohle unter  
besonderer Berücksichtigung der Wellenfront  
ISBN 3-86005-523-2
- Heft 34**      2007      **Torsten Frank**  
Hochwassersicherheit in sielbeeinflussten  
Gewässersystemen am Beispiel des Bongsieler Kanals  
ISBN 978-3-86780-019-8
- Heft 35**      2007      **Dresdner Wasserbaukolloquium 2007**  
Fünf Jahre nach der Flut  
ISBN 987-3-86005-571-7
- Heft 36**      2008      **Aktuelle Forschungen 1993 – 2008**  
Zum 65. Geburtstag von Herrn Prof. Horlacher  
ISBN 978-3-86780-083-9
- Heft 37**      2009      **Dirk Carstensen**  
Eis im Wasserbau – Theorie, Erscheinungen,  
Bemessungsgrößen  
ISBN 978-3-86780-099-0
- Heft 38**      2009      **Reinhard Pohl, Antje Bornschein,  
Robert Dittmann, Stefano Gilli**  
Mehrzieloptimierung der Steuerung von Talsperren zur  
Minimierung von Hochwasserschäden im Unterwasser  
ISBN 978-3-86780-100-3
- Heft 39**      2009      **Dresdner Wasserbaukolloquium 2009**  
Wasserkraftnutzung im Zeichen des Klimawandels,  
angepasste Strategien – neue Technologien  
ISBN 978-3-86780-101-0
- Heft 40**      2010      **Dresdner Wasserbaukolloquium 2010**  
Wasserbau und Umwelt – Anforderungen, Methoden,  
Lösungen  
ISBN 978-3-86780-101-0
- Heft 41**      2010      **Ralf Tackmann**  
Erosion 2008 – Ein numerisches Modell zur Prognose des  
Bodenaustrages von kohäsiven Böden unter Berücksichtigung  
der Rillenerosion  
ISBN 978-3-86780-158-4
- Heft 42**      2010      **Ulf Helbig**  
Tragverhalten und Berechnung von mehrschichtigen  
Verbundrohren

- ISBN 978-3-86780-159-1
- Heft 43**      2010      **Stefano Gilli**  
Die Wirkung von Flussaufweitungen auf Hochwasserwellen –  
Parameterstudie einer Deichrückverlegung im Flussmittellauf  
ISBN 978-3-86780-160-7
- Heft 44**      2010      **Negede Abate Kassa**  
Probabilistic Safety Analysis of Dam – Methods and  
Applications  
ISBN 978-3-86780-161-4
- Heft 45**      2011      **Dresdner Wasserbaukolloquium 2011**  
Wasserkraft  
Mehr Wirkungsgrad + Mehr Ökologie = Mehr Zukunft  
ISBN 978-3-86780-198-0
- Heft 46**      2011      **Torsten Heyer**  
Zuverlässigkeitsbewertung von Flussdeichen nach  
dem Verfahren der logistischen Regression  
ISBN 978-3-86780-197-3
- Heft 47**      2011      **Dresdner Wasserbaukolloquium 2012**  
Staubauwerke - Planen, Bauen, Betreiben  
ISBN 978-3-86780-261-1
- Heft 48**      2013      **Dresdner Wasserbaukolloquium 2013**  
Technischer und organisatorischer Hochwasserschutz  
– Bauwerke, Anforderungen, Modelle  
ISBN 978-3-86780-318-2
- Heft 49**      2013      **Vinzent Sturm**  
Simulation der Fluid-Struktur-Interaktion mit freier  
Oberfläche am Beispiel des Schlauchwehres unter  
Anwendung von Ansys/CFX  
ISBN 978-3-86780-348-9
- Heft 50**      2014      **Dresdner Wasserbaukolloquium 2014**  
Simulationsverfahren und Modelle für Wasserbau und  
Wasserwirtschaft  
ISBN 978-3-86780-349-6
- Heft 51**      2014      **Holger Haufe**  
Zwischenauslässe an Talsperren - Beispiele,  
Bemessung, Konstruktion, Nachrüstung  
ISBN 978-3-86780-393-9
- Heft 52**      2014      **Reinhard Pohl, Antje Bornschein et al.**  
Effect of very oblique waves on wave run-up and wave  
overtopping  
ISBN 978-3-86780-392-2

- Heft 53**      2015      **Dresdner Wasserbaukolloquium 2015**  
Messen und Überwachen im Wasserbau und am  
Gewässer  
ISBN 978-3-86780-420-2
- Heft 54**      2015      **Mohammed A. H. Abdallah**  
Developing a Multi-Purpose Reservoir Operating Model  
with Uncertain Conditions: A Case of Eastern Nile  
Reservoirs – Sudan  
ISBN 978-3-86780-431-8
- Heft 55**      2015      **Paolo Dapoz**  
Reinigung von Abwasserkanälen mittels  
Niederdruckspülverfahren  
ISBN 978-3-86780-432-5
- Heft 56**      2015      **JuWi-Treffen**  
17. JuWi-Treffen: Fachbeiträge zur Tagung vom 26.-28.  
August 2015-11-15  
ISBN 978-3-86780-448-6

Die **Dresdner Wasserbauliche Mitteilungen** können bezogen werden über:

Technische Universität Dresden  
Institut für Wasserbau und THM  
Frau Katrin Junikajtes  
01062 Dresden

Telefon: +49 351 463 33837  
Fax: +49 351 463 37141  
E-Mail: [Katrin.Junikajtes@tu-dresden.de](mailto:Katrin.Junikajtes@tu-dresden.de)  
URL: [www.iwd.tu-dresden.de](http://www.iwd.tu-dresden.de)

Ein großer Teil unserer Hefte ist digitalisiert und in der Verkehrswasserbaulichen Zentralbibliothek der Bundesanstalt für Wasserbau in Karlsruhe einzusehen: [http://vzb.baw.de/digitale\\_bib/dwm.php](http://vzb.baw.de/digitale_bib/dwm.php)